

Disponible en www.hormigonyacero.com
Hormigón y Acero, 2026
<https://doi.org/10.33586/hya.2026.4213>

ARTÍCULO EN AVANCE ON LINE

El viaducto de Sabiñánigo en la autovía A-23. Concepción, proyecto y construcción

Miguel Ortega Cornejo, Fernando Ruano Parra, Jokin Ugarte González, Alberto Suz Maroto, Jesús Martín Suárez, Juan Luis Mansilla Domínguez, David Alcáñiz Jiménez

DOI: <https://doi.org/10.33586/hya.2026.4213>

Para ser publicado en: *Hormigón y Acero*

Por favor, el presente artículo debe ser citado así:

Ortega, M., Ruano, F. Ugarte, J., Suz, A., Martín, J., Mansilla, J.L., & Alcáñiz, D.
(2026) El viaducto de Sabiñánigo en la autovía A-23. Concepción, proyecto y
construcción, *Hormigón y acero*, <https://doi.org/10.33586/hya.2026.4213>

Este es un archivo PDF de un artículo que ha sido objeto de mejoras propuestas por dos revisores después de la aceptación, como la adición de esta página de portada y metadatos, y el formato para su legibilidad, pero todavía no es la versión definitiva del artículo. Esta versión será sometida a un trabajo editorial adicional, y una revisión más antes de ser publicado en su formato final, pero presentamos esta versión para adelantar su disponibilidad. En el proceso editorial y de producción posterior pueden producirse pequeñas modificaciones en su contenido.

© 2026 Publicado por CINTER Divulgación Técnica para la Asociación Española de Ingeniería Estructural, ACHE

El viaducto de Sabiñánigo en la autovía A-23. Concepción, proyecto y construcción

The Sabiñánigo viaduct on the A-23 highway. Conception, project and erection

Miguel Ortega Cornejo^a, Fernando Ruano Parra^b, Jokin Ugarte González^c, Alberto
Suz Maroto^d, Jesús Martín Suárez^e, Juan Luis Mansilla Domínguez^f, David Alcáñiz
Jiménez^g

^a Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director General.. miguel.ortega@tylin.com

^b Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director de Departamento de Puentes. fernando.ruano@tylin.com

^c Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos Senior. jokin.ugarte@tylin.com

^d Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos. alberto.suz@tylin.com

^e Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Director de la División de Inspección, Mantenimiento y Asistencias Técnicas.
jesus.martin@tylin.com

^f Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos Senior. juanluis.mansilla@tylin.com

^g Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. TYLin. Jefe de Proyectos. david.alcaniz@tylin.com

RESUMEN

El Viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín en la autovía A-23, es una estructura de 933.70 m de longitud y 25.10 m de anchura, con una distribución de luces de 9x90+74+49.7. El tablero consiste en un cajón de hormigón pretensado de 9 m de anchura superior y grandes voladizos laterales apoyados en puntales prefabricados cada 5 m. El canto del tablero varía desde un mínimo de 3,20 m (L/28,12) en la zona de centro del vano, hasta un máximo de 5,50 m sobre pilas (L/16,36). Su característica más destacada es el vano tipo de 90 m de luz, en el que el cajón central se construye mediante autocimbra (MSS), lo que constituye el récord mundial del vano de mayor luz ejecutado mediante dicho procedimiento (compartido con un viaducto de la línea ferroviaria Ankara-Estambul). Los amplios voladizos se hormigonan en segunda fase mediante carro de alas.

El diseño del tablero se fundamenta en el compromiso entre la eficiencia estructural, aportada por la variación de canto, y la eficiencia constructiva, conseguida mediante los 50 m centrales de canto constante y por un cajón relativamente estrecho, que permiten estandarizar procesos constructivos y minimizar el peso del tablero.

ABSTRACT

The Sabiñánigo Viaduct over the Gállego and Aurín rivers on the A-23 highway is a structure 933.70 m long and 25.10 m wide, with a span distribution of 9x90+74+49.7. The deck consists of a prestressed concrete box girder 9 m wide at the top and large lateral cantilevers supported by prefabricated struts every 5 m. The depth of the deck varies from a minimum of 3.20 m (L/28.12) in the midspan to a maximum of 5.50 m above piers (L/16.36). Its most notable feature is the 90 m typical span, in which the central box girder is constructed using a Movable Scaffolding System (MSS), which is the world record for the longest span constructed using this method (shared with a viaduct on the Ankara-Istanbul railway line). The large cantilevers are concreted in a second phase using a wing traveler.

The design of the deck is based on a compromise between structural efficiency, provided by the variation in depth, and construction efficiency, achieved by the 50 m central section of constant depth and a

relatively narrow box girder, which allows for the standardisation of construction processes and minimise the weight of the deck.

PALABRAS CLAVE: Puente de hormigón postesado, construcción evolutiva, autocimbra, carro de alas

KEYWORDS: Post-tensioned bridge, evolutionary construction, movable-scaffolding-system, wing traveler

1. Introducción

El viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín constituye la estructura principal del tramo Sabiñánigo Este – Sabiñánigo Oeste de la autovía A-23, tanto por su longitud como por el papel que desempeña en la continuidad geométrica y funcional del trazado. El tramo fue adjudicado a la UTE Rover Infraestructuras – Aldesa Construcciones en septiembre de 2019. En el marco de la preparación de la obra y con objeto de optimizar la solución estructural y constructiva inicialmente prevista, la UTE contrató a TYLin (entonces IDEAM) para prestar labores de asesoramiento técnico y para la redacción de un Proyecto Constructivo Modificado, encargo formalizado a comienzos de 2020.

La redacción del proyecto se desarrolló durante los meses centrales de 2020, integrando desde el inicio los condicionantes geométricos del emplazamiento, las restricciones asociadas al cruce de los ríos y la ladera del Gállego, y los requisitos funcionales de la autovía (ancho de plataforma y trazado en planta). En 2021, la UTE contrató al Grupo Tecozam para el

suministro de los medios auxiliares necesarios para la ejecución del viaducto, en particular la cimbra autolanzable y el carro de alas. Como es habitual en este tipo de estructuras construidas vano a vano, la selección final de estos equipos condiciona aspectos relevantes del diseño y del procedimiento de ejecución (reacciones transmitidas a la estructura, detalles de apoyo, cinemática de la solución...). Por ello, una vez definidos los medios auxiliares, TYLin adaptó el Proyecto Modificado para ajustarlo a las características y requerimientos de los sistemas finalmente elegidos.

La construcción del viaducto se inició en 2022 y se completó en su totalidad en el otoño de 2025 (Fig. 1). Durante todo el proceso, TYLin desarrolló labores de asistencia técnica a la UTE, proporcionando apoyo al seguimiento del comportamiento estructural durante las distintas fases de ejecución, así como al análisis y resolución de aspectos técnicos asociados al carácter singular de la obra, tanto por su longitud total como por las luces adoptadas y el procedimiento constructivo empleado.



Figura 1. Visión inferior del viaducto acabado desde las proximidades del vano 2

2. Concepción del viaducto

2.1 Condicionantes principales

La concepción del viaducto de Sabinánigo viene fuertemente condicionada por la orografía singular del emplazamiento, que determina tanto la longitud total de la estructura como la configuración de sus luces y, en consecuencia, el procedimiento constructivo más adecuado.

En las inmediaciones de Sabinánigo, la traza de la autovía A-23 discurre sobre una meseta elevada aproximadamente 60 m sobre el núcleo urbano. Esta meseta finaliza de manera abrupta en una ladera escarpada, resultado de la erosión del río Gállego, que desciende hasta la cota del cauce (Fig. 2). El cruce del Gállego constituye el primer gran obstáculo natural. Una vez superado este río, el terreno comprendido entre el Gállego y su afluente, el río Aurín, presenta una topografía prácticamente plana, lo

que contrasta con la fuerte pendiente inicial. Finalmente, tras el cruce del Aurín, la autovía alcanza progresivamente la cota del terreno inferior.

Esta configuración geométrica obligaba a que el viaducto tuviera una longitud suficiente para salvar tanto el Gállego como el Aurín, partiendo desde la ladera adyacente al primero. Como resultado, la estructura alcanza aproximadamente 900 m de longitud total, con alturas variables entre 60 m en la zona próxima a la meseta y alrededor de 10 m en las zonas más bajas próximas al Aurín. Esta variación significativa de altura condiciona no sólo el diseño estructural, sino también la logística y el planteamiento constructivo.

Más allá de la longitud total, el condicionante más exigente desde el punto de vista estructural era la imposibilidad de disponer apoyos intermedios en el entorno inmediato del Gállego y de la ladera adyacente. Entre la zona de fuerte pendiente y el propio cauce se definía

una franja del orden de 85–90 m en la que la implantación de pilas no resultaba viable ni técnica ni ambientalmente. Este hecho imponía que el primer vano del viaducto tuviera, como mínimo, esa magnitud de luz, condicionando de forma determinante el esquema estructural global.

En cuanto al procedimiento constructivo, la considerable longitud del viaducto hacía recomendable optar por un sistema que permitiera una ejecución repetitiva y eficiente vano a vano, reduciendo tiempos de ciclo y favoreciendo la industrialización del proceso. En este contexto, soluciones como el izado de vanos completos mediante grúas o la construcción con cimbra autolanzable se presentaban como alternativas idóneas. Por el contrario, procedimientos como el avance por voladizos sucesivos, si bien técnicamente viables para grandes luces, resultaban menos competitivos en términos de plazo y rendimiento para una estructura de esta longitud.

Asimismo, el uso de cimbras cuajadas o porticadas quedaba restringido a las zonas de menor altura, lo que implicaría la combinación de diferentes medios auxiliares a lo largo del viaducto. Dado que la implantación de una cimbra autolanzable supone una inversión significativa que debe amortizarse mediante un número elevado de ciclos repetitivos, la

coexistencia con otros sistemas no ofrecía ventajas suficientes desde el punto de vista técnico-económico y fue descartada desde etapas tempranas del estudio.

Otro condicionante relevante lo constituía la configuración de la plataforma, que debía alojar, por cada sentido de circulación, dos carriles de 3,50 m, dos arcones (2,50 m lateral y 1,00 m central) y una berma de 1,00 m, resultando una anchura total de 25,1 m para todas las alternativas consideradas. Esta anchura, considerable para una estructura de hormigón ejecutada vano a vano, exigía una solución transversal eficiente que limitara el peso propio y garantizara un comportamiento adecuado frente a las acciones longitudinales y transversales.

Finalmente, el viaducto presenta doble curvatura en planta, lo que introduce complejidades adicionales en la definición geométrica, el replanteo y el control durante la ejecución. No obstante, esta circunstancia no condicionó la tipología estructural finalmente adoptada, si bien sí exigió un modelado preciso y un seguimiento geométrico riguroso durante la construcción, además de resultar una complejidad añadida importante para el movimiento de la cimbra autolanzable, exigiendo ripados transversales que permitieran a la máquina adaptarse a la geometría del puente.

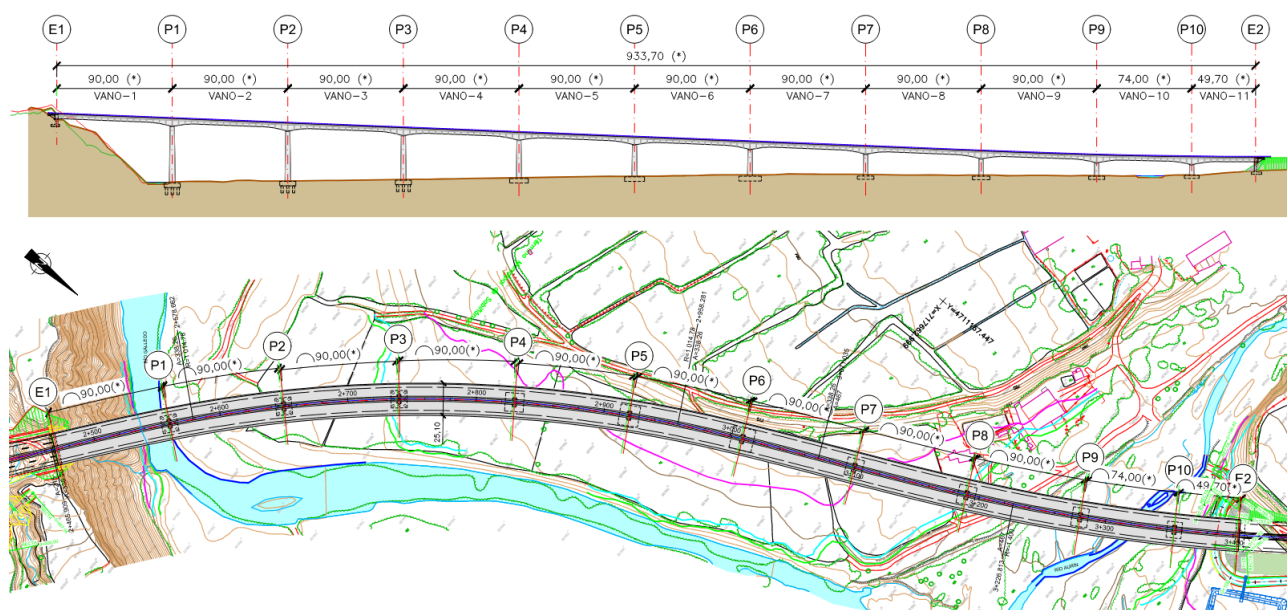


Figura 2. Alzado y planta del Viaducto de Sabiñánigo ejecutado mediante cimbra autolanzable con vanos tipo de 90 m

2.2 Estudio de alternativas

Una vez definidos los condicionantes geométricos y funcionales del emplazamiento, los trabajos para la UTE se iniciaron con un estudio de alternativas cuyo objetivo era identificar la solución estructural más adecuada desde el punto de vista técnico, constructivo y económico. Este análisis se abordó considerando de forma integrada tres variables fundamentales: el material estructural, la tipología resistente y el procedimiento de ejecución. Se estudiaron tres alternativas principales.

La primera alternativa consistía en un cajón monocelular mixto con jabalcones metálicos laterales, similar a la solución desarrollada por IDEAM en el cercano Viaducto de Sigüés, en la misma autovía [1]. Las condiciones geométricas y de emplazamiento de ambas estructuras eran comparables, lo que hacía razonable considerar esta tipología. Esta solución permitía aligerar el peso propio mediante el uso de elementos metálicos, reduciendo solicitaciones longitudinales y favoreciendo grandes luces. No obstante,

implicaba una mayor afectación a la zona inferior al tablero, desde donde debía realizarse el izado y montaje de los tramos metálicos, y el suministro para la ejecución de la losa superior, exigiendo la entrada de grandes grúas a toda la sombra del puente.

La segunda alternativa se basaba en un cajón monocelular de hormigón pretensado, combinando dos procedimientos constructivos distintos. Para el tramo comprendido entre los ríos Gállego y Aurín se proponía la ejecución mediante cimbra autolanzable convencional, con vanos tipo de 64 m, mientras que los vanos 1 y 2, de hasta 90 m, se ejecutarían mediante avance por voladizos sucesivos para salvar el Gállego. Esta solución permitía adaptar el procedimiento constructivo a las distintas zonas del viaducto, pero implicaba la coexistencia de dos sistemas de ejecución en una misma estructura, con el consiguiente impacto en plazo, organización de obra y costes indirectos.

La tercera alternativa proponía igualmente un cajón monocelular de hormigón pretensado, pero ejecutado exclusivamente mediante una cimbra autolanzable especial, dimensionada para alcanzar vanos tipo de 90 m a lo largo de toda la estructura. Esta opción implicaba llevar al límite

las capacidades habituales de este tipo de medios auxiliares, pero ofrecía la ventaja de una ejecución repetitiva, homogénea y potencialmente más eficiente.

Tras el análisis comparativo de las tres soluciones, considerando tanto aspectos estructurales como constructivos y económicos, resultó evidente que la alternativa 3 presentaba las mayores ventajas globales. Desde el punto de vista técnico, la homogeneización de luces en 90 m permitía un esquema resistente coherente y continuo, reduciendo el número de pilas y cimentaciones respecto a soluciones con luces menores. Desde el punto de vista constructivo, el empleo de un único medio auxiliar para la ejecución completa del cajón central eliminaba transiciones entre sistemas y optimizaba los ciclos de producción. En términos económicos, la considerable longitud del viaducto permitía amortizar la inversión asociada a una cimbra autolanzable de gran capacidad, cuyo coste inicial es significativo pero se diluye al repetirse un número elevado de ciclos.

Debe señalarse que las cimbras autolanzables capaces de ejecutar vanos de esta

magnitud no son equipos estándar, sino sistemas que requieren una adaptación específica a cada proyecto, tanto en términos de configuración estructural como de detalles de apoyo y anclaje. Por ello, el análisis incluyó una consulta con distintos suministradores especializados para verificar la viabilidad real de la solución.

En el momento de realización del estudio, la tecnología de las cimbras autolanzables estaba alcanzando el umbral que permitía ejecutar luces del orden de 90 m [2] (Fig. 3). El equipo redactor contaba además con experiencia previa en proyectos de características exigentes. En particular, había participado en el diseño de los viaductos de acceso del Nuevo Puente Pumarejo [3], donde se empleó una cimbra autolanzable de gran tamaño para ejecutar un cajón central de 16 m de ancho en vanos tipo de 70 m, con un peso aproximado de 38 tn/m. Asimismo, el fabricante BERD había completado recientemente uno de los viaductos del tramo ferroviario Ankara–Estambul, con vanos tipo de 90 m y un peso de tablero de 32 tn/m [4], lo que confirmaba la viabilidad técnica del planteamiento.

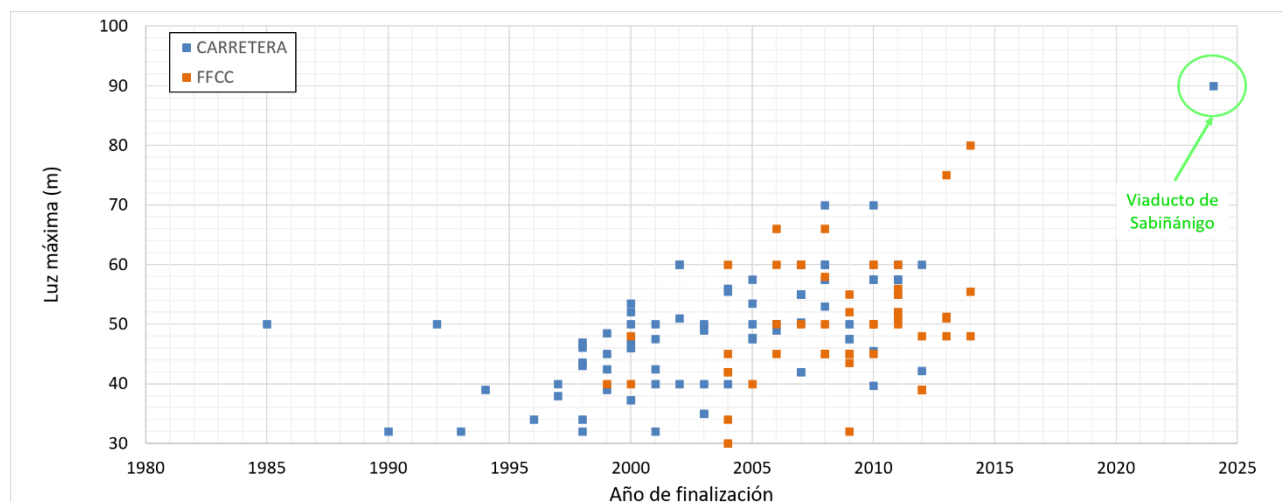


Figura 3. Evolución de la luz máxima en los tableros ejecutados mediante cimbra autolanzable en España, tanto en carretera como en Alta Velocidad (información hasta 2015 + el Viaducto de Sabiñánigo). Fuente principal: *Manual de Cimbras Autolanzables*, SEOPAN (Asociación de Empresas Constructoras y Concesionarias de Infraestructuras), CNC (Confederación Nacional de la Construcción). Edición de 2015

Tras la consulta con varios suministradores, se confirmó que existían

empresas con capacidad técnica para abordar una estructura con las características planteadas

en la alternativa 3. En consecuencia, y de común acuerdo con la UTE, se decidió desarrollar esta solución basada en la utilización exclusiva de una cimbra autolanzable para ejecutar la totalidad del viaducto mediante un cajón monocelular de hormigón pretensado.

Dado que el dimensionamiento de la cimbra vendría condicionado por el vano 1, inicialmente estimado entre 85 y 90 m, resultaba lógico homogeneizar el resto de vanos a esa misma magnitud. Esta decisión permitió reducir de manera apreciable el número total de pilas y cimentaciones respecto a otras alternativas, simplificando tanto el diseño como la ejecución.

Durante la redacción del Proyecto Modificado, la Dirección de Obra recomendó aumentar ligeramente la separación entre la cimentación del estribo 1 y la ladera escarpada del Gállego, lo que condujo a fijar definitivamente la luz del primer vano en 90 m. El esquema final del viaducto quedó configurado con 11 vanos, distribuidos como $9 \times 90 + 74 + 49,7$ m.

La cimbra autolanzable debía ejecutar el cajón central de 11 m de ancho incluyendo los enanos de la losa superior fuera de almas ejecutados en primera fase, y un peso aproximado de 32 tn/m, avanzando desde PK+ hacia PK- (desde el estribo E2 hacia el estribo E1) Ello permitía montar la autocimbra en una zona donde el tablero se situaba a una altura reducida, simplificando su montaje mediante grúas, y ejecutar el viaducto en sentido ascendente, opción preferida por los suministradores de cimbras autolanzables dado

que permite un mejor control del proceso de avance y evita la necesidad de disponer de un sistema de retenida del medio auxiliar. Con ello, la estructura igualaba el récord mundial de mayor luz ejecutada mediante cimbra autolanzable [4]. Las alas se ejecutarían posteriormente mediante un carro de alas, avanzando con un decalaje de 2 a 3 vanos respecto a la autocimbra. Los dos vanos extremos de PK+, de 74 m y 49,7 m, permitían un encaje adecuado de las pilas respecto al río Aurín y una transición progresiva desde los vanos tipo de 90 m hasta el estribo E2.

Para hacer viable una luz tipo de 90 m con un peso compatible con la capacidad de la cimbra, fue imprescindible optimizar al máximo la sección. Se adoptó un tablero de canto variable, con 50 m centrales de canto constante de 3,20 m, y una variación parabólica en los 20 m adyacentes a cada pila, alcanzando un canto máximo de 5,50 m (Fig. 4). Esta solución permitía concentrar el incremento de capacidad de la sección donde estructuralmente resultaba necesario, manteniendo al mismo tiempo una amplia zona central de canto constante que favorecía la repetición de encofrados y la estandarización del proceso constructivo.

Una configuración de filosofía similar había sido desarrollada previamente por el equipo redactor en el viaducto de Alta Velocidad sobre el río Deba en Bergara [5] para Sacyr utilizando una cimbra autolanzable del Grupo Puentes, con un vano máximo de 80 m, que hasta la ejecución del viaducto de Sabinánigo ha constituido la mayor luz ejecutada en España mediante cimbra autolanzable.



Figura 4. Superior: Vista inferior de la variación de canto (zona estribo 2). Inferior: Vista general de la ejecución del viaducto

3. Diseño del tablero

3.1 Sección transversal y variación longitudinal del canto

Como se ha indicado anteriormente, la solución adoptada para el viaducto de Sabiñánigo es un cajón monocelular de hormigón pretensado ($f_{ck} = 50$ MPa), concebido como el elemento estructural principal resistente

frente a las acciones verticales, longitudinales y transversales. La elección de esta tipología responde tanto a criterios estructurales — eficiencia frente a flexión y torsión en estructuras de gran luz— como constructivos, dado que se adapta especialmente bien a la ejecución vano a vano mediante cimbra autolanzable.

La sección transversal presenta un cajón de ancho superior de 9 m entre caras exteriores de almas y un ancho inferior de 8 m, con almas ligeramente inclinadas hacia el interior. Esta

ligera inclinación no sólo favorece el desencofrado durante la ejecución, sino que también contribuye a mejorar el comportamiento estructural al optimizar la geometría resistente frente a flexión y cortante.

El espesor mínimo de las almas se fijó en 60 cm, incrementándose hasta 70 cm en los 10 m adyacentes a cada pila, donde las solicitaciones de cortante son más exigentes. Este recreado localizado permite reforzar la sección en las zonas críticas sin penalizar innecesariamente el peso propio en el resto del vano.

La losa superior entre almas se diseñó con un espesor de 30 cm, incrementándose hasta 60 cm sobre las almas mediante cartabones de 1,50 m de ancho (Fig. 5). Este engrosamiento local responde a la necesidad de garantizar una adecuada transferencia de esfuerzos entre la losa superior y las almas, especialmente en las zonas de introducción de cargas concentradas y en las áreas próximas a los puntales prefabricados que soportan los voladizos.

La losa inferior se proyectó igualmente con un espesor constante de 30 cm, con cartabones de 1 m de ancho donde alcanza los 65 cm. Además, en los 20 m adyacentes a cada pila, el espesor de la losa inferior aumenta de forma lineal hasta 80 cm, reforzando la sección frente a los elevados momentos negativos en esas zonas.

Un aspecto especialmente relevante del diseño transversal es la configuración de los voladizos laterales de 8 m de longitud, necesarios para completar la anchura total de plataforma de 25,1 m. La losa superior exterior a las almas se diseñó con un espesor reducido de 25 cm, lo que fue posible evitando la migración hacia el exterior de los cables parabólicos de pretensado. Esta decisión permitió mantener un peso propio contenido y, al mismo tiempo, garantizar una adecuada capacidad resistente mediante el armado pasivo.

Los voladizos se apoyan en una viga de borde que recoge las cargas de la losa superior y las transmite a la sección central mediante puntales prefabricados, dispuestos cada 5 m. Estos puntales transfieren directamente el peso del voladizo hacia la intersección entre las almas y la losa inferior, optimizando el flujo de esfuerzos y evitando sobrecargar la losa superior en flexión transversal.

La losa superior se diseñó como elemento armado, prescindiendo de pretensado transversal. Esta decisión obedeció a dos razones principales: por un lado, evitar interferencias entre el pretensado longitudinal y un eventual pretensado transversal; por otro, simplificar el proceso constructivo de las alas, evitando una etapa adicional de tesado que habría ralentizado el ritmo de producción.

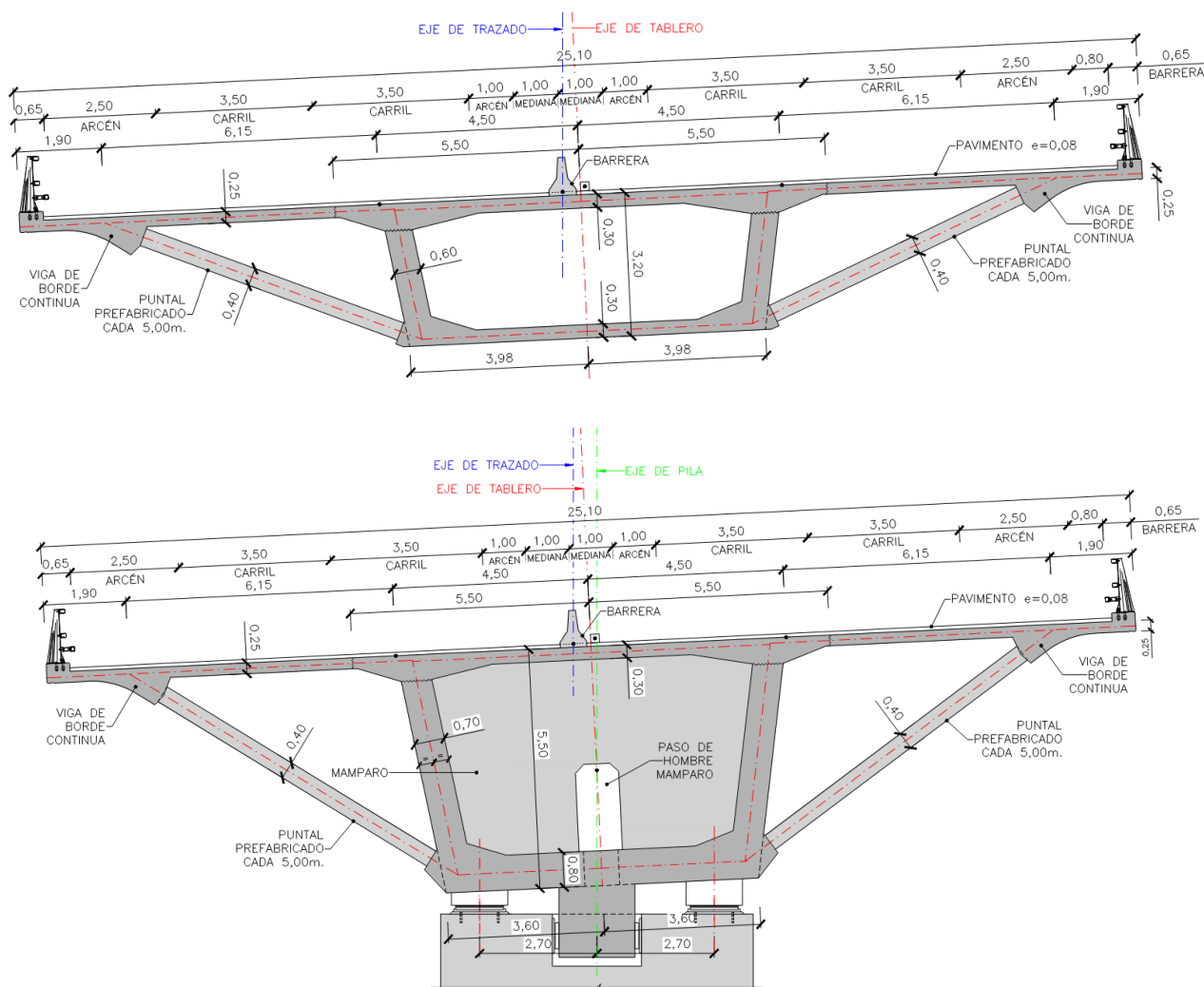


Figura 5. Arriba: Sección transversal por centro de vano. Abajo: Sección transversal por pila

Variación longitudinal del canto

El canto estructural del tablero se definió con un valor de 3,20 m en centro de vano, lo que corresponde a una esbeltez aproximada de $L/28,1$ para el vano tipo de 90 m. Este canto se mantiene constante a lo largo de los 50 m centrales de cada vano, permitiendo la repetición sistemática de patrones de armado, módulos de premontaje y configuraciones de encofrado de la cimbra autolanzable. Esta decisión fue clave para favorecer la industrialización del proceso constructivo y reducir tiempos de ciclo.

En los 20 m adyacentes a cada pila, el canto aumenta de forma parabólica hasta alcanzar los 5,50 m, lo que supone una esbeltez aproximada de $L/16,4$ en la zona de máximo

momento negativo. Esta variación permite concentrar material allí donde estructuralmente resulta necesario, optimizando la relación entre capacidad y peso propio.

En esta zona de canto variable, los puntales prefabricados ajustan su longitud e inclinación de forma que siempre alcanzan la intersección entre el alma y la losa inferior. Frente a la opción de mantener fija la inclinación de los puntales y generar un plano recto de apuntalamiento, esta decisión evita que los puntales intersecten las almas a media altura, lo que habría requerido diafragmas transversales intermedios entre ambas almas comprometiendo o complicando de forma importante el acceso al interior del cajón, o refuerzos importantes en el alma para recibir las

fuertes compresiones transmitidas por los puntales a media altura.

La solución adoptada consigue un plano alabeado que se inclina ligeramente hacia los fustes de pila, otorgando una sensación dinámica a su vista inferior (Fig. 1, Fig. 6) y que se basa en la variación de la inclinación de tan sólo 3 puntales, cuya geometría se repite en todas las pilas. Por lo tanto, más allá de su lectura formal, responde a una lógica geométrica y estructural clara y precisa: garantizar una transmisión eficiente de cargas desde los voladizos hacia el núcleo resistente del cajón sin comprometer la

accesibilidad interior del cajón y adoptando una solución repetitiva y fácilmente industrializable.

La viga superior que recibe los puntales en la zona de losa superior se diseñó con una geometría única para toda la longitud del viaducto, capaz de absorber la variación angular de los puntales en la zona de pilas. Esta homogeneización permitió estandarizar encofrados y patrones de armado en las alas, simplificando notablemente la ejecución y reduciendo posibles errores o desviaciones en obra.



Figura 6. Izquierda e inferior derecha: Vistas inferiores del puente que muestran el alabeo del plano de los puntales prefabricados y la ejecución de las alas. Superior derecha: Puntal prefabricado acopiado en obra

3.2 Pretensado longitudinal

El diseño del pretensado longitudinal del viaducto constituye uno de los aspectos fundamentales del comportamiento global de la estructura, especialmente considerando la magnitud de las luces adoptadas y la ejecución mediante cimbra autolanzable. La estrategia de pretensado se definió buscando un equilibrio entre eficiencia estructural, simplicidad constructiva y robustez frente a posibles desviaciones durante la ejecución.

Vanos tipo

En los vanos tipo de 90 m se diseñaron dos familias principales de pretensado longitudinal para cumplir con las limitaciones tensionales normativas. En el caso del cajón ejecutado en primera fase y pretensado, sometido a un ambiente XC4+XF4, fue necesario evitar la descompresión de la fibra más traccionada del hormigón para la hipótesis frecuente.

La familia principal está constituida por 10 cables parabólicos de 31 Ø0,6” por alma,

agrupados por parejas. Estos cables definen el esquema resistente básico del vano, siendo responsables de equilibrar tanto el peso propio como las acciones permanentes y variables en condiciones de servicio (Fig. 7 y Fig. 8).

En las zonas de centro de vano y de pila se dispuso una migración en planta de 2 de las 5 parejas de cables parabólicos, con el objetivo de maximizar la excentricidad del pretensado allí donde estructuralmente resulta más eficiente. Esta migración permite optimizar el brazo resistente sin incrementar innecesariamente la cuantía total de tendones, mejorando el aprovechamiento del pretensado en zonas críticas de momento positivo y negativo.

Como refuerzo específico frente a momentos negativos en las zonas de apoyo, se dispusieron 6 cables rectos de 27 Ø0,6", agrupados también por parejas, que discurren exclusivamente por la losa superior. La primera pareja tiene una longitud de 25 m a cada lado de la pila, mientras que las dos restantes se proyectaron con 15 m a cada lado (Fig. 7 y Fig. 8). Esta disposición escalonada permite adaptar el refuerzo a la envolvente real de momentos negativos, concentrando material donde la sollicitación es mayor y evitando prolongaciones innecesarias.

Un aspecto relevante del diseño es que, gracias al cuidado trazado de los cables parabólicos, en los vanos tipo pudo evitarse la disposición de una tercera familia de refuerzo a positivos en la losa inferior, que en otras configuraciones habría sido necesaria para controlar las tensiones en centro de vano. Esta optimización fue posible mediante el ajuste fino de la excentricidad y del número de tendones, manteniendo el equilibrio entre rigidez y peso propio.

Vano 1: caso singular

La excepción a este planteamiento general se produjo en el vano 1, cuya fuerte descompensación con el vano adyacente alteraba significativamente el estado tensional respecto al vano tipo. En este vano fue necesario disponer un refuerzo adicional a positivos en la losa inferior, consistente en:

- 3 parejas de cables rectos de 27 Ø0,6", con una longitud de 53 m.
- 3 parejas adicionales de cables rectos de 31 Ø0,6", con una longitud de 37 m.

Esta configuración permitió absorber los mayores momentos positivos derivados de la descompensación geométrica y del esquema estático particular del extremo del puente.

Robustez del diseño

Desde el punto de vista de la robustez estructural, el proyecto contempló además la disposición de 2 vainas auxiliares en el centro de vano del resto de los vanos, con una longitud de 53,15 m en los vanos tipo y capacidad para alojar tendones rectos de 31 Ø0,6". Estas vainas no estaban inicialmente activas, pero permitían introducir tendones adicionales en caso de que durante la construcción se detectara alguna desviación significativa respecto a las previsiones de cálculo.

La incorporación de esta medida preventiva responde a una filosofía de diseño prudente en estructuras de gran luz ejecutadas con procedimientos altamente industrializados, donde pequeñas variaciones en rigidez, geometría o secuencia de tesado pueden influir en el estado final de tensiones.

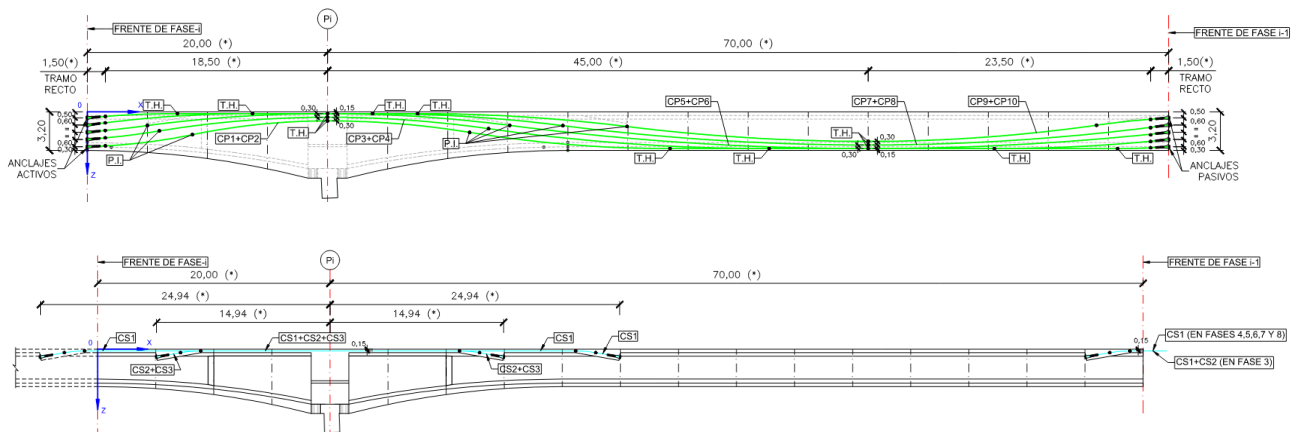


Figura 7. Configuración en alzado del pretensado interior de uno de los vanos tipo

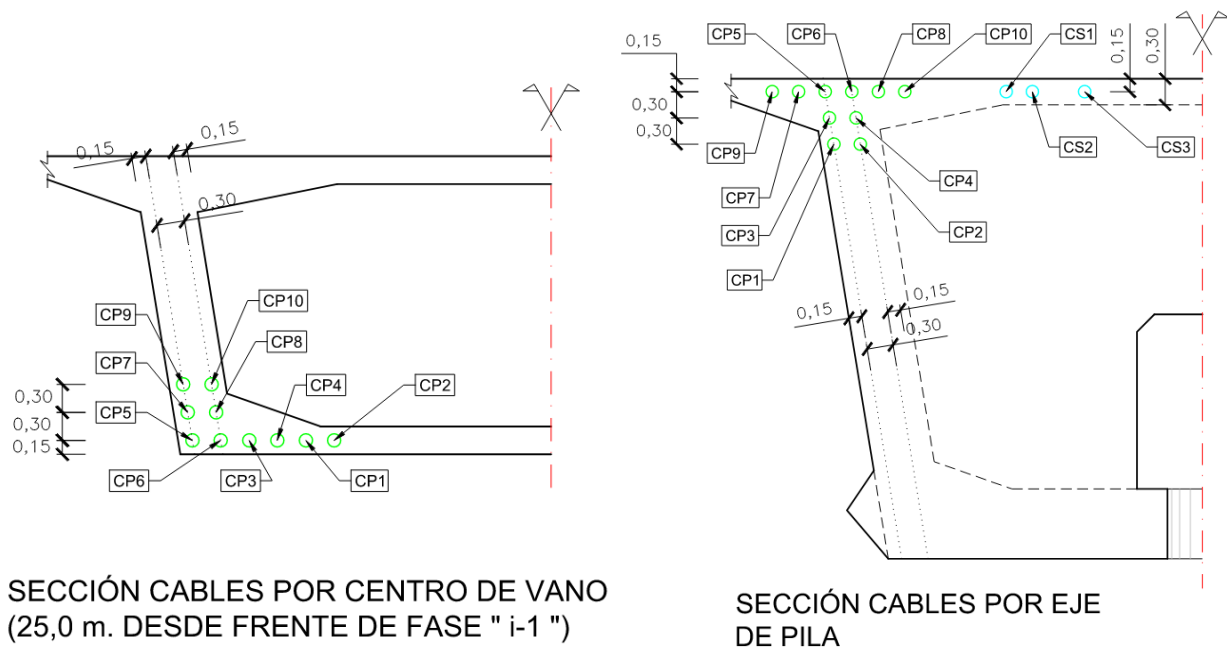


Figura 8. Pretensado en la sección transversal por centro de vano (izquierda) y por pila (derecha). Fase tipo

Organización por fases de ejecución longitudinal

Más allá del vano tipo, el pretensado longitudinal del puente se organizó en cinco grandes grupos, asociados a las distintas fases de ejecución del cajón central:

- Fase 1: correspondiente al vano extremo de 49,70 m, en el que los cables parabólicos se diseñaron como 5 parejas por alma de 24 Ø0,6".
- Fase 2: correspondiente al vano de 74 m, con 5 parejas por alma de 27 Ø0,6".

- Fases 3 a 9: correspondientes a los vanos tipo de 90 m, ya descritos.
- Fase 10: correspondiente al vano 2 de 90 m, fuertemente descompensado respecto al vano 1. En esta fase, el trazado de las 5 parejas por alma de 31 Ø0,6" tuvo que ajustarse para adaptarse a un estado de solicitaciones significativamente más negativo que el del vano tipo.
- Fase 11: última fase de ejecución del cajón central, correspondiente al vano 1 de 90 m, igualmente descompensado y sometido a momentos positivos

superiores a los considerados en la fase tipo.

Esta organización por fases permitió adaptar de manera precisa el esquema de pretensado a la realidad del proceso constructivo y a la evolución del esquema estático durante la ejecución, asegurando en todo momento que la estructura trabajara dentro de los márgenes previstos tanto en estados transitorios como en estado final.

3.3 Carácter evolutivo de la sección transversal

La ejecución de la sección transversal del tablero en etapas sucesivas constituye uno de los aspectos más singulares desde el punto de vista estructural en este viaducto. Si bien esta técnica es habitual en puentes prefabricados y en estructuras mixtas acero-hormigón, su aplicación en puentes de hormigón postesado de gran luz y elevada anchura requiere un análisis detallado del comportamiento diferido y de la redistribución de esfuerzos entre los distintos elementos que componen la sección.

En el caso del viaducto de Sabinánigo, el tablero se ejecuta en dos grandes fases: primero el cajón central mediante cimbra autolanzable, y posteriormente las alas laterales mediante carro de alas. Desde el punto de vista resistente, esta secuencia implica que el cajón central soporta inicialmente la totalidad de su propio peso y que las alas se incorporan estructuralmente en un momento posterior, cuando la mayor parte de las acciones permanentes ya han sido introducidas en la estructura.

El comportamiento de las alas en este contexto es análogo al de la losa de un viaducto mixto continuo: al ejecutarse como último elemento estructural, su estado tensional inicial es relativamente bajo. Sin embargo, al considerar la disposición definitiva de las cargas muertas, las zonas situadas sobre apoyos presentan inevitablemente una tracción neta en el momento de la puesta en servicio, dado que las

alas no han participado plenamente en la fase inicial de introducción de cargas.

Adicionalmente, el comportamiento diferido del hormigón introduce efectos relevantes. La retracción remanente del cajón central es inferior a la de las alas, ya que el primero ha sido hormigonado con anterioridad y ha desarrollado ya parte de su deformación diferida antes de la incorporación de las alas. Esta diferencia genera una retracción diferencial entre ambos elementos, que se traduce en la aparición de tracciones longitudinales en las alas a lo largo de prácticamente toda la longitud del puente.

El fenómeno se ve parcialmente mitigado por la redistribución de esfuerzos debida a la fluencia, que tiende a equilibrar progresivamente las tensiones entre el cajón central y las alas. No obstante, incluso considerando esta redistribución, algunas zonas de las alas mantienen un estado longitudinal eminentemente traccionado durante la práctica totalidad de la vida útil de la estructura que debe ser tenido en cuenta en el dimensionamiento del pretensado y del armado del puente.

En el caso concreto del puente sobre los ríos Gállego y Aurín, se adoptó la decisión de tesar la totalidad del pretensado de refuerzo a negativos una vez ejecutadas las alas, mientras que el pretensado parabólico principal se diseñó para soportar la totalidad del peso propio del puente. Esta estrategia permite introducir un estado de compresión inicial en las alas situadas sobre pilas, compensando parcialmente las tracciones generadas por la disposición de las cargas muertas en esas zonas críticas.

En las regiones de momento positivo, el efecto de la carga muerta resulta estructuralmente favorable, al generar compresiones que reducen el riesgo de fisuración en servicio en las alas. No obstante, incluso en estas zonas, el comportamiento diferido puede inducir estados tensionales de tracción que deben ser adecuadamente controlados.

Pese a las medidas mitigadoras adoptadas, es fundamental asumir que las alas de un viaducto de estas características, que son estructuras de hormigón armado, estarán sometidas a un estado generalizado de tracciones longitudinales. En consecuencia, el control de la fisuración constituye un aspecto clave del diseño. Se dispuso un armado longitudinal acorde, dimensionado para garantizar una distribución adecuada de fisuras y limitar su abertura dentro de valores compatibles con la durabilidad y el comportamiento en servicio (para el ambiente en el que se situaba el viaducto, XC4+XF4, ello supuso limitar la abertura de fisura en situación cuasipermanente a 0,2 mm).

Este enfoque refleja una comprensión integral del carácter evolutivo de la sección transversal y de la interacción entre los distintos componentes del tablero a lo largo de la vida útil de la estructura.

4. Diseño de la subestructura

4.1 Esquema de fijación longitudinal, topes y aparatos de apoyo

El viaducto de Sabinánigo cuenta con 10 pilas intermedias, de las cuales las tres centrales (P4 a P6) constituyen el punto fijo longitudinal de la estructura. La definición del esquema de fijación fue un aspecto clave del diseño, dada la longitud total del puente (934 m) y la magnitud de las acciones longitudinales asociadas tanto a frenado como a efectos térmicos y sísmicos.

El elevado peso del tablero —derivado de la anchura de plataforma y de las luces adoptadas— obligó a apoyar la estructura sobre aparatos de apoyo esféricos, descartándose en fases iniciales soluciones basadas en apoyos elastoméricos zunchados. Los aspectos relacionados con la durabilidad hacían esta solución también preferible a otras alternativas como los aparatos de apoyo tipo POT.

Desde el punto de vista global, situar el punto fijo longitudinal en uno de los estribos

habría generado movimientos longitudinales muy importantes en el estribo opuesto, consecuencia directa de la gran longitud total del viaducto. Estos desplazamientos habrían exigido dispositivos de dilatación de gran capacidad y habrían concentrado solicitaciones en los apoyos extremos.

Con el objetivo de minimizar estos efectos y distribuir de forma más equilibrada las deformaciones longitudinales, se decidió fijar el centro del viaducto. Esta solución reduce las amplitudes máximas de desplazamiento en los extremos y permite un reparto más simétrico de las deformaciones térmicas y reológicas.

La magnitud de las fuerzas longitudinales no justificaba la adopción de una solución de punto fijo central en forma de delta, que habría implicado una configuración geoméricamente más compleja en las pilas centrales. Por ello, se optó por fijar el tablero directamente en las tres pilas centrales, manteniendo la geometría vertical óptima de sus fustes.

Se llevó a cabo un estudio de sensibilidad para evaluar el efecto de fijar un número mayor o menor de pilas. El análisis mostró que fijar el tablero exclusivamente en tres pilas minimizaba la fuerza longitudinal máxima que debía soportar una única pila. Si se incrementaba el número de pilas fijas, aumentaban las fuerzas hiperestáticas derivadas de los movimientos longitudinales impuestos en las cabezas de las pilas extremas del conjunto fijo. Por el contrario, reducir el número de pilas fijas concentraba en exceso las fuerzas de frenado y las acciones sísmicas longitudinales en un número reducido de apoyos.

La fijación longitudinal se materializó mediante el bloqueo del movimiento longitudinal en los propios aparatos de apoyo esféricos de las pilas centrales. Esta decisión simplificó notablemente el diseño de los mamparos del tablero y de las cabezas de pila, evitando la necesidad de dispositivos adicionales de transmisión de fuerzas longitudinales y reduciendo posibles interferencias geométricas.

Durante la construcción desde el estribo E2 hacia el estribo E1 fue necesaria la disposición de un punto fijo provisional para el tablero en el estribo E2, que se liberó tan pronto como el tablero llegó a la primera pila fija, evitando así la introducción de esfuerzos de compatibilidad no deseados.

En cuanto a las acciones transversales, las fuerzas de servicio —incluyendo las asociadas al sismo de servicio— son absorbidas directamente por los aparatos de apoyo. Para las acciones de Estado Límite Último (ELU) o de sismo, los apoyos incorporan fusibles que liberan la fuerza transversal cuando se supera un determinado umbral, permitiendo que la carga se transmita a través de topes transversales.

Estos topes se materializan en forma de ménsulas invertidas, que parten del mamparo del tablero y se introducen en una ranura longitudinal dispuesta en la cabeza de pila. Esta configuración garantiza una transmisión controlada de esfuerzos en situaciones extremas, manteniendo desacopladas las acciones transversales de servicio y las de carácter excepcional.

La ranura practicada en la cabeza de pila cumple además una función adicional como zona de inspección de los aparatos de apoyo. Para ello, se habilitó un acceso desde el interior del cajón a través del fondo del tablero, permitiendo la inspección y mantenimiento de estos elementos críticos durante la vida útil del puente.

4.2 Pilas

Las alturas de las pilas del viaducto varían desde aproximadamente 8 m en la pila P10 hasta casi 44 m en la pila P1, siguiendo una variación prácticamente lineal. Esta variación responde principalmente a la pendiente longitudinal del tablero más que a la topografía inferior, que en el tramo comprendido entre los ríos presenta una configuración sensiblemente plana.

Desde el punto de vista compositivo, el relativo menor protagonismo visual de la

subestructura en el conjunto del viaducto aconsejó un diseño sobrio y funcional, que acompañara las formas dominantes del tablero sin competir con ellas. Se buscó una coherencia formal entre superestructura y subestructura, de modo que las pilas actuaran como prolongación natural del esquema resistente del tablero (Fig. 9).



Figura 9. Vista longitudinal de los fustes de las pilas desde el vano 2 hacia PK+

Los fustes se diseñaron con una sección rectangular hueca, solución que permite una adecuada eficiencia estructural frente a esfuerzos combinados de compresión, flexión y cortante, al tiempo que limita el consumo de material respecto a una sección maciza equivalente. Las aristas se resolvieron con chaflanes de 10 cm, suavizando la transición entre tabiques y mejorando la calidad del acabado superficial.

Se introdujo una variación longitudinal lineal con pendiente 1,5/100, lo que contribuye tanto a la adecuación estructural como a la lectura formal de esbeltez. El ancho del fuste se diseñó igual al ancho del fondo del cajón en la sección de pila, reforzando la continuidad visual y estructural entre ambos elementos. Esta

coincidencia dimensional favorece la percepción de unidad entre tablero y pilas y evita cambios bruscos de sección en la transmisión de cargas.

El ancho transversal del fuste se mantuvo constante a lo largo de su altura, potenciando la sensación de esbeltez del conjunto (Fig. 10). Por su parte, la dimensión longitudinal de la cabeza de pila se proyectó idéntica al ancho inferior del mamparo del tablero. De este modo, el fuste se concibe como una transición natural entre la variación longitudinal del canto del tablero y la vertical, garantizando una transmisión armónica de las cargas hacia la cimentación.

En cuanto a la definición constructiva, los tabiques del fuste presentan un espesor de 30 cm en los 25 m superiores y de 40 cm en el resto de la altura, adaptando la sección a las mayores solicitaciones que se producen en la zona inferior. Los 5 m superiores de cada fuste se macizan para conformar la cabeza de pila, facilitando la transmisión directa de reacciones desde el tablero a la subestructura.

Las cabezas de pila se ejecutaron con un hormigón de las mismas características que el del tablero. Esta decisión permitió reducir el tamaño necesario de los aparatos de apoyo, optimizando su dimensionamiento y reduciendo el coste asociado.



Figura 10. Vista longitudinal de los fustes de las pilas 1 y 2

En cuanto a la cimentación, las pilas P1 a P3, situadas en las proximidades del río Gállego, se resolvieron mediante cimentación profunda con pilotes de 1,8 m de diámetro, mientras que el resto de las pilas se apoyan sobre cimentaciones superficiales, adecuadas a las condiciones geotécnicas más favorables en esas zonas.

4.3 Estribos

El viaducto se completa con dos estribos, E1 y E2, ambos proyectados como estribos cerrados con una anchura total de 25,1 m, coherente con la anchura del tablero y la configuración de la plataforma.

El estribo E1 presenta una altura media aproximada de 8 m sobre la cimentación y un muro frontal de 1,80 m de espesor. El estribo E2, por su parte, alcanza una altura media de 11 m sobre cimentación y dispone de un muro frontal de 2,10 m de espesor, adaptándose a las mayores solicitaciones asociadas a su posición

relativa en el trazado y al esquema global de la estructura.

Ambos estribos se resolvieron mediante cimentación superficial, acorde con las condiciones geotécnicas del terreno en las zonas extremas del viaducto. La configuración cerrada permite un comportamiento adecuado frente a las acciones horizontales transmitidas por el tablero, así como una integración geométrica coherente con el conjunto de la subestructura.

5. Modelización

El análisis estructural del viaducto se abordó mediante un enfoque de modelización escalonado, combinando un modelo global evolutivo, un modelo tridimensional transversal y varios modelos de detalle, con el objetivo de captar tanto el comportamiento global del puente como los fenómenos locales asociados a determinadas zonas singulares.

5.1 Modelo general

El modelo general del viaducto se desarrolló mediante el software SOFISTIK, empleando elementos tipo barra para representar el comportamiento global del tablero y de la subestructura (Fig. 11).

En el modelo se incorporó explícitamente:

- La geometría en alzado del puente, incluyendo la pendiente longitudinal.
- La curvatura en planta, dada la doble curvatura del trazado.
- La variación longitudinal del canto de las secciones del tablero.

Todas las pilas se modelizaron considerando su altura real y la variación de sección con la altura, lo que permitió reflejar adecuadamente la rigidez real del sistema en el análisis longitudinal y transversal.

El modelado del pretensado se realizó con especial cuidado. Cada pareja de cables se representó teniendo en cuenta tanto su trazado en alzado como sus desvíos en planta, con el fin

de considerar correctamente las pérdidas de pretensado asociadas a la curvatura y al rozamiento. Este nivel de detalle resulta particularmente relevante en una estructura de gran luz, donde pequeñas variaciones en excentricidad pueden tener efectos significativos en el estado tensional.

Se desarrolló además un modelo evolutivo de construcción, que reproducía el proceso real de ejecución del tablero. Este modelo tenía en cuenta tanto la secuencia constructiva como la edad de puesta en carga de cada elemento del viaducto, incorporando de manera coherente los efectos diferidos.

La sección transversal del tablero se activaba en dos fases, reproduciendo fielmente la secuencia real de ejecución:

- Hormigonado del cajón central mediante cimbra autolanzable.
- Ejecución posterior de las alas mediante carro de alas.

Asimismo, cada una de las parejas de pretensado se tesaba en el modelo conforme a la secuencia definida en proyecto, permitiendo evaluar el estado tensional en cada fase intermedia.



Figura 11. Vista lateral del modelo evolutivo de construcción del viaducto.

5.2 Modelo transversal

Además del modelo global de barras, se desarrolló un modelo tridimensional de elementos finitos en SOFISTIK para analizar el comportamiento local de la sección transversal del tablero. Este modelo se planteó sobre un tramo representativo de 30 m de longitud,

empleando elementos tipo placa para representar la losa superior, la losa inferior y los tabiques del cajón (Fig. 12).

El objetivo principal de este modelo era estudiar el comportamiento local frente al paso de los trenes de carga definidos en la normativa, considerando no sólo la respuesta global en flexión del tablero, sino también los efectos locales asociados a la introducción puntual de cargas. El modelo permitió evaluar con detalle:

- El comportamiento a flexión local de la losa superior ante cargas concentradas.
- La respuesta de los tabiques del cajón frente a esfuerzos combinados de axil, flexión y cortante.
- El efecto estructural de los puntales prefabricados, que introducen componentes axiales significativas tanto en la losa superior como en la losa inferior debido a su inclinación.

La presencia de los puntales genera un estado de esfuerzos axiales adicional en las losas, que no puede captarse adecuadamente mediante un modelo simplificado de barras o mediante modelos planos tradicionales. El modelo tridimensional permitió cuantificar estos esfuerzos y verificar que la interacción entre alas y cajón central se producía conforme a lo previsto en el diseño.

Asimismo, este análisis sirvió para validar la distribución de armados en zonas próximas a la introducción de cargas y comprobar que las tensiones locales se mantenían dentro de los márgenes admisibles.

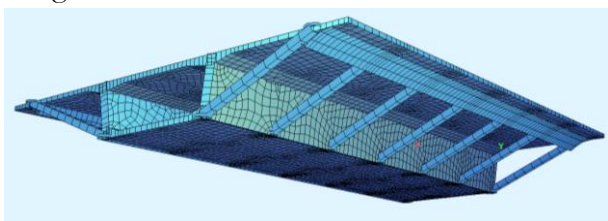


Figura 12. Vista inferior del modelo tridimensional empleado para el estudio local de introducción de cargas.

5.3 Modelos de detalle

Determinados elementos singulares del diseño, especialmente aquellos relacionados con la transmisión de cargas concentradas, requirieron un análisis más específico mediante modelos de detalle de elementos finitos tipo placa, también desarrollados en SOFISTIK.

Entre estos elementos destacan los mamparos situados en las zonas de apoyo, cuya función estructural es fundamental en la transferencia de cargas desde el cajón a los aparatos de apoyo y, en última instancia, a la subestructura.

Los modelos de detalle permitieron:

- Analizar con precisión los flujos de tensiones elásticas desde el cajón hacia los apoyos.
- Identificar concentraciones de tensiones y posibles trayectorias principales de compresión y tracción.
- Calibrar y optimizar los modelos de equilibrio límite mediante bielas y tirantes utilizados para el dimensionamiento final.

La combinación del análisis elástico tridimensional y el modelo de bielas y tirantes permitió asegurar una coherencia entre la respuesta elástica del elemento y el esquema resistente adoptado en el cálculo de Estado Límite Último (Fig. 13).

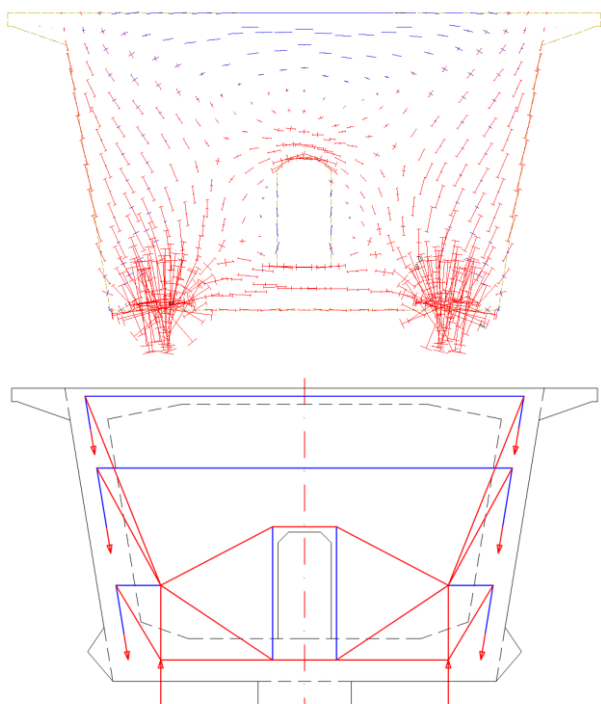


Figura 13. Arriba: tensiones principales obtenidas en el modelo elástico de elementos finitos. Abajo: modelo de equilibrio límite mediante bielas y tirantes.

6. Proceso constructivo

Tal y como se ha indicado en apartados anteriores, el proceso constructivo condiciona de manera determinante la concepción estructural del viaducto. En este caso, la elección de la cimbra autolanzable como único medio para la ejecución del cajón central no es una consecuencia posterior al diseño, sino un condicionante integrado desde las fases iniciales del proyecto.

El tablero se ejecuta en dos fases claramente diferenciadas:

- Ejecución del cajón central vano a vano mediante cimbra autolanzable.
- Ejecución posterior de las alas laterales en puestas de 15 m mediante un carro de alas, con un decalaje mínimo de dos vanos respecto a la autocimbra.

Esta secuencia garantiza el desacoplamiento entre la ejecución del cajón y de las alas, evitando que las segundas interfieran en el control deformacional y tensional de la

sección cajón ejecutada previamente, manteniendo un ritmo de producción estable y repetitivo.

6.1 Ejecución del cajón central mediante cimbra autolanzable

Para alcanzar la ejecución de un vano de 90 m, el ciclo constructivo del cajón central se organizó en varias subfases cuidadosamente estudiadas desde el punto de vista estructural.

Fase 1: ejecución de la sección parcial en U

En primer lugar, se hormigona la sección parcial en U del cajón (Figs. 14 y 15), compuesta por la losa inferior y las almas hasta una determinada altura. Esta fase constituye el esqueleto inicial resistente del vano.

Con el objetivo de optimizar el ciclo de ejecución, se optó por el premontaje de la ferralla en módulos en el suelo, práctica habitual en estructuras ejecutadas mediante autocimbra. Esta estrategia reduce los tiempos de colocación en altura, mejora la calidad del montaje y disminuye interferencias en la zona de trabajo.

Tras el hormigonado de la sección en U y una vez alcanzada la resistencia necesaria del hormigón (35 MPa), se procede al tesado de 2 de las 5 parejas de cables parabólicos del vano. Este tesado parcial permite conferir la resistencia adecuada a la sección parcial en U para soportar las cargas provenientes de la ejecución de la losa superior entre almas.

Fase 2: ejecución de la losa superior entre almas

A continuación, se ejecuta la losa superior entre almas (Fig. 16). En esta etapa, el peso del hormigón fresco se reparte entre la sección parcial en U previamente hormigonada y la propia autocimbra, en función de la rigidez relativa de cada uno de estos elementos.

Desde el punto de vista estructural, este es uno de los momentos más delicados del ciclo, ya que la sección parcial en U debe absorber un porcentaje significativo de la carga antes de completar su configuración resistente definitiva.

Por ello, el comportamiento de esta sección intermedia fue objeto de un estudio detallado durante la fase de proyecto.

Fase 3: tesado completo

Una vez endurecida la losa superior, se procede al tesado del resto de los cables parabólicos del vano, completando el esquema resistente longitudinal previsto.

Fase 4: avance

Finalmente, se aflojan los husillos de apoyo, se descimbra y se avanza la cimbra autolanzable hasta la posición de hormigonado del siguiente vano, reiniciando el ciclo.



Figura 14. Imagen aérea del hormigonado de la sección parcial en U.



Figura 15. Vista del hormigonado de la sección parcial en U.



Figura 16. Hormigonado de la losa superior del cajón.

Variantes estudiadas del ciclo constructivo

Aunque la secuencia descrita fue la adoptada de forma general, durante la fase de estudio se analizaron alternativas. En particular, se evaluó la posibilidad de dividir la ejecución de la sección en U en dos subfases:

- Subfase de hormigonado de la losa inferior.
- Subfase posterior de hormigonado de los hastiales.

Esta alternativa se llevó a cabo únicamente en el vano 2, donde la elevada altura del viaducto y la proximidad al río Gállego dificultaban la disposición de bombas móviles de hormigonado, aconsejando vertidos de menor volumen por razones operativas.

6.2 Ejecución de las alas mediante carro de alas

Los voladizos laterales se ejecutaron mediante un carro de alas superior, diseñado específicamente para este puente (Figs. 17, 18 y 19). Este equipo permite:

- La colocación precisa de los puntales prefabricados (Fig. 17).
- El posterior ferrallado y hormigonado de las alas en puestas de 15 m.

El decalaje de dos o tres vanos respecto a la autocimbra garantiza que el cajón central haya alcanzado el estado tensional adecuado antes de

incorporar las alas y que, según lo comentado anteriormente, la ejecución de las alas no afecte al avance y al control de ejecución de la cimbra autolanzable.

El tesado de los cables superiores de refuerzo a negativos se realiza generalmente una vez ejecutadas todas las alas de un vano. Esta decisión permite introducir parte de las compresiones generadas por el pretensado en las alas, que, como se ha indicado anteriormente, son especialmente sensibles a los efectos de la retracción diferencial entre alas y cajón central.



Figura 17. Colocación de puntal prefabricado mediante carro de alas.

6.3 Ejecución de la subestructura

La subestructura se ejecutó mediante procedimientos convencionales, empleando encofrado trepante, sin particularidades destacables respecto a otras estructuras de características similares.



Figura 18. Vista del viaducto en ejecución desde el Estribo 2. En primer plano destaca el carro de alas. Al fondo se muestra la autocimbra.



Figura 19. Izquierda: vista inferior del carro de alas. Derecha: vista superior del carro de alas

7. Control y seguimiento de la estructura durante la ejecución

La ejecución de un viaducto de estas características —tanto por su longitud como por la magnitud de las luces y el empleo de cimbra autolanzable para vanos de 90 m— exige un seguimiento continuo y sistemático del comportamiento estructural, siendo especialmente relevante el control deformacional del tablero durante las distintas fases constructivas.

En estructuras ejecutadas con autocimbra y luces medias, las deformaciones suelen mantenerse dentro de rangos relativamente moderados. Sin embargo, al alcanzar luces del orden de 90 m, el comportamiento deformacional adquiere una importancia mucho mayor, tanto por su impacto en el estado tensional del hormigón como por su influencia en la geometría final del puente y en la correcta ejecución de los vanos sucesivos.

7.1 Modelo de seguimiento tablero–autocimbra

El control deformacional y los ajustes de contraflecha se realizaron mediante un modelo específico de seguimiento de la ejecución (Fig. 20), en el que se modelizaron conjuntamente el tablero y la cimbra autolanzable. Este modelo reproducía las distintas fases del ciclo constructivo de cada vano:

- Cuelgue de la autocimbra.
- Hormigonado de la sección parcial en U.
- Tesado parcial del pretensado.
- Hormigonado de la losa superior.
- Tesado del resto de los cables.
- Descimbrado y avance al siguiente vano.

La representación explícita de estas fases permitía estimar con precisión la evolución de las deformaciones y el reparto de cargas entre el tablero en formación y la propia autocimbra.

La elaboración y calibración de este modelo requirió una estrecha colaboración con los técnicos responsables de la autocimbra (TECOZAM), con el fin de caracterizar adecuadamente la rigidez real del sistema auxiliar y de sus estructuras de encofrado (Fig. 20). En este tipo de análisis, la rigidez de la autocimbra y su interacción con el tablero en formación pueden influir de forma determinante en las flechas y en el estado tensional transitorio.

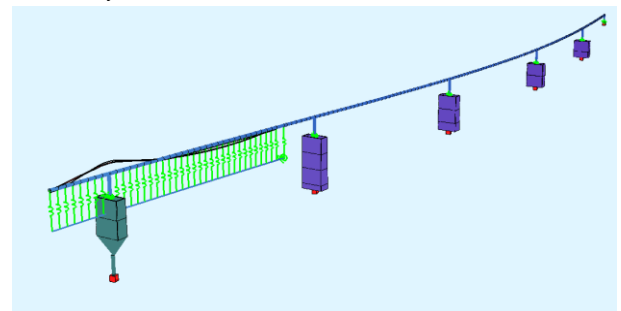


Figura 20. Detalle del modelo de cálculo de interacción tablero–autocimbra.

7.2 Instrumentación y control topográfico

El modelo teórico se complementó con un control topográfico exhaustivo, tanto del tablero como de la autocimbra, realizado a lo largo de toda la ejecución. Paralelamente, se instaló un sistema de instrumentación mediante galgas extensométricas en la viga de cuelgue de la autocimbra (Fig. 21), dispuestas en configuración de roseta sobre las almas de dicha viga (lo que permite obtener el cortante en el alma).

Las mediciones se realizaron de forma continua durante la ejecución de los vanos, permitiendo registrar:

- Reacciones transmitidas a la viga de cuelgue.
- Evolución de deformaciones durante cada fase constructiva.

La comparación entre los resultados obtenidos en el modelo de cálculo y los valores medidos en campo permitió una calibración progresiva del modelo, reduciendo las incertidumbres inherentes al análisis teórico. En particular, se pudieron acotar mejor:

- La variabilidad asociada a las cargas reales.
- Las propiedades efectivas del hormigón.
- La rigidez real de la conexión tablero–autocimbra.

Este proceso iterativo entre cálculo y medición constituyó una herramienta fundamental para ajustar las contraflechas introducidas en los encofrados de la autocimbra, garantizando que la geometría final del tablero se ajustara a las previsiones de proyecto.

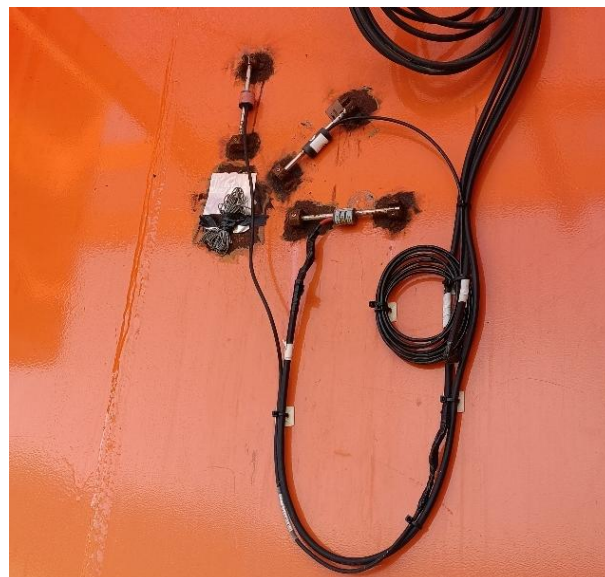


Figura 21. Galgas extensométricas en disposición de roseta en la viga de cuelgue.

Los resultados mostraron que las flechas obtenidas durante las fases constructivas eran considerables, lo que justifica plenamente la necesidad del seguimiento descrito. La comparativa entre valores teóricos y mediciones reales (Fig. 22) evidenció una buena correlación tras la calibración del modelo, confirmando la validez del enfoque adoptado.

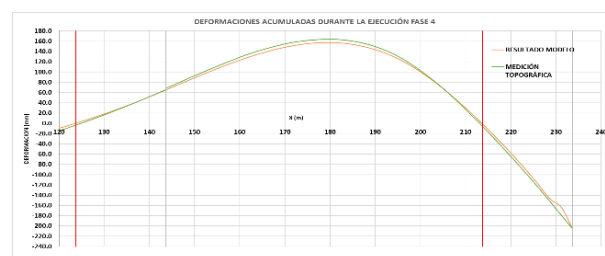


Figura 22. Comparativa entre las flechas acumuladas previstas en el modelo teórico y las mediciones de campo acumuladas en el cajón realizado durante la fase 3 de ejecución del tablero durante la fase de ejecución del cajón nº 4 (incluyendo todas las subfases de ejecución de la fase 4).

8. Adaptaciones en la zona de inserción de puntales

8.1 Adaptaciones

Dentro de los trabajos de seguimiento y optimización durante la ejecución, uno de los

aspectos más delicados fue la zona de inserción de los puntales prefabricados en el cajón.

Para permitir la apertura de los encofrados de la autocimbra, los puntales que soportan los voladizos —dispuestos cada 5 m— penetran en un nicho practicado en el alma del cajón (Fig. 6). Esta configuración genera una zona de elevada congestión de armado, al combinar:

- El armado general del tablero.
- El armado local asociado a la introducción de la carga del puntal.
- La presencia del propio nicho.

En determinadas zonas, esta congestión se ve incrementada por el paso de los cables de pretensado en la losa inferior.

Ante esta situación, durante la fase de obra se trabajó conjuntamente con la UTE para desarrollar soluciones que facilitaran el correcto ferrallado y hormigonado. Se adoptó una solución consistente en el recrecido de la cartela inferior del tablero mediante un pequeño encofrado vertical sobre la losa inferior (Fig. 23). Esta modificación permitió:

- Emplear hormigones de mayor fluidez, al quedar contenidos por el encofrado vertical.
- Mejorar el vibrado y la compactación del hormigón en una zona de difícil acceso.



Figura 23. Vista interior del tablero mostrando el recrecido de las cartelas inferiores.

8.2 Verificación mediante pruebas de carga

Con el fin de validar el comportamiento estructural de los nichos (Fig. 24) —zonas densamente armadas y críticas desde el punto de

vista de introducción de cargas, que por necesidades del medio auxiliar tuvieron que disponerse en la sección cajón en vez de disponerse en un tetón exterior al mismo— se decidió realizar una serie de pruebas de carga in situ (Fig. 25).

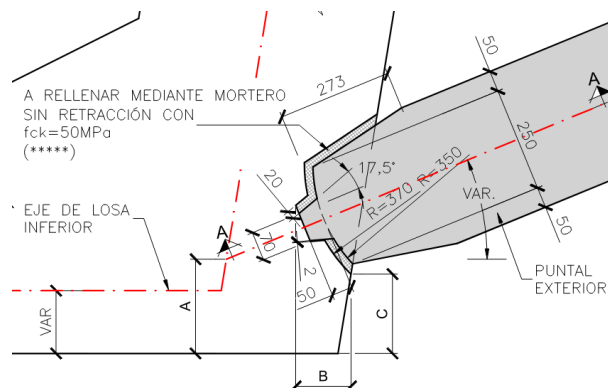


Figura 24. Sección transversal por nicho.

Para ello se diseñó un útil específico que permitiera la disposición de dos gatos hidráulicos en los extremos del puntal prefabricado, reproduciendo lo más fielmente posible la transmisión real de cargas al nicho durante el servicio.

El objetivo de estas pruebas fue verificar que, bajo una carga equivalente a la de servicio, no se produjeran daños en el hormigón del cajón (fisuración no controlada, desprendimientos u otros fenómenos). En todos los casos ensayados, el comportamiento fue satisfactorio, confirmando la validez del diseño y de las soluciones constructivas adoptadas.

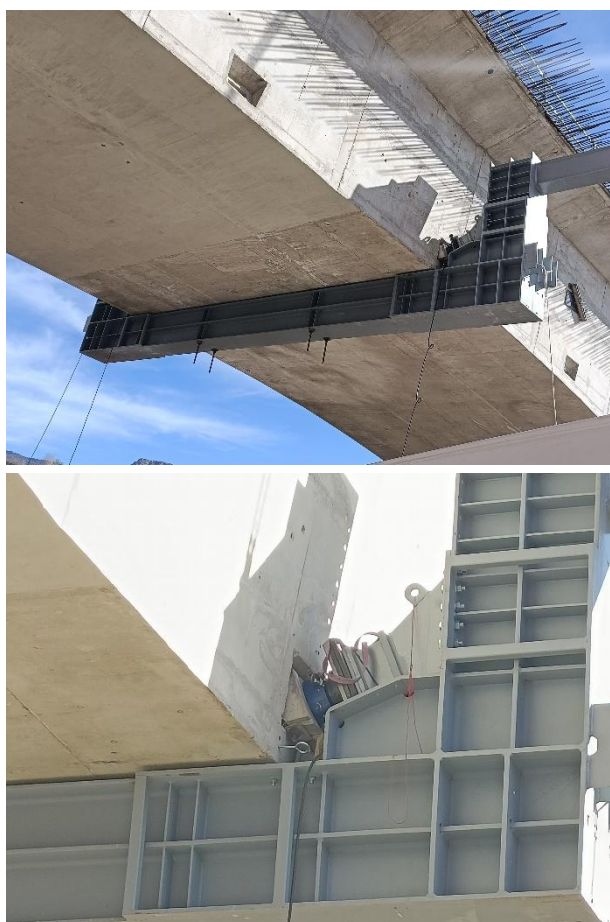


Figura 25. Prueba de carga en nichos de puntales.

9. Conclusiones

El viaducto de Sabinánigo sobre los ríos Gállego y Aurín representa un hito relevante en la evolución de los puentes de hormigón ejecutados in situ vano a vano mediante cimbra autolanzable. La solución adoptada demuestra que, mediante una integración rigurosa entre concepción estructural, optimización geométrica, procedimiento constructivo y control exhaustivo durante la ejecución, es posible extender de forma segura y eficiente los límites tradicionalmente asociados a esta tecnología.

La ejecución de un vano extremo de 90 m constituye el mayor vano de borde construido hasta la fecha mediante cimbra autolanzable. Asimismo, la adopción de vanos tipo de 90 m a lo largo del tramo principal iguala el récord mundial vigente para este sistema constructivo, evidenciando el grado de madurez alcanzado

tanto en el diseño estructural como en la tecnología de los medios auxiliares y en los procedimientos de monitorización asociados.

La experiencia adquirida en este proyecto pone de manifiesto que la viabilidad de grandes luces mediante cimbra autolanzable no depende exclusivamente de la capacidad del medio auxiliar, sino de una estrategia global que integre:

- La optimización del peso propio mediante una adecuada definición de la sección y de la variación longitudinal del canto.
- Un diseño de pretensado ajustado a la evolución real del esquema estático durante la ejecución.
- Un sistema de seguimiento y calibración que permita controlar deformaciones y ajustar contraflechas en tiempo real.

La interacción continua entre proyecto y obra, especialmente en lo relativo al control deformacional y a la validación mediante instrumentación y pruebas de carga, ha sido un elemento determinante para el éxito del proceso constructivo.

En este contexto, el viaducto de Sabinánigo no solo confirma la viabilidad técnica de puentes de gran luz construidos mediante MSS, sino que aporta experiencia contrastada y criterios de referencia que pueden resultar de utilidad en futuros desarrollos de estructuras similares. La combinación de luces elevadas, elevada anchura de plataforma y ejecución industrializada mediante cimbra autolanzable constituye un campo de desarrollo que, a la vista de este proyecto, presenta un potencial significativo para la ingeniería de puentes contemporánea.

10. Cuantías principales

A continuación se indican, de forma orientativa, las cuantías de las principales

unidades de obra del tablero del viaducto de Sabiñánigo sobre los ríos Gállego y Aurín:

- Hormigón tablero: $0,68 \text{ m}^3/\text{m}^2$
- Acero pasivo: $142,5 \text{ kg}/\text{m}^2$
- Acero activo: $31,3 \text{ kg}/\text{m}^2$

Agradecimientos

Se desea expresar el agradecimiento a la UTE Rover Infraestructuras – Aldesa Construcciones por la confianza depositada en IDEAM (actualmente TYLin) para la redacción del Proyecto Modificado del Viaducto sobre los ríos Gállego y Aurín en Sabiñánigo, así como por el

respeto mostrado hacia las decisiones técnicas adoptadas a lo largo del proyecto y la ejecución.

Asimismo, se agradece a la Demarcación de Carreteras del Estado en Aragón su apoyo durante el desarrollo del proyecto y las fases posteriores de obra.

Finalmente, se reconoce la estrecha colaboración mantenida con el equipo de Tecozam desde la fase de proyecto hasta la finalización de la construcción.

La implicación, determinación y el alto nivel técnico de todos los participantes han sido determinantes para la materialización de esta infraestructura (Fig. 26).



Figura 26. Vista inferior del tablero con una vista en escorzo desde la pila P1

Referencias

- [1] L. Matute, M. Ortega, H. Figueiredo, J. L. Mansilla, J. A. da Fonseca, El viaducto mixto de Sigüés en la autopista A-21, Congreso Internacional de Estructuras de ACHE de 2017, La Coruña, 2017.
- [2] P. Pacheco, H. Coelho, P. Borges, A. Guerra, Technical Challenges of large movable

scaffolding systems, Revista Structural Engineering International issue 4/2011, noviembre 2011

- [3] F. Millanes, M. Ortega, E. Bordó, F. Ruano, I. de la Cruz, J. Ugarte, J. P. Durán, D. Ordín, El proyecto constructivo de los vanos de acceso del Nuevo Puente Pumarejo en Barranquilla, Colombia, Congreso Internacional de Estructuras de ACHE de

2017, La Coruña, 2017.

- [4] M. Sobotková, Bowstring movable scaffolding system with organic prestressing system (OPS), Revista e-mosty issue 04/2017, diciembre 2017.
- [5] F. Millanes, M. Ortega, J. Ugarte, P. Solera, H. Figueiredo, El viaducto sobre el río Deba en la “Y-vasca” de alta velocidad, Revista Hormigón y Acero nº280, septiembre-diciembre 2016.