

Construcción del Nuevo Puente de la Gaznata

Construction of Gaznata New Bridge

Ricardo Rafael Pereira de Sousa^{a,*}, Óscar Ramón Ramos Gutiérrez^b, Imanol Joseba Güemes González^c, Fernando Pedraza Majárrez^d, Manuel Ángel Díaz García^e, Marcos J. Pantaleón Prieto^f, Guillermo Ortega Carreras^g, Joaquín Muñoz Hernández^h

^aIngeniero de Caminos Canales y Puertos. WSP Spain. Bridge Department.

^bDr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria.

^cIngeniero de Caminos Canales y Puertos. TECSA. Jefe de Obra.

^dIngeniero de Caminos Canales y Puertos. Ministerio de Fomento. Director de Obra.

^eIngeniero Industrial. WSP Spain. Bridge Department.

^fDr. Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Universidad de Cantabria. Catedrático Estructuras Metálicas.

^gIngeniero de Caminos Canales y Puertos.

^hIngeniero de Caminos Canales y Puertos. INECO. Jefe de Unidad Asistencia Técnica

RESUMEN

El Nuevo Puente de la Gaznata salva el paso sobre un brazo del Embalse del Burguillo, correspondiente al valle del arroyo de La Gaznata. Se sitúa en las inmediaciones del puente actual (proyectado por Eugenio Ribera en los años veinte) y tiene el objetivo de mejorar la seguridad vial en ese tramo. Las peculiares características del puente, condicionantes externos y su propia ubicación sobre el embalse han recomendado el empleo de tres procedimientos de construcción distintos, donde los vanos laterales son construidos mediante cimbra porticada, los tramos de hormigón del vano central mediante avance en voladizo y el tramo central, en cajón mixto, se fondea en el embalse y se iza a su posición definitiva.

ABSTRACT

The New Gaznata Bridge crosses one of the creeks of the Burguillo Reservoir, in the valley of the Gaznata stream. The bridge is located in the immediate vicinity of the current bridge (designed by Eugenio Ribera in the 1920s), and its goal is to improve road safety in that segment. The characteristics of the bridge, external conditions and its location over the reservoir have resulted in three different construction procedures. Thus, the lateral spans were constructed over gantry falsework, the concrete segments of the main span were erected by cantilever construction and the central segment, with a composite box girder cross section, was delivered by barge in the reservoir and lifted to its final position.

PALABRAS CLAVE: avance en voladizo, hormigón pretensado, sección mixta, fondeo, izado, cimbra porticada.

KEYWORDS: cantilever method of erection, prestressed concrete, composite box girder, lifting, gantry falsework.

1. Introducción

El puente de la Gaznata se ubica entre los PKs 0+375 y 0+585 de la traza, con una longitud de 210 m dividida en 3 vanos: 40+120+50 m.

Después de otros estudios y soluciones, en enero de 2014 se redactó el Proyecto de Construcción del nuevo Puente de La Gaznata, realizado por la empresa WSP-Apia XXI. En el proyecto se planteaba la solución de pórtico hiperestático, estando el tablero dividido en tres tramos diferentes de acuerdo con su tipología. Los dos tramos extremos (79 m y 89 m) correspondían a la tipología de sección cajón de hormigón pretensado, construidos por avance en voladizo con dovelas hormigonadas “in situ” mediante carro de avance. Ambos tramos tienen 39 m simétricos a cada lado de las pilas, con un canto variable entre los 2.40 m en los extremos y 5.50 m sobre la pila. Además, el último de ellos acaba con 10 m adicionales de sección de canto constante (2.40 m). El tramo central es una sección mixta de canto constante de 2.40 m.

La razón principal del amplio vano de 120 m de luz es la de situar las pilas lo más alejadas posible del fondo del embalse, para facilitar su construcción sin necesidad de medios auxiliares complejos y costosos, y mantener cierta holgura de trabajo con respecto al nivel mínimo del embalse en época de estiaje.

Asimismo, el tramo metálico central conlleva un ahorro de peso considerable con respecto a la solución habitual de sección cajón de hormigón, lo que permite disponer un canto bastante esbelto y dotar al puente con un

resguardo suficiente frente al nivel máximo de agua del embalse en toda la zona central del vano.

Condicionantes de obra relativos a la profundidad de afloramiento del material competente para la cimentación directa (a una cota favorable con respecto a las previsiones iniciales), a la disponibilidad del uso de cimbra porticada para la construcción de los vanos y al propio régimen de explotación del embalse, condujeron a una modificación de las cotas de cimentación junto con la modificación del sistema constructivo de los vanos laterales (de avance en voladizo a cimbra porticada).

El aspecto exterior del viaducto, considerando las modificaciones introducidas por los Estudios de Construcción, no se ha visto alterado, manteniéndose la alta calidad estética, la esbeltez y la transparencia de la solución planteada en el Proyecto de Construcción.

2. Descripción de la Estructura

La tipología de este puente es la de un pórtico hiperestático. El tablero se divide en tres vanos y está empotrado en las pilas, con un vano principal de 120 m. Los dos vanos laterales (40 m y 50 m) son secciones cajón de hormigón pretensado hormigonadas “in situ” mediante cimbra porticada.

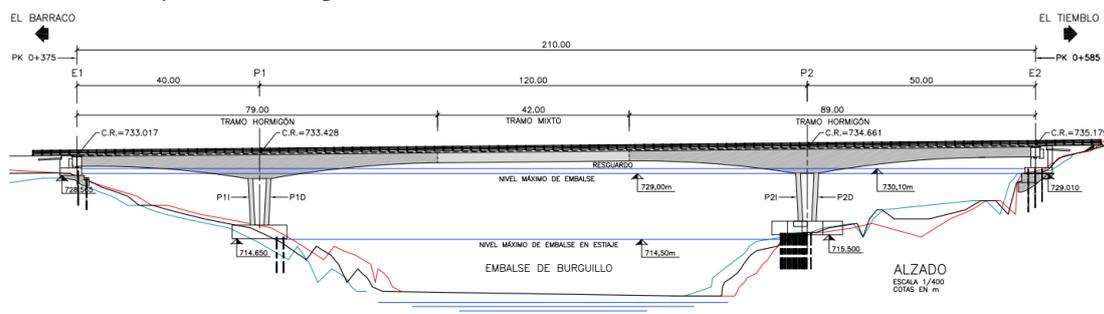


Figura 1. Alzado del nuevo Puente de La Gaznata.

En cuanto al vano principal, éste se divide en 3 tramos: 2 tramos extremos de hormigón pretensado hormigonados “in situ” mediante carro de avance y un tramo central materializado mediante un cajón mixto. Ambos tramos extremos tienen 39 m longitud, con un canto variable entre los 2.40 m en la parte central y 5.50 m sobre la pila. El tramo central es una sección mixta de canto constante de 2.40 m

Estos cantos suponen una relación canto/luz de 1/50 en centro de vano y 1/22 en pilas.

El ancho total del tablero es de 11.30 m, con barreras a ambos lados que ocupan 0.65 m.

La plataforma tiene una anchura, por tanto, de 10.00 m, distribuidos en 2 carriles de 3.50 m y un arcén a cada lado de 1.50 m.

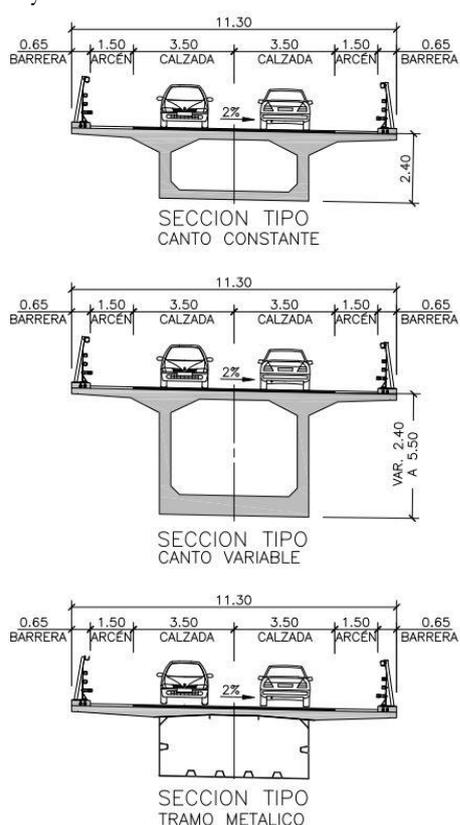


Figura 2. Secciones Tipo.

La estructura cuenta con dos pilas de hormigón armado empotradas en el tablero. Cada una de las pilas tiene dos fustes de sección rectangular constante de 5.20 x 1.00 m,

inclinados con una pendiente del 5 % respecto de la vertical. La altura de las pilas P1 y P2 es de 10.198 y 10.581 m, respectivamente. Ambas pilas tienen cimentación superficial con unas dimensiones de las zapatas de 12.00 x 12.00 x 2.25 m. Los estribos son cerrados con muros en vuelta.

Al estar las pilas empotradas en el tablero, los aparatos de apoyo únicamente se disponen en los estribos. Son todos de tipo POT deslizante. En cada estribo se disponen cuatro apoyos, siendo dos de ellos libres y otros dos unidireccionales según el sentido longitudinal del puente.

Cada estribo dispondrá de dos apoyos directos y dos apoyos inversos (para absorber las reacciones de despegue). Se disponen juntas en ambos estribos.

Todas las cimentaciones son superficiales.

3. Cimentaciones

En el inicio de las obras (durante el año 2015), durante las excavaciones de pilas y estribos, se encontró que el material competente afloraba a cotas más elevadas que las previstas en el proyecto de construcción, lo que conllevó a una modificación de las cotas de cimentación para apoyo tanto de pilas como de estribos por parte de la empresa constructora.

Tras diversas vicisitudes y paralizaciones de obra, a comienzos de 2018 se llevó a cabo una campaña geotécnica y geofísica complementaria con el objetivo de verificar de manera exhaustiva la seguridad global de la subestructura. Con la información aportada se abordó el cálculo integral de las cimentaciones mediante modelos de cálculo tridimensionales a través del programa comercial FLAC3D 6.00.

3. Construcción del tablero

Las peculiares características del puente, así como los condicionantes externos y su propia ubicación sobre el embalse han conducido a emplear tres procedimientos de construcción distintos para el tablero:

- Los vanos laterales fueron contruidos mediante cimbra porticada, instalada aprovechando los periodos estivales de menor volumen de agua embalsada.

- El cajón de hormigón del vano central se ha construido mediante avance en voladizo con carro de hormigonado in situ.

- El tramo central en cajón mixto se ha fondeado en el embalse y se ha izado a su posición definitiva mediante unidades de heavy lifting, cosiéndose a posteriori la unión entre el cajón de hormigón y el mixto mediante barras de pretensado.

3.1 Construcción de los vanos laterales

Aprovechando el periodo estival de menor volumen de agua embalsada, se ha decidido aprovechar la cimbra ya colocada en obra para realizar la construcción de los vanos laterales sobre cimbra porticada.

Los vanos laterales son de hormigón pretensado y se han resuelto mediante una sección cajón pretensada. El canto del tablero en estribos es de 2.40 m y el canto en la pila de 5.50 m. La sección transversal presenta almas de 0.40 m de espesor, una losa superior de 0.30 m en la

zona entre almas, con voladizos de espesor variable entre 0.30 y 0.20 m, y una tabla inferior de espesor variable entre 0.30 m en estribos y 0.70 m sobre pila.

En la construcción de los vanos laterales sobre cimbra, la sección cajón de hormigón vuela, desde el eje de la pila hacia el centro del vano principal, 6.00 m, dejándose ya ejecutada la dovela “cero” para el arranque de la segunda fase de construcción.

Debido a la descompensación de los vanos laterales con el vano central, se necesita un pretensado de positivos en los vanos laterales, para la situación de servicio. Asimismo, para que fueran auto-portantes durante la construcción, el vano de 40 m se ha pretensado con 4 tendones de pretensado de 15 cordones de 0.6” y el vano de 50 m con 6 tendones de pretensado de 15 cordones de 0.6”. El trazado de este pretensado de positivos de los vanos laterales discurre siempre por la losa inferior, y se materializan anclajes en cuñas en la zona más cercana de las pilas ajustando el trazado a los esfuerzos de flexión positiva de los vanos laterales.



Figura 3. Cuñas para el anclaje en los vanos laterales del pretensado de construcción de las dovelas del vano central.

En la losa superior del cajón de los vanos laterales también se han provisto una serie de cuñas intermedias para el anclaje del pretensado de negativos durante la fase de construcción de los tramos de hormigón del vano central por avance en voladizo.

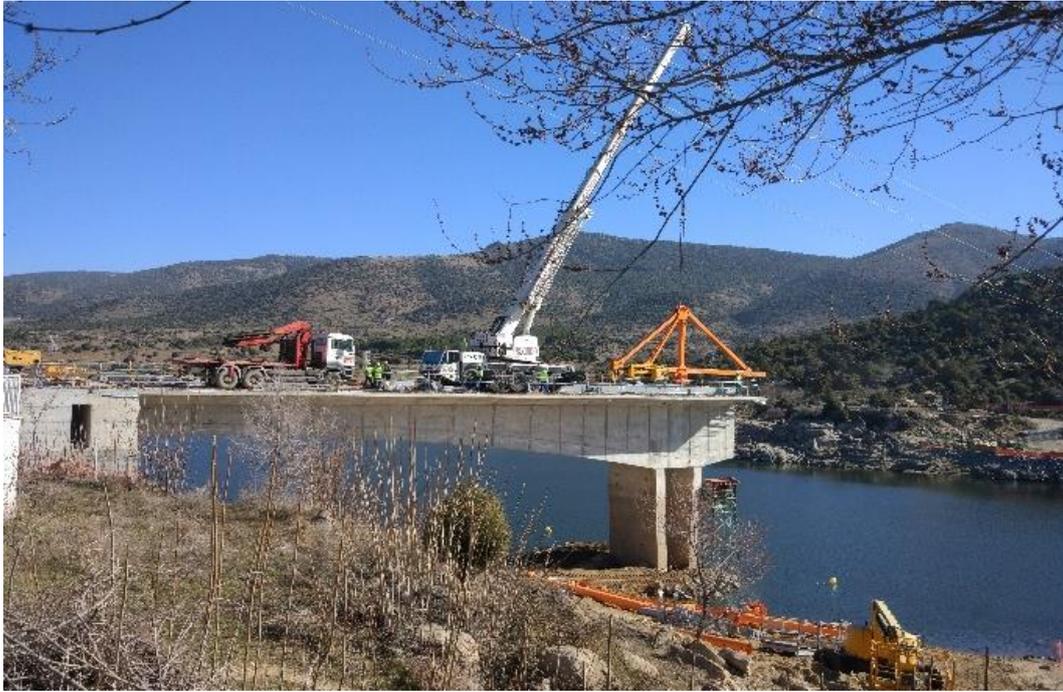


Figura 4. Vista de vano lateral terminado.

3.2 Construcción por avance en voladizo

En el vano principal del puente se distinguen 3 tramos: 2 extremos formados por un cajón de hormigón pretensado de canto variable similar al de los vanos laterales y un tramo central en sección mixta.

La construcción de los tramos centrales se ha realizado mediante avance en voladizo con hormigonado “in situ”.

Antes de iniciar el montaje de los carros de avance, se ha procedido al tesado de los tendones de la dovela cero.

El tener los vanos laterales previamente hormigonados ha facilitado el montaje de los carros de avance, puesto que el acceso a la dovela cero se hacía desde los estribos sobre el tablero ya ejecutado. Los carros empleados, propiedad de TECOZAN, son el modelo W-068 y se construyeron en 2003 por del fabricante italiano Guerini Elio Srl. El peso de los carros de avance utilizados era de aproximadamente 800 kN y el peso de la dovela más pesada a ejecutar ha sido de 1665 kN.

Cada uno de los carros de avance está formado por dos marcos triangulares que se

apoyan y anclan en el tablero ya fabricado. Su avance se realiza mediante gatos sobre unos carriles dispuestos sobre las almas de la sección cajón.

En puentes construidos por avance en voladizo es muy importante realizar un adecuado control del ciclo de dovela. La duración de cada ciclo de dovela ha sido de aproximadamente 7 días, donde las principales operaciones consistían en el movimiento y reglaje del carro de encofrado, hormigonado de losa inferior y hastiales, hormigonado de losa superior y tesado a las 48 h.

Para todas y cada una de estas operaciones principales se ha realizado un seguimiento exhaustivo, centrado en los siguientes puntos:

- Comprobación de la resistencia de hormigón antes de los tesados mediante la revisión de los informes de rotura de probetas facilitados por la constructora.
- Comprobación de alargamientos de tesado de las vainas de pretensado correspondientes en cada fase.
- Comprobación de las flechas en cada etapa constructiva mediante la revisión del

control topográfico realizado en obra y comparándolo con los valores teóricos esperados y con los valores de deformación obtenidos de la instrumentación.

- Comprobación y aprobación de las contraflechas de obra.

- Control de la geometría del carro.



Figura 5. Posición del carro de avance para hormigonado de dovela 5.

Para facilitar el control y seguimiento de la obra, se ha preparado una ficha de registro donde se ha ido anotando la hora de comienzo y fin de las principales operaciones del avance en voladizo que influyen en el estado tenso-deformacional del puente. Esta ficha, además de permitir tener organizadas todas las operaciones en caso de necesidad de consulta, permite introducir las leyendas en Merlín (programa que recopila todos los registros de la instrumentación) y facilitar la realización de un seguimiento más adecuado con la instrumentación.



Figura 6. Control topográfico del ciclo de dovela.

3.3 Transporte por flotación e izado

El cajón metálico del tramo mixto del tablero se ha transportado por flotación desde una de las orillas del embalse, hasta situarlo en la vertical del tablero para su izado.

Previamente a la maniobra se ha realizado un estudio de flotabilidad del cajón metálico, comprobando tanto la respuesta estructural de los diferentes elementos del cajón como la estabilidad del “barco” durante la navegación. En el estudio no se ha tenido en consideración ningún tipo de oleaje ni corriente ya que en el embalse no se producen.

El peso del cajón metálico en el momento del transporte era de 115 t, obteniendo un calado teórico de 0.53 m. En el estudio de estabilidad se ha determinado el metacentro (M), el brazo adrizante (GZ) y el par adrizante en cada ángulo de escora del cajón (figura 8), con una escora máxima de 35°, momento en que se produce la inundación del cajón (figura 9).



Figura 7. Par adrizante en función del ángulo de escora del cajón.

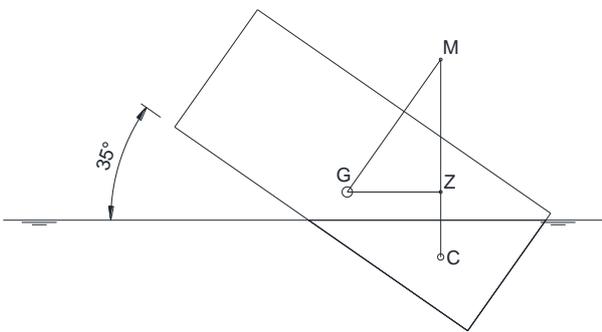


Figura 8. Ángulo de escora máximo previo a la inundación del cajón.

Entre los criterios generales de estabilidad de buques establecidos por la Organización Marítima Internacional (OMI) se encuentran el criterio de estabilidad meteorológico que valora el ángulo de escora provocado por un viento constante, limitándose la escora a un ángulo de 16° o la necesaria para sumergir la mitad del francobordo inicial.

La acción del viento sobre el cajón metálico provoca un par escorante de 87 kNm, lo que da lugar a un ángulo de escora de tan solo 1.1° . Este valor es muy inferior al límite de 16° marcado por la OMI para escora por viento, por lo que el barco se considera estable.

Adicionalmente se ha realizado un análisis de la inundabilidad del cajón metálico, con el fin de determinar el nivel máximo de agua que puede entrar en el interior del cajón durante su transporte sin que haya riesgo de hundimiento. La entrada de agua provoca, por un lado, un incremento en el calado del cajón y, por otro,

una fuerte reducción en el par adrizante, ya que el agua mantiene su nivelación en todo momento y reduce la excentricidad de la cuña de inmersión. En el estudio se ha concluido que el nivel máximo de agua que puede entrar en el interior del cajón metálico durante su transporte por flotación es de 0.3 m, valor con el que se obtiene un par adrizante mayor que el par escorante por viento, quedando sin sumergir la mitad del francobordo inicial (figura 10). De esta manera se cumplen los dos criterios de estabilidad marcados por la OMI.

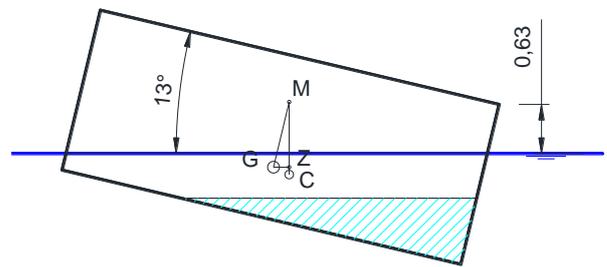


Figura 9. Escora máxima del cajón considerando su inundabilidad.

Desde un punto de vista estructural, las chapas del cajón metálico presentan tensiones muy reducidas durante la navegación (figura 11).

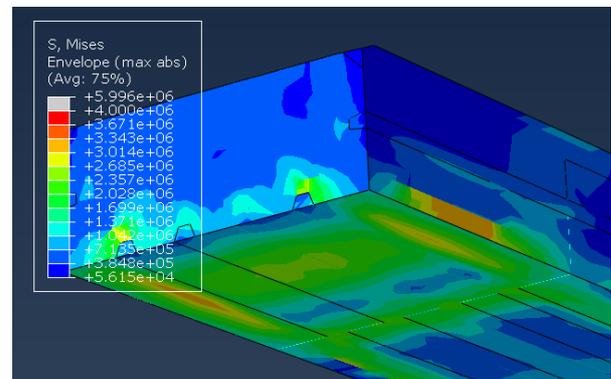


Figura 10. Tensiones de Von Mises en el cajón durante su transporte por flotación. Unidades Pa.

El transporte por flotación del cajón se realizó por medio de cuatro cabrestantes anclados en ambas orillas del embalse. En una maniobra sincronizada, se iban tesaando unos cabrestantes y destesaando otros hasta conseguir posicionar el cajón bajo el tablero.

Una vez colocado el cajón en posición se procedió a la conexión de las unidades de izado

y al izado del mismo hasta la cota del tablero. El izado se realizó en los siguientes pasos:

a) Prueba de carga inicial de los pórticos de izado, tomando la carga en varias etapas y realizando controles tensionales y topográficos en cada una de ellas, tanto de los carros de izado como del tablero de hormigón ya construido. Durante la maniobra se empleó la información obtenida por los clinómetros instalados en el

tablero para determinar la deformación del mismo, comparando las flechas obtenidas a partir de los clinómetros con los valores teóricos esperados en cada uno de los escalones.

b) Una vez tomado el 100% de la carga y comprobado el correcto funcionamiento del sistema, se procede al izado a cota de tablero, colocando trácteles para bloquear la posición del mismo en el plano horizontal.



Figura 11. Izado del cajón metálico.

3.3 Conexión acero-hormigón

Una vez izado el cajón metálico y colocado en posición, se procedió a la conexión del mismo con el tablero de hormigón. Esta conexión hace que los tableros de hormigón de ambos lados del puente comiencen a trabajar conjuntamente, debiendo determinar el momento en que se materializa la conexión para que las tensiones en la misma sean lo más reducidas posible.

En primer lugar, se procedió al enfilado de las barras de cosido de la unión, incluyendo los manguitos de sellado de las barras en la zona de

unión, ajustándolas para evitar su movimiento, pero sin llegar a generar tracción en las mismas.

Previamente a la conexión, se realizó un seguimiento del comportamiento de los tableros por variaciones térmicas, comprobando tanto los movimientos de los tableros de hormigón como las dilataciones del cajón metálico. Durante el día, a medida que suben las temperaturas, el tablero metálico se dilata y provoca una compresión en la junta por lo que es conveniente finalizar el hormigonado en un momento en que la temperatura sea lo más baja posible. Revisado el histórico de temperaturas en

los días previos, se observó que la temperatura ambiente más baja se daba entre las 8:00 h y las 9:00 h de la mañana.

Teniendo en cuenta lo anterior, se rellenaron las dos juntas en la misma noche, comenzando por la junta del lado de la pila 1, en dos fases, solera de 0.30 m a todo lo ancho vertido desde el frente del tablero y hastiales hasta cota superior de la pieza de conexión desde la losa superior del frente de fase.

Una vez transcurridas 40 horas desde el hormigonado de las juntas y alcanzada una resistencia en el mortero de 40 MPa, se procedió al tesado de las barras. Antes de la retirada de los pescantes de izado del tablero metálico, se tesaron dos barras en cada una de las almas (24, 28, 27 y 23), una barra en la zona inferior (13) y dos barras en la zona superior (5 y 6) (figura 13).

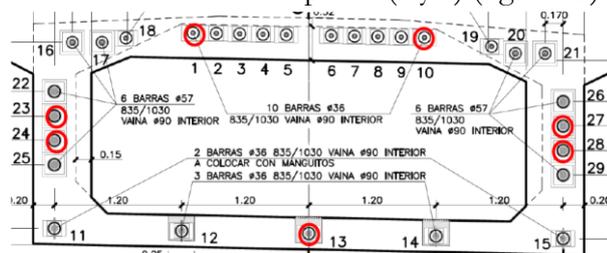


Figura 12. Barras de conexión.

A continuación, una vez retirados los pescantes que soportaban el peso del cajón, se procedió al tesado del resto de barras, quedando completada la conexión entre el cajón metálico y los tableros de hormigón.



Figura 13. Operación de tesado de las barras de la conexión.

4. Monitorización estructural durante la construcción

La monitorización estructural consiste en la medición de un conjunto de magnitudes físicas del puente –giros, temperatura – mediante un sistema de adquisición de datos gobernado por ordenador, con sensores registrados electrónicamente en tiempo real, con el fin de controlar los parámetros estructurales más significativos de la estructura, que para el caso del ciclo de dovela del tramo central del viaducto de la Gaznata son los giros en cimentación y coronación de pilas (que permiten determinar indirectamente los movimientos en los voladizos) así como los gradientes térmicos, longitudinales y transversales en tablero.

El sistema registra de forma prácticamente continua el estado de la estructura, pudiéndose introducir manualmente las leyendas de las operaciones principales (avance de carros, hormigonado de dovelas, etc...) para facilitar la interpretación de las mediciones. Todos los registros quedan almacenados en una base de datos, accesible en tiempo real vía internet.

En las primeras fases de la construcción mediante avance en voladizo, donde los movimientos esperados del tablero son muy pequeños, la información obtenida de la instrumentación es más precisa que la obtenida del control geométrico realizado por topografía, siendo por ese motivo más valiosa para el control y seguimiento del ciclo de dovela.

En las últimas dovelas del tramo central de hormigón, para estimar con mayor precisión las flechas del voladizo respecto a las pilas, además de los clinómetros en cabeza de pila se han instalado clinómetros en la dovela 5. Mediante la lectura de los valores de los giros en los diferentes clinómetros se estiman las flechas de ambos voladizos relativamente a las pilas. Además, para controlar los movimientos de los voladizos durante el izado del tramo metálico se han instalado clinómetros en la punta de los voladizos.

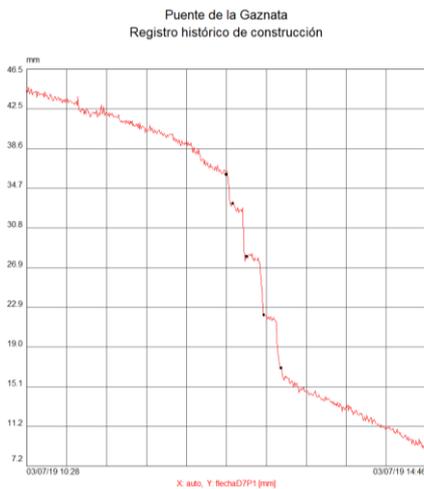


Figura 14. Prueba de carga inicial de los pórticos de izado.

La instrumentación instalada ha permitido, previamente a la conexión del cajón metálico con el tramo de hormigón, realizar un seguimiento del comportamiento de los tableros por variaciones térmicas, comprobando tanto los movimientos de los tableros de hormigón como las dilataciones del cajón metálico.

Así, y como ya se ha comentado, la instrumentación ha permitido evaluar con exactitud la hora óptima para finalizar el hormigonado de la junta, cuando la temperatura es mínima según el histórico de los registros.

Al final de la construcción, se ha realizado la preceptiva prueba de carga estática y dinámica del puente, lo que ha permitido comprobar la adecuación del comportamiento de la estructura al previsto por el modelo de cálculo.

6. Conclusiones

Las peculiares características del puente, así como los condicionantes externos y su propia ubicación sobre el embalse han conducido a emplear tres procedimientos de construcción distintos para el tablero. Así, los vanos laterales fueron construidos mediante cimbra porticada, instalada aprovechando los periodos estivales de menor volumen de agua embalsada, el cajón de hormigón del vano central se ha construido mediante avance en voladizo con carro de

hormigonado in situ y el tramo central se ha trasladado mediante flotación desde una de las orillas del embalse y se ha izado a su posición definitiva, cosiendo la unión entre el cajón de hormigón y el mixto mediante barras de pretensado.

La combinación de todas estas tipologías y tecnologías de construcción en una sola estructura no es habitual. La implicación y empeño de todas las personas que han participado en esta obra han permitido que el día 29 de noviembre de 2019 se haya abierto al tráfico un puente de estas características y muy demandado por la población.