

Viaducto sobre el río Narcea en la Autovía A-63 de Oviedo a La Espina

Viaduct over the Narcea River in the A-63 Highway from Oviedo to La Espina

Antonio Martínez Cutillas^a, Juan Antonio Navarro González-Valerio^b

^a Doctor Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid. amartinez@cfcsl.com

^b Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Carlos Fernández Casado S.L. Madrid. janavarro@cfcsl.com

RESUMEN

El diseño, proyecto y construcción del viaducto sobre el río Narcea en el tramo Dóriga-Cornellana de la Autovía A-63 de Oviedo a La Espina, propiedad del Ministerio de Fomento, ha sido construido por Acciona infraestructuras con el proyecto y la asistencia técnica a la construcción de Carlos Fernández Casado, SL. Viaducto muy singular debido a su distribución de luces 100 + 130 + 160 + 175 + 130 + 100 + 80 para un total de 875 m de tablero sin juntas excepto en los estribos, altura máxima de pilas 65.0 m y tablero de ancho 23.20 m en un solo cajón por voladizos sucesivos ejecutándose el cajón central y los voladizos en una única fase sin nervios ni puntales transversales.

ABSTRACT

The Viaduct over the Narcea River in the A-63 Highway from Oviedo to La Espina is owned by the Spanish central Government, and has been built by Acciona Infraestructuras being the design and technical assistance **to the contractor** by Carlos Fernández Casado S.L. A very singular bridge due to its span distribution of 100 + 130 + 160 + 175 + 130 + 100 + 80 m for a total length of 875.0 m without expansion joints but at the abutments, maximum height of the piers 65.0 m and deck width of 23.20 m erected by balanced cantilever with a single box cross section cast in one stage with no transversal ribs or struts.

PALABRAS CLAVE: Avance en voladizo, cajón único gran luz, carro de avance, sección gran anchura

KEYWORDS: balanced cantilever erection, single cellular box large span, form traveller, large width cross section

1. Introducción

1.1. Planteamiento general

El viaducto sobre el río Narcea en la Autovía A-8 cruza el río a gran altura, a unos 73.0 m, con pilas de hasta 65.0 m, en una zona de gran protección ecológica.

La declaración de Impacto Ambiental, en su apartado 3.11 establece: “3.11. Viaducto sobre el río Narcea: Dado que el paso sobre el río Narcea afecta potencialmente al LIC que lleva su nombre debe efectuarse un tratamiento particularizado del viaducto que se proyectará a tal efecto.

Lo deseable, desde el punto de vista ambiental, supondría asegurar la ubicación de los pilares fuera del ámbito del LIC, siendo suficiente que los mismos guardarán al menos la distancia de 10 metros respecto a las formaciones vegetales de interés comunitario, tal como se señaló para los otros viaductos contemplados en el Estudio Informativo”.

Con la variante de trazado propuesta, la situación de las pilas fuera del ámbito de LIC determina una luz principal entre 170 y 180 m con una altura de pilas en torno a 60 m.

Este rango de luces y altura de pilas es un problema perfectamente abordable con la tecnología actual de construcción de puentes; pero, al mismo tiempo, acota de forma importante el espectro de soluciones técnicamente posible dentro de los mínimos costos buscados.

Por otro lado, las soluciones estudiadas debían además de respetar la ubicación indicada de las pilas, tratarse desde el punto de vista formal acorde al lugar ambientalmente protegido tanto en su situación de servicio como durante la construcción.

Esto determinó, junto con su gran altura, la adopción de luces bastante importantes y diferentes en un viaducto, muy condicionado por los obstáculos inferiores, lo que ha obligado a una distribución de luces de 100 m + 130 m + 160 m + 175 m + 130 m + 100 m + 80 m, con una longitud total de 875 m.

La anchura exigida para el viaducto es de 23.2 m para poder alojar dos calzadas de 2.5 m + 3.5 m + 3.5 m + 1.0 m y las defensas correspondientes.

La planta del viaducto no es recta. Está constituida por un radio de entrada de 750 m y otro de salida de 700 m y en el centro una alineación recta de 473 m de longitud.



1.2. Estudio de soluciones

Para enfrentar este problema se plantearon cuatro soluciones:

Solución 1. Dos viaductos paralelos con doble cajón de hormigón pretensado de canto variable y doble pila. Construcción en voladizos sucesivos.

Solución 2. Un solo viaducto de hormigón pretensado con una sola viga cajón (solución finalmente elegida). Construcción en voladizos sucesivos.

Solución 3. Un solo cajón de estructura mixta con canto constante y apuntalamiento transversal de la sección. Procedimiento de construcción por empuje con la ayuda de atirantamiento provisional.

Solución 4. Puente de hormigón pretensado continuo hormigón pretensado, en cajón único de canto constante.

De este estudio se eligió como definitiva la solución 2, ya que del estudio económico resultó la de menor coste, verificando que en el mercado estuviesen disponibles carros de avance para la construcción de las dovelas a sección completa de la solución elegida nº 2.

2. Descripción de la Obra

La solución de un puente de hormigón para pilas, estribos y el dintel con las luces reseñadas, 100 m + 130 m + 160 m + 175 m + 130 m + 100 m + 80 m, configura el puente viga de mayor luz de España, junto con el Viaducto de Montabliz [1]. Constituye para nosotros un paso previo al Puente sobre el río Magdalena en Colombia, de esta misma oficina, de 200.0 m de luz [2].



2.1. Tablero

Una decisión importante fue la adopción de una sección en cajón monocelular única para toda la plataforma con canto variable entre 8,00 m (máximo) en apoyos del vano de más luz y 4,00 m en el centro de la luz y en los extremos. Como referencia, en el mencionado Viaducto de Montabliz el canto seleccionado fue de 11.0 m sobre pilas.

Adoptar un cajón monocelular para un viaducto tan ancho se estableció con el fin de resolver problemas significativos en un viaducto tan alto. Somos de la opinión que en casos como el que tratamos, hacer un viaducto para cada calzada queda mal. La altura de las pilas se superpone con sus paralelas y la configuración general del puente, con doble tablero, no es buena, ni desde el punto de vista formal ni el económico. Por otro lado debido a los problemas ecológicos es conveniente minimizar el número de pilas.

El tamaño del cajón se podría haber reducido si se hubiese utilizado secciones con apuntalamiento transversal; esto tampoco se ha considerado dado que constituye una solución adecuada para un tablero de canto constante, pero algo dudosa para una solución de canto variable, solución que se ha elegido como resultado de la conveniencia de ir a canto variable en un tablero construido por avance en voladizo y de conseguir una buena esbeltez general del dintel.



Figura 3 Sección transversal con ancho de 23.20 m sin puntales ni nervios transversales

Cada uno de los vanos tiene canto variable entre 4 m y 6 m en el vano 1 con luz 100 m, 6 m, 4 m, 8 m en el vano 2 con luz 130 m, 8 m, 4 m, 8 m en el vano 3 con luz 160 m, 8 m, 4 m, 8 m en el vano 4 con luz 175 m, 8 m, 4 m, 6 m en el vano 5 con luz 130 m, 6 m, 4 m, 5 m en el vano 6 con luz 100 m, y 5 m y 4 m en el vano 7 con luz 80 m, correspondiendo el primer y tercer valor para el canto del dintel sobre pilas y el segundo valor para el canto en el centro de la luz. En cuanto al primer y séptimo vano, el canto pequeño corresponde al apoyo sobre el estribo.

Al igual que el canto, los espesores de almas y losa inferior varían con el fin de ajustar la sección resistente a los esfuerzos actuantes. Los espesores de alma varían entre 0.35 y 0.65 m y la losa inferior entre 0.40 y 0.90 m. Los espesores de losa superior son constantes a lo largo de la traza del puente, con un espesor de 0.35 m en el cajón interior y espesor variable en el voladizo transversal hasta un mínimo de 0.20 m. Se utilizó un hormigón para el tablero de resistencia característica $f_{ck}=60.0$ MPa, de elevada resistencia para minimizar al máximo la cantidad de hormigón necesario y facilitar la ejecución.

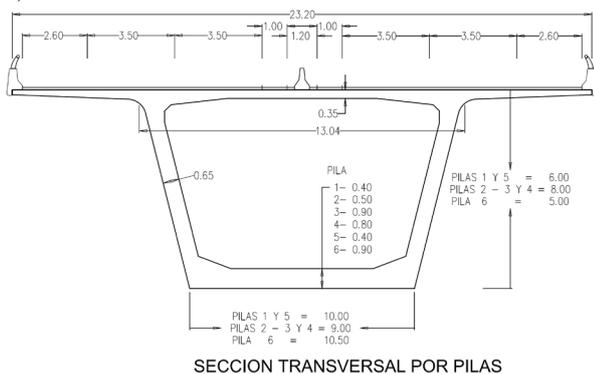


Figura 4 Sección transversal por pilas

El tablero está pretensado con tendones de 31 cordones de 150 mm^2 . Los cables están agrupados en función de su posición y momento de puesta en carga:

1 Pretensado Superior de Proceso: Pretensado en losa superior que se introdujo durante la construcción por voladizos sucesivos.

- 3 Pretensado Superior de Servicio: Pretensado en losa superior que se introdujo una vez conectados los voladizos desde las pilas consecutivas.
- 4 Pretensado Inferior de servicio: Pretensado en losa inferior que se introdujo una vez conectados los voladizos desde las pilas consecutivas.

El diseño de los cables se ha realizado para poder ejecutarse con una construcción simétrica de dovelas, siendo por tanto activos los anclajes desde las dovelas simétricas.

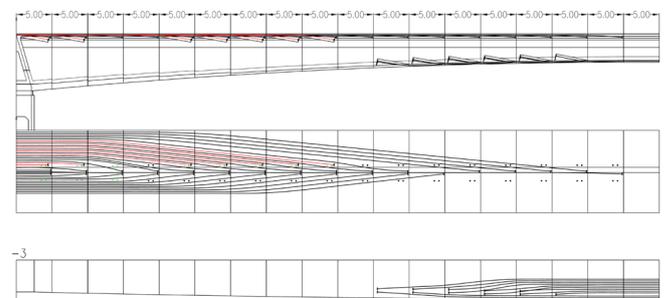


Figura 5 Esquema pretensado por P3

2.2 Pilas y estribos

Mirado desde el punto de vista de los PK crecientes, las pilas tienen alturas de 48.6, 64.8, 61.3, 53.5, 50.4 y 45.2 m. El diseño de las mismas es característico de Carlos Fernández Casado, SL.





Figura 6 Diseño característico de Carlos Fernández Casado, SL para las pilas. Canto constante longitudinal, canto variable transversal

Tienen sección rectangular con anchura constante e igual a 5.0 m y canto variable en la dirección transversal. Esta variación del canto es la misma para las siete pilas, y cada sección inferior de la pila se obtiene dando un corte a una distancia desde la parte superior igual a su altura. El espesor de las paredes es de 0.8 m y el canto máximo inferior de 9.3 m en la pila más alta, la P2.

La resistencia característica del hormigón de las pilas es $f_{ck}=35$ MPa, excepto para la cabeza de las pilas 2, 3 y 4, las pilas empotradas en el tablero, que tienen hormigón con $f_{ck}=60.0$ MPa, el mismo que el del tablero.

La cimentación de la pila P1 es una zapata rectangular de 14.0 m de ancho y 12.0 m de largo. Las cimentaciones de las pilas P2 a P6 se realiza por medio de pilotes de 2.0 m de diámetro. Las pilas P2 y P6 tienen 12 pilotes en un encepado rectangular de dimensiones respectivas 19.0 x 16.0 m y 19.0 x 15.0 m con un esviaje de las dimensiones principales de las pilas de 12.49° y 20.20° respectivamente. Estas dimensiones ajustadas pretenden ajustar al máximo las excavaciones de los encepados por la presencia de las vías inferiores. La pila P3 tiene 16 pilotes y unas dimensiones de encepado de 19.0 x 19.0 m. La pila P4 tiene 12 pilotes con un encepado de 19.0 x 16.0 m y la pila P5, 9 pilotes con un encepado de 18.0 x 16.0 m.

Los estribos de altura variable por el peralte del puente están apoyados sobre 8

pilotes de 1500 mm cada uno con longitudes de 21 m en E1 y 16 m en E2.

Tanto los estribos, como las zapatas y pilotes tienen hormigón con resistencia característica $f_{ck}=25$ MPa.

La configuración longitudinal fue objeto de gran estudio, para minimizar al máximo los esfuerzos longitudinales por viento, frenado, temperatura y retracción. Las pilas más altas, la 2, 3 y 4, están empotradas en el tablero. Los apoyos en las pilas 1, 5 y 6 y en los estribos son de tipo POT deslizante con guía transversal. Solo se disponen juntas de dilatación en los extremos del viaducto, configurando una longitud sin juntas de los 875.0 m de longitud del puente.



Figura 7 Configuración de apoyos sobre pilas: mismo diseño para pilas empotradas y apoyadas

3. Cálculo del puente

El proyecto del puente se realizó en el año 2005, por lo que las principales normativas utilizadas en el cálculo del mismo fueron:

- Instrucción relativa a las acciones a considerar en el Proyecto de Puentes de Carretera (I.A.P.-98).
- Instrucción de Hormigón Estructural (EHE). R.D. 2661/1998 de 11 de diciembre.

Algunos aspectos reseñables de las bases de cálculo son:

- La velocidad de referencia es $V_{ref}=28$ m/s, con tipo de entorno II correspondiente a zonas rurales con algunos obstáculos aislados. El factor de riesgo, que multiplica la velocidad, es $C_r=1.04$, resultando un período de retorno de 100 años con un coeficiente de mayoración adicional en ELU de 1.50.
- El coeficiente de rozamiento de los teflones es del 3%.
- El peso de cada carro es de 1136 kN.
- La densidad del hormigón en masa real medida en laboratorio fue de 23.42 kN/m³. Se calculó para cada dovela la cantidad de armadura, obteniendo la correspondiente densidad “exacta” para cada dovela. Como valor de referencia, la media de densidades en el puente para todas las dovelas fue de 25.2 kN/m³, con máximos de 25.9 y mínimos 24.7 kN/m³.
- Respecto los valores teóricos medidos en planos, después de mediciones de volúmenes reales en obra, se incrementaron los volúmenes de teóricos en planos de armadura por un 15% y de hormigón por un 2%.

El recubrimiento nominal de la armadura pasiva es de 30 mm (25+5) en todos los casos salvo en zapatas, encepados y pilotes, donde se ha considerado 50 mm (45+5).

En la siguiente figura se han incluido los valores más significativos de los momentos flectores en el tablero. Como reflexiones:

- Los momentos flectores de cargas variables en combinación SLS característica representan sólo el 18% de los momentos flectores de carga permanente sin pretensado.
- La diferencia entre la carga permanente con pretensado por fases o construida de una sólo vez es muy pequeña, al compensarse las diferencias que se producen en el peso propio y el pretensado entre por fases y construida de una sola vez independientemente. Ello determina redistribuciones por fluencia muy pequeñas.

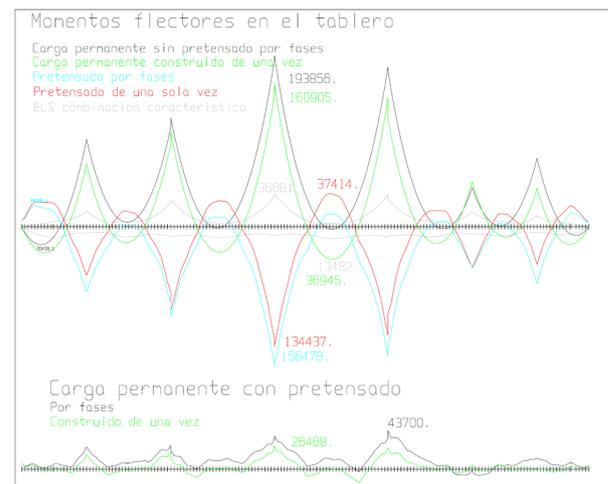


Figura 8 Resumen de esfuerzos en el tablero

4. Proceso de Construcción

El diseño y construcción por voladizos de un puente con luces tan distintas presenta una complejidad adicional. El dintel a construir en voladizos sucesivos se ordenó en función de las ménsulas que se producen desde cada pila cuya longitud es de 55.0 m para la pila 1, 70.0 m para la pila 2, 85.0 m para las pilas 3 y 4, 40.0 m para la pila 5 y 55.0 m para la pila 6. Como se ve, estas máximas ménsulas tienen una longitud muy distinta, complicando el diseño del

pretensado del tablero y su adecuación a los esfuerzos resultantes del proceso constructivo, máxime comparados con los esfuerzos del puente como construido de una sola vez a los cuales va a tender la fluencia del puente. El puente se construyó con 2 parejas de carros. Por conveniencia de organización de la obra, se empezó primero por las pilas P2 y P6, luego las pilas P1 y P5 y por último las pilas centrales P3 y 4P. Esto introdujo una nueva asimetría a la construcción.

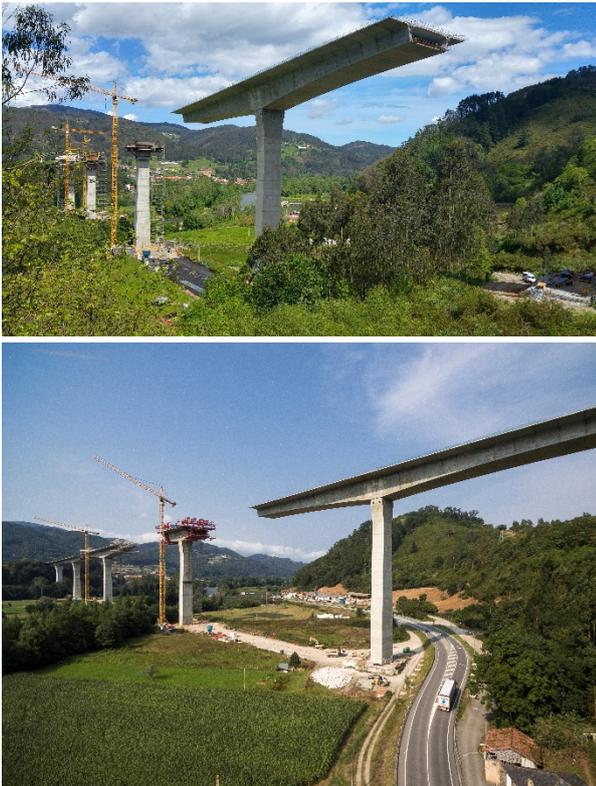


Figura 9 Construcción por avance en voladizos

Las dovelas son de 5.0 m de longitud y siempre se dispone una dovela central de 5.0 m, de unión entre voladizos. Así, el vano tres está formado por una ménsula de 70 m, otra de 85 m y una dovela central de 5 m para un total de $70+5+85=160$ m.

Cada pila se realizó con encofrado trepante. Se diseñó un despiece de armaduras suponiendo una longitud de trepa de 5.0 m. Desde el empotramiento en la pila, el dintel salía con dos dovelas de 5 m, que alojan la riostra sobre pila. Estas tienen forma triangular con el fin de facilitar la transmisión de tensiones a las pilas, desde las solicitaciones

diferentes de los dos vanos que salen desde ellas. Las pilas 1, 5 y 6 están apoyadas en el dintel y las pilas 2, 3 y 4 están empotradas. Sin embargo, todas ellas se empotran durante la construcción. Únicamente cuando se ha procedido a dar la continuidad entre vanos se pudo desbloquear el empotramiento, simplemente cortando los elementos de empotramiento provisional.

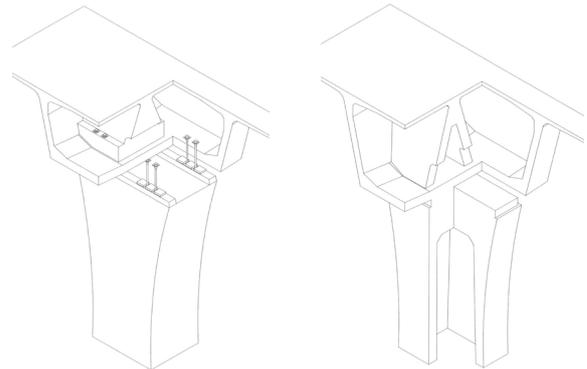


Figura 10 Esquema de empotramiento provisional con neoprenos y pretensado vertical (pilas 1, 5 y 6) y empotramiento definitivo (pilas 2, 3 y 4)

A continuación, se procedió a la construcción del dintel por dovelas de 5.0 m de longitud.





Figura 11 Ejecución de la primera dovela de 2x5.0 m, montaje de los carros de avance y ejecución siguientes dovelas

El cierre entre dos vanos se realizó hormigonando la dovela central de 5.0 m. Para ello, para no tener que sobredimensionar el carro de avance, sólo se utilizaron del mismo los encofrados. Se diseñaron bloques formados por 4 perfiles metálicos en las 4 esquinas de la sección transversal que quedaron embebidos, con un pretensado inferior sobre el bloqueo para evitar las tracciones durante las fases de hormigonado del cierre. Este pretensado inferior está fuera del núcleo central de la sección transversal, pero el efecto hiperestático centra lo suficiente el mismo como para comprimir también las 2 vigas superiores con sólo el pretensado inferior.



Figura 12 Bloqueo y hormigonado de las dovelas centrales, con el encofrado del carro, 4 vigas embebidas en cada esquina y pretensado sólo inferior para comprimir toda la sección durante la operación

En los vanos 1 y 7, los semivoladizos desde las pilas son menores que la longitud total del vano. El avance con carro, después de terminados los voladizos, se prosiguió por estos vanos, estableciendo un apoyo provisional en el extremo del semivoladizo de las pilas 1 y 6 y una cimbra cuajada para el último tramo.



Figura 13 Ejecución de los vanos extremos con pilas provisionales y cimbra cuajada.

Después de un cálculo intensivo, incluyendo la calibración del módulo de elasticidad del hormigón en laboratorio y en obra, estudio paso a paso en el tiempo para la

fluencia y retracción y control intensivo de la geometría durante la construcción [3], se consiguió la rasante deseada con errores mínimos que se corrigieron con el ajuste de la imposta del puente.



Figura 14 Alzado final de la rasante del puente

Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio Navarro González-Valerio.

- Asistencia Técnica a la constructora: CARLOS FERNANDEZ CASADO S.L.: Antonio Martínez Cutillas, Juan Antonio Navarro González-Valerio.

5. Cuantías

Longitud total:	877.50m	
Ancho:	23.20 m	
Hormigón	17,256 m ³	0.85 m ³ /m ²
Acero pasivo	4,369,869kg	253 kg/m ³
Acero activo	883,514kg	43 kg/m ²

6. Ficha técnica

- Propiedad: DEMARCACIÓN DE CARRETERAS DEL ESTADO EN ASTURIAS, MINISTERIO DE FOMENTO;
- Ingeniero de Caminos Director de Obra: José Luis Carrera Rodríguez.
- Construcción: ACCIONA INFRAESTRUCTURAS; Pilar Blanco, Laura Valdizán Arcera, Juan José Gómez Furelos.
- Proyecto: GINPROSA y CARLOS FERNÁNDEZ CASADO, SL:



Figura 15 Fotografía del puente acabado

Referencias

- [1] Villegas Gómez R., Pantaleón Prieto M. et al: *Viaducto de Montabliç*. Revista Hormigón y Acero, Vol. 59, págs. 09-40, junio 2008.
- [2] Muñoz Rojas J., Fuente García S., Rodríguez Lorente S. et al: *Puente sobre el río Magdalena en Puerto Berrío (Colombia)*, VIII Congreso de ACHE de Puentes y Estructuras, Santander 2020.
- [3] Manterola J.: *Curso de puentes de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid*, E.T.S.I.C.C.P., Madrid 2006