

Disponible en www.hormigonyacero.com
Hormigón y Acero, 2026
<https://doi.org/10.33586/hya.2025.4158>

ARTÍCULO EN AVANCE ON LINE

Solución singular de refuerzo estructural mediante atirantamiento inferior del tablero en el Viaducto del Guinguada (Gran Canaria)

José Antonio Llombart Jaques

DOI: <https://doi.org/10.33586/hya.2026.4158>

Para ser publicado en: *Hormigón y Acero*

Por favor, el presente artículo debe ser citado así:

Llombart, J.A. (2026) Solución singular de refuerzo estructural mediante atirantamiento inferior del tablero en el Viaducto del Guinguada (Gran Canaria), *Hormigón y acero*, <https://doi.org/10.33586/hya.2026.4158>

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

Solución singular de refuerzo estructural mediante atirantamiento inferior del tablero en el Viaducto del Guiniguada (Gran Canaria)

Unique structural reinforcement solution by underside deck stay-cable system in the Guiniguada Viaduct (Gran Canaria)

José Antonio Llombart Jaques^a

^aIngeniero de Caminos, Canales y Puertos. Ingeniería Civil. Consultoría y Proyectos (Madrid, España)

Persona de contacto / *Corresponding author:*

Correo-e / *e-mail:* ja@jallombart.com (José Antonio Llombart)

RESUMEN

El Viaducto del Guiniguada, situado en Las Palmas de Gran Canaria, es una obra existente construida en 2003, cuyo tablero de hormigón se ejecutó mediante el procedimiento de avance en voladizos sucesivos. En 2022 se detectó una anomalía, consistente en la rotura de una parte importante de los tendones del pretensado exterior. En inspecciones posteriores se comprobó un problema de mayor alcance, con el deterioro y rotura de numerosos tendones del pretensado de continuidad situados en la losa inferior del vano central. Ante la imposibilidad de restituir en su totalidad la capacidad estructural mediante un refuerzo interior, se desarrolló una solución singular de pretensado exterior complementario, dispuesto a lo largo de toda la viga cajón que constituye el tablero. Este sistema presenta la particularidad de atravesar la losa inferior y discurrir por el extremo inferior de un puntal metálico desviador situado en el centro del vano. Su ejecución requirió procedimientos constructivos específicos e innovaciones técnicas singulares, dadas las condiciones geométricas y la altura del viaducto. El sistema permitió recuperar la capacidad estructural perdida y garantizar la durabilidad de la obra, constituyendo una actuación inédita en el ámbito del refuerzo de puentes de hormigón postesado.

Palabras clave: pretensado, continuidad, puntal desviador, extradadoso, fatiga.

ABSTRACT

The Guiniguada Viaduct, located in Las Palmas de Gran Canaria, is an existing structure built in 2003, whose concrete deck was constructed using the cantilever construction method. In 2022, an anomaly was detected consisting of the failure of a significant number of external prestressing tendons. Subsequent inspections revealed a more extensive problem, with deterioration and rupture of numerous continuity tendons located in the bottom slab of the main span. Given the impossibility of fully restoring the structural capacity through internal strengthening, a singular solution was developed consisting of a complementary external prestressing system arranged along the entire box-girder deck. This system is characterized by tendons that pass through the bottom slab and run along the lower end of a central steel deviator strut located at midspan. Its execution required specific construction procedures and singular technical innovations, considering the geometric constraints and the height of the viaduct. The system restored the lost structural capacity and ensured the long-term durability of the structure, representing an unprecedented intervention in the field of strengthening prestressed concrete bridges.

Keywords: prestressing, continuity, deflector strut, extradosed, fatigue.

1 Introducción

El Viaducto del Guinguada, situado en Las Palmas de Gran Canaria [1], fue puesto en servicio en 2003 y forma parte de la Autovía de Circunvalación de la capital, una infraestructura que desempeña un papel fundamental en la estructura viaria de la Isla de Gran Canaria. Esta vía constituye el eje principal de conexión entre los distintos corredores de la red insular, contribuyendo decisivamente a la movilidad y al desarrollo del territorio. El viaducto, ubicado sobre el profundo Barranco del Guinguada, conecta áreas clave del entorno metropolitano y soporta una elevada intensidad de tráfico diario, lo que refuerza su condición de elemento estratégico dentro del sistema de comunicaciones de Gran Canaria.

En 2022 se detectó en el viaducto una patología estructural de especial relevancia, cuya naturaleza y alcance motivaron la realización de un refuerzo singular destinado a restituir su capacidad resistente y asegurar su durabilidad a largo plazo. Los trabajos de inspección, diagnóstico y diseño condujeron a una intervención de notable complejidad técnica, culminada en 2025, que constituye un referente en el ámbito de la rehabilitación de puentes de hormigón postesado.

En el presente artículo se describen las características estructurales esenciales del viaducto, el proceso de inspección y análisis realizado, las distintas soluciones de refuerzo estudiadas y el desarrollo conceptual de la solución finalmente adoptada. Asimismo, se exponen las particularidades del proceso constructivo llevado a cabo y se presentan unas conclusiones orientadas a destacar la importancia del control de calidad durante la fase de construcción, así como los factores que condicionan el mantenimiento y la durabilidad de las estructuras a lo largo de su vida útil.

2 Viaducto del Guinguada. Descripción general

La Autovía de Circunvalación de Las Palmas de Gran Canaria cruza por encima del Barranco del Guinguada con dos estructuras casi paralelas. Dichas estructuras, con un trazado en curva y contracurva sobre el barranco, discurren a distinta altura y se bifurcan ambas en dos ramales, en uno de sus extremos (Figura 1).



Figura 1. Viaducto del Guinguada. Vista aérea

La fracción del Viaducto, destinada al cruce sobre el barranco, consta de dos estructuras gemelas, separadas del resto por juntas de dilatación. El tablero está formado por unas vigas-cajón de canto variable, de hormigón postesado, que forman un tramo continuo de tres vanos, con una sucesión de luces de 70 – 140 – 78 metros. La altura máxima de las pilas es de 100 metros (Figura 2).



Figura 2. Vista general del tramo del viaducto construido por avance en voladizo

El tablero fue ejecutado mediante el procedimiento de avance en voladizo, técnica que permitió realizar la construcción del tramo central sin apoyos intermedios, garantizando la continuidad estructural y adaptándose a la considerable altura sobre el fondo del barranco.

3 Características del tablero

El tablero tiene un ancho total de 18.30 m y un canto vertical variable, de 8.00 a 3.10 m. (Figura 3). Es visitable en su interior y dispone de un acceso para el personal, desde el estribo

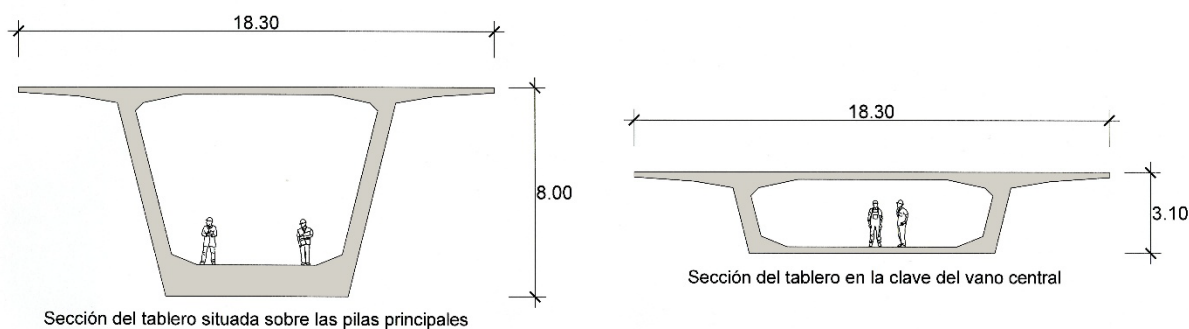


Figura 3. Tablero. Secciones principales

La estructura del tablero dispone de 4 sistemas distintos de pretensado:

Pretensado longitudinal, en el interior de la losa superior. Dispuesto específicamente para la construcción de avance en voladizo.

Pretensado transversal, dispuesto en el interior de la losa superior

Pretensado exterior, dispuesto en el interior de la viga-cajón del tablero.

Pretensado longitudinal, de continuidad, dispuesto en el interior de la losa inferior del tablero.

4 Patología

4.1 Pretensado exterior

Durante una inspección realizada a mediados de 2022 se detectó un deterioro generalizado del sistema de pretensado exterior existente en el interior del tablero en los tramos ejecutados por avance en voladizo (Figuras 4 y 5). Se comprobó la rotura de un número significativo de tendones —aproximadamente el 30 % en la estructura E-14 y el 80 % en la E-15—, así como el mal estado de los restantes, que presentaban signos evidentes de corrosión y riesgo de fallo inminente.

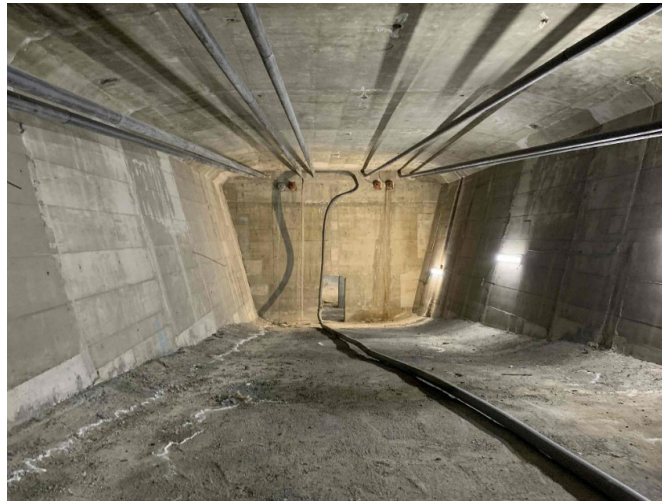


Figura 4. Interior del tablero de la Estructura E-14, situada aguas arriba del Barranco de Guinguada



Figura 5. Interior del tablero de la Estructura E-15, situada aguas abajo del Barranco de Guinguada

El sistema de pretensado exterior formaba parte de la concepción original del viaducto y respondía a las recomendaciones técnicas vigentes en la década de 1990 para puentes construidos por avance en voladizo. En aquel periodo se promovió de forma generalizada el empleo de tendones exteriores como complemento del pretensado interior adherente, con el objetivo de mejorar el comportamiento en servicio, facilitar eventuales operaciones de inspección o sustitución y reforzar la redundancia estructural del conjunto. Se trataba, por tanto, de una solución ampliamente aceptada en el ámbito internacional y aplicada en numerosos puentes de tipología similar.

El origen de la patología se asoció a defectos de inyección de la lechada protectora, con zonas parcialmente vacías en el interior de las vainas, a lo que se añadió la entrada prolongada de agua procedente de filtraciones y de perforaciones ejecutadas en fase de construcción que no fueron posteriormente selladas. La combinación de ambos factores provocó la corrosión del acero de alta resistencia y la consiguiente pérdida de capacidad resistente del sistema.

Aunque el deterioro del pretensado exterior no comprometía de forma inmediata la seguridad global de la estructura, sí reducía de manera apreciable el margen resistente disponible y afectaba a la durabilidad del conjunto. Por ello se adoptó de forma inmediata la sustitución progresiva de los tendones y la implantación de un sistema de monitorización continua durante la intervención.

4.2 Pretensado interior de continuidad

Durante los trabajos de sustitución del pretensado exterior se detectaron indicios de deficiente inyección en los tendones del pretensado de continuidad situados en la losa inferior del tablero (Figura 6). Las inspecciones realizadas mediante boroscopio y apertura localizada del hormigón confirmaron la ausencia parcial de lechada protectora, la presencia de agua en los conductos y la existencia de hilos rotos en numerosos cordones.

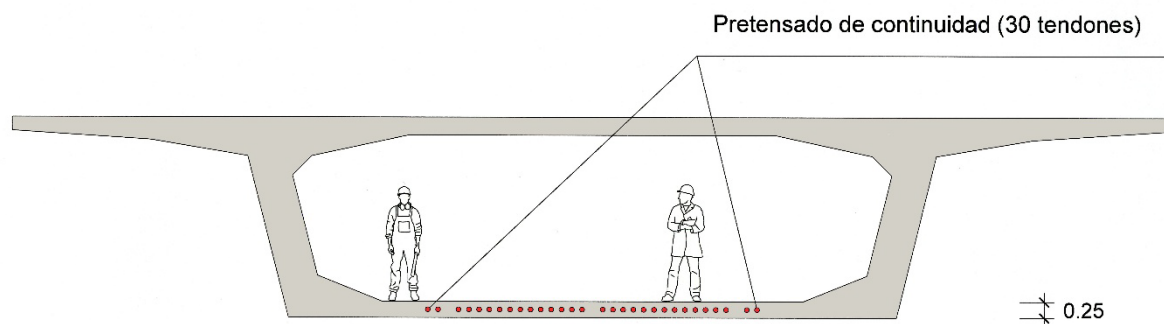


Figura 6. Pretensado de continuidad en la sección del centro del vano principal

La inspección directa se llevó a cabo mediante la apertura de zanjas longitudinales ejecutadas por hidrodemolición, procedimiento que permitía descubrir parcialmente los conductos sin producir daños significativos en el acero (Figura 7).



Figura 7. Apertura de una zanja longitudinal en el hormigón, realizada con hidrodemolición, para inspeccionar el estado de un tendón existente en la losa inferior del tablero

Dado el reducido espesor de la losa inferior, de 25 cm, se adoptaron precauciones especiales para limitar la afección al hormigón resistente, restringiendo la intervención a una muestra representativa de tendones. La exploración permitió comprobar la existencia de zonas sin inyección, oxidación activa y rotura de cordones en distintos grados.

La patología afectaba al sistema resistente principal en fase de servicio, una vez producida la redistribución de esfuerzos por fluencia del hormigón propia de este tipo de tableros continuos, contruidos por avance en voladizo. La inspección realizada permitió estimar roturas de entre el 52 % y el 60 % de cordones en la estructura E-14 y entre el 18 % y el 20 % en la E-15. Esta pérdida parcial del pretensado de continuidad suponía una reducción significativa de la capacidad resistente del tablero y un riesgo de degradación progresiva a medio plazo, circunstancia que hacía inviable limitar la intervención a la simple reposición del pretensado exterior.

5 Análisis de la situación

Las verificaciones realizadas indicaron que, pese al deterioro detectado, las estructuras mantenían las condiciones de servicio con limitaciones de carga, sin fisuración apreciable ni alteraciones anómalas de comportamiento. No obstante, la pérdida simultánea de capacidad en el pretensado exterior y en el de continuidad reducía notablemente el margen de seguridad estructural y comprometía la durabilidad futura.

La sustitución del pretensado interior adherente no resultaba viable debido a su disposición embebida en el hormigón, mientras que la reinyección de las vainas únicamente permitía ralentizar el proceso de degradación sin recuperar la capacidad resistente original. Por ello se concluyó que era imprescindible incorporar un sistema de refuerzo capaz de restituir la capacidad estructural del tablero de forma independiente del estado del pretensado existente.

6 Criterios de actuación

Se definieron tres líneas de actuación complementarias:

- sustitución completa del pretensado exterior con aumento de la sección resistente,
- reinyección y protección del pretensado interior existente,
- incorporación de un sistema adicional de refuerzo estructural.

La sustitución del pretensado exterior exigió la retirada de tendones aún en carga, operación especialmente delicada. Para ello se realizó el corte controlado de los cordones mediante hilo de diamante y equipos operados a distancia, adoptándose medidas de seguridad específicas ante la liberación súbita de energía. Como protección adicional se dispuso el eslingado previo de los tendones para limitar el posible efecto látigo en caso de rotura brusca (Figura 8).



Figura 8. Eslingado de tendones

Durante los trabajos se produjo efectivamente la rotura inesperada de uno de los tendones, incidente que confirmó la necesidad de las precauciones adoptadas y que no tuvo consecuencias personales ni daños relevantes.

Para evaluar la eficacia de las distintas alternativas se adoptó como referencia la restitución del estado tensional en la sección de clave del vano principal, expresando la contribución de cada sistema como porcentaje equivalente de recuperación respecto al efecto inicial del pretensado de continuidad.

El sistema adicional de refuerzo considerado comprendía distintas posibilidades. Por una parte, la incorporación de un nuevo pretensado exterior complementario, dispuesto convencionalmente en la estructura E-15 y, en el caso de la E-14, con un trazado exterior que permitiera aumentar el brazo resistente efectivo de la sección. Asimismo, se analizó la posible disposición de un pretensado adicional sobre la losa inferior del tablero. Esta última alternativa, aunque técnicamente viable, fue finalmente descartada debido a la mayor eficacia estructural y a las ventajas funcionales del sistema finalmente adoptado.

7 Aplicación de los sistemas de refuerzo

7.1 Estructura E-15, situada aguas abajo del barranco

A partir de los datos obtenidos durante la inspección, se estimó que la pérdida de capacidad resistente asociada a la rotura de cordones del pretensado de continuidad era del orden del 20 % del total del sistema.

Para compensar este debilitamiento se consideró la aplicación de dos actuaciones complementarias. En primer lugar, se incrementó en un 16 % la sección de acero al sustituir el pretensado exterior existente (Figura 9), lo que permitió obtener una ganancia de capacidad resistente del 12,5 % del efecto inicial del pretensado de continuidad.

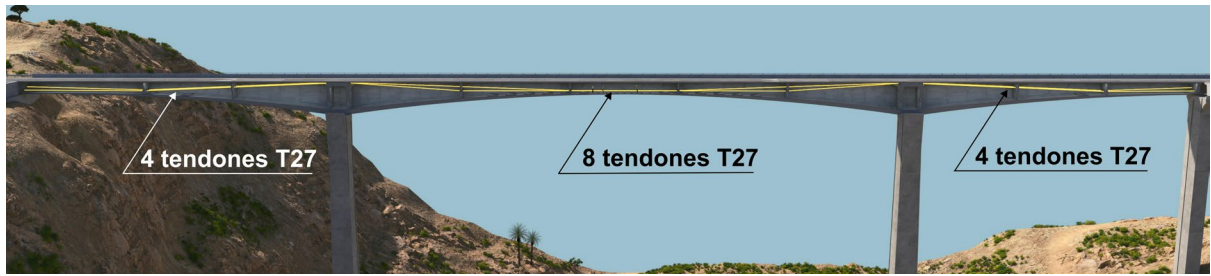


Figura 9. Esquema del pretensado exterior existente, con la sección inicial de acero incrementada

En segundo lugar, se incorporó un nuevo sistema de pretensado exterior complementario (Figura 10), que aportó un refuerzo adicional equivalente al 11,9 %. La combinación de ambos efectos proporcionó una mejora global del 24,1 %, suficiente para compensar con holgura la pérdida estimada por la rotura parcial del pretensado de continuidad.



Figura 10. Esquema del pretensado exterior complementario de refuerzo

La intervención se ejecutó conforme a estos criterios (Figura 11). Se procedió a la sustitución completa del pretensado exterior, con una sección de acero superior a la original, y se complementó el refuerzo mediante la instalación del nuevo sistema de pretensado exterior adicional. En ambos casos se aplicó una tecnología de pretensado más avanzada que la disponible en la época de construcción del viaducto, utilizando cordones engrasados con protección individual y conductos inyectados con productos de alta calidad, acordes con las actuales exigencias de durabilidad estructural.

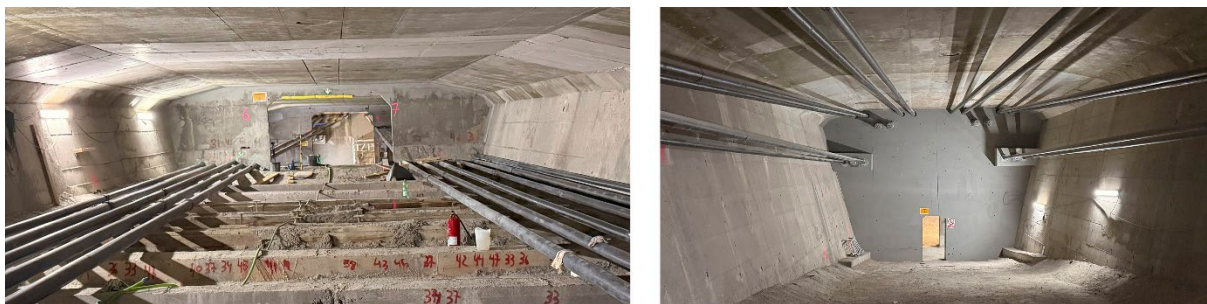


Figura 11. Aspecto interior del tablero de la Estructura E-15, tras la reposición de tendones del pretensado exterior y adición del pretensado complementario de refuerzo

7.2 Estructura E-14, situada aguas arriba del barranco

El deterioro detectado en la estructura E-14, con una rotura estimada del 60 % del acero correspondiente al pretensado de continuidad, superaba ampliamente la capacidad de compensación alcanzable mediante la suma de los refuerzos proyectados en el interior del tablero. El efecto conjunto de mejora de dichos refuerzos se estimaba en un 49,9 %, valor insuficiente para recuperar la capacidad resistente inicial.

Además, en relación con el acero de continuidad que permanecía activo existían dudas razonables sobre su integridad y su comportamiento a medio y largo plazo, ya que las inspecciones evidenciaban signos de entrada de agua en los conductos y posibles procesos iniciales de oxidación. A pesar de las medidas

de protección complementarias realizadas —reinyección de vainas y pasivación del acero—, no podía garantizarse plenamente la eficacia de estas actuaciones a lo largo del tiempo.

Ante esta situación, se consideró necesario desarrollar un sistema de refuerzo capaz de compensar holgadamente la pérdida del 60 % de la capacidad resistente, asegurando unas condiciones de servicio y durabilidad superiores a las alcanzables con las soluciones inicialmente planteadas.

El estudio de nuevos refuerzos interiores se vio limitado por la propia geometría del tablero existente, que restringía significativamente la posibilidad de incrementar la resistencia a flexión. Dado que la resistencia a flexión depende directamente del canto efectivo de la sección —y, por tanto, del brazo del par de fuerzas que equilibra los momentos exteriores de flexión—, se concluyó que el aumento de la capacidad resistente más allá de lo posible dentro del propio tablero, cuyo canto en el centro del vano es de 3,10 metros, requería incrementar el canto estructural eficaz.

La única forma de lograrlo consistió en disponer un sistema de pretensado exterior con los cables situados por fuera del tablero, a una distancia suficiente para generar el par resistente deseado. De este modo, se desarrolló una solución no convencional basada en un sistema de pretensado extradado invertido, consistente en un atirantamiento dispuesto por debajo del tablero existente.

8 Puentes provistos de atirantamiento inferior del tablero. Referencias

Antes de describir el sistema desarrollado en el Viaducto del Guiniguada para el refuerzo del tablero, resulta oportuno presentar algunas realizaciones en las que la disposición de un atirantamiento inferior ha condicionado de forma decisiva la configuración estructural del puente. Se trata de una tipología en la que el sistema resistente no solo interviene en el equilibrio mecánico, sino que determina la geometría general de la obra, configurando su imagen y su carácter arquitectónico.

Este procedimiento, de elevada eficiencia estructural, ha sido empleado principalmente en obras de nueva construcción, aunque solo en un número limitado de casos. En algunos, su adopción ha respondido a la necesidad de satisfacer requisitos específicos de comportamiento estructural; en otros, a criterios arquitectónicos que han aprovechado la singularidad formal del sistema para dotar al puente de una apariencia estética distintiva.

Entre las referencias construidas puede citarse el Viaducto Neckar, situado en Weitingen (Alemania) [2] [3], proyectado por Fritz Leonhardt y construido en 1997. La estructura presenta un tablero metálico continuo de canto constante, en el que se aplicó un sistema de atirantamiento inferior en los vanos extremos, permitiendo que su luz fuera superior al doble de la de los vanos centrales (Figuras 12 y 13). Esta configuración se adoptó con el fin de evitar la construcción de una pila intermedia en las zonas boscosas de las laderas del valle, logrando así una solución estructural y paisajísticamente integrada.



Figura 12. Vista general del Viaducto Neckar. Weitingen (Alemania)



Figura 13. Viaducto Neckar. Weitingen (Alemania). Detalle

El mismo sistema ha sido utilizado de forma similar en el Viaducto sobre el río Marne en Meaux (Francia) [4] [5] [6], para la disposición de un tablero mixto continuo de canto constante de 1200 m de longitud total, con luces medias de 55 m y un vano de 93 m de luz, provisto de atirantamiento inferior de tablero para el cruce del río (Figura 14).



Figura 14 Viaducto sobre el Marne, en Meaux (Francia)

El viaducto sobre el río Obere Argen, en Alemania [7] (Figura 15), proyectado por Jörg Schlaich, resuelve el cruce de una luz principal dentro de un conjunto de luces medias mediante la combinación de atirantamiento superior e inferior. Esta configuración permitió reducir la altura del pilono respecto a la que habría requerido un esquema exclusivamente superior, generando una silueta más proporcionada. La interacción de ambos sistemas define de manera directa la geometría del puente, haciendo visible el esquema resistente y otorgando a la estructura una expresión formal coherente con su funcionamiento.



Figura 15. Viaducto Obere Argen (Alemania)

El paso superior de Truc de la Fare [8] (Figura 16), en la A-75 francesa y diseñado por Michel Virlogeux, se resuelve mediante un tablero constituido por una losa esbelta de hormigón pretensado de 53 m de luz. La continuidad y reducido espesor de la sección generan una línea inferior uniforme y regular. La configuración estructural, basada en la depuración geométrica del tablero y en la ausencia de elementos auxiliares visibles, produce una imagen de ligereza asociada a la simplicidad del esquema resistente.

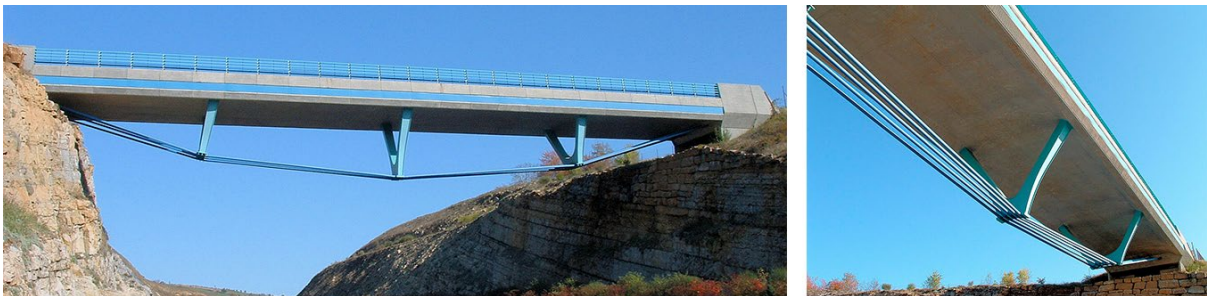


Figura 16. Paso Superior de Truc de la Fare (Francia)

El viaducto de Osormort, construido en 1997 [9] (Figura 17), es la única realización de este tipo en España hasta el momento. Proyectado por Javier Manterola, es un viaducto con un tablero continuo de hormigón con luces de 40 m en el que el atirantamiento inferior marca el carácter y las formas del conjunto.



Figura 17. Viaducto de Osormort, perteneciente al Eje Transversal Gerona – Lérida.

9 Viaducto del Guiniguada (Estructura E-14, situada aguas arriba del barranco). Sistema de refuerzo del tablero mediante atirantamiento inferior.

9.1 Descripción general

El refuerzo del Viaducto del Guiniguada (Estructura E-14) está basado en un sistema de pretensado exterior complementario dispuesto a lo largo de toda la viga cajón que constituye el tablero, comprendido entre las dos juntas de dilatación. (Figura 18).



Figura 18. Esquema del pretensado complementario de refuerzo

El pretensado exterior complementario de refuerzo está constituido, en cada vano lateral, por cuatro tendones, cada uno integrado por 26 cordones de 150 mm² de sección unitaria. Estos tendones se solapan, en las zonas situadas en la cabeza de las pilas principales, con otros cuatro tendones —también formados por 26 cordones de igual sección— correspondientes al vano central, que discurren parcialmente por el exterior del tablero.

En el vano central, de 140 m de luz, existe la particularidad de que el pretensado exterior complementario atraviesa la losa inferior de la viga-cajón y discurre con libre deslizamiento por las piezas tubulares pertenecientes a un puntal metálico desviador, colocado en el centro del vano (Figuras 19, 20, 21 y 22).



Figura 19. Vista general del atirantamiento inferior del tablero



Figura 20. Detalle de los tendones pasantes por el extremo inferior del puntal desviador



Figura 21. Detalle de los tendones que atraviesan la losa inferior del tablero



Figura 22. Vista de los tendones, en el interior del tablero (8 tendones de pretensado exterior, en la zona superior y los 4 tendones inclinados del atirantamiento, que atraviesan la losa inferior)

Los anclajes de los nuevos tendones del atirantamiento inferior del tablero, así como los tendones del nuevo pretensado exterior están preparados para cualquier tipo de acción en el futuro, con longitud saliente adecuada de los cordones para practicar un retesado y un “capot” metálico de protección con grasa inyectada en su interior (Figura 23).



Figura 23. “Capots” metálicos de protección de anclajes, situados en el mamparo existente en la zona de tablero situada sobre las pilas principales

9.2 Fuerza ascensional ejercida por el puntal hacia el tablero

En cada lado del puntal, la fuerza total de tesado de los cuatro tendones asciende a 1.924 toneladas (18.855 kN). Como resultado, se genera en la base del puntal una fuerza vertical ascendente de 574 toneladas (5.625 kN), que actúa de forma permanente en la zona de la clave del vano central y constituye el mecanismo principal del refuerzo, al compensar una parte significativa de las acciones verticales (Figura 24). De manera simultánea, los tendones introducen un esfuerzo de compresión longitudinal en el tablero de hormigón, mejorando su estado tensional en servicio.

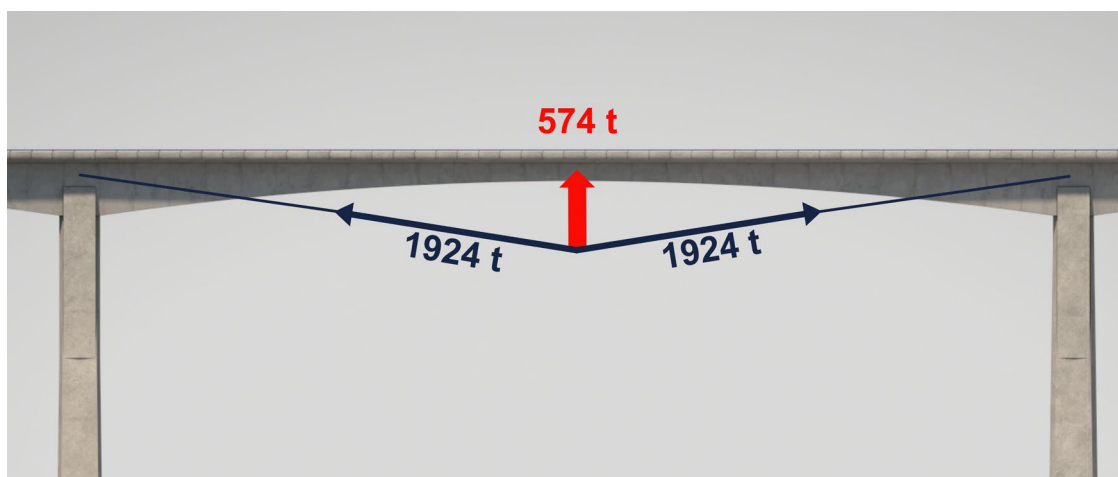


Figura 24. Esquema de fuerzas que actúan en la base del puntal

La aplicación del tesado ha producido una elevación del tablero de aproximadamente 6 cm en el centro del vano principal, de 140 m de luz.

9.3 Efecto del refuerzo aplicado sobre la estructura

El incremento de la capacidad resistente del tablero, expresado en porcentaje respecto al efecto total del pretensado de continuidad en su estado inicial teórico, alcanza el 88,2 %; valor que supera ampliamente la pérdida producida por la patología detectada, estimada en un 60 %.

La ganancia de capacidad resistente obtenida mediante las distintas actuaciones puede desglosarse del modo siguiente:

Sustitución del pretensado exterior, con incremento de la sección de acero:	17,3 %
Sistema de atirantamiento inferior del tablero:	70,9 %

Total:	88,2 %

El tesado de los tendones del atirantamiento inferior se ha realizado mediante la aplicación de una fuerza equivalente al 65 % de la carga de rotura del acero de pretensado, con lo que existe una reserva en el futuro, ante la eventualidad de un deterioro adicional del pretensado interior de continuidad y la posibilidad de un retesado, si fuese preciso. En el caso de aplicar un retesado hasta alcanzar el 75% de la carga de rotura, la ganancia teórica de la capacidad resistente sería del 99,1 %, pudiendo compensar un hipotético deterioro y rotura de la totalidad del pretensado de continuidad.

9.4 Variación de tensión en el acero de pretensado. Fatiga

En el caso del Viaducto del Guiniguada, la rigidez relativa entre el tablero de hormigón y el sistema de atirantamiento implementado es de un orden de magnitud muy superior a la que se presenta en puentes atirantados o extradados convencionales. Por ello, los efectos de fatiga en el acero del sistema adoptado resultan prácticamente irrelevantes.

Puede ser indicativo el resultado de la verificación de variación de tensión de tracción en el acero de pretensado del atirantamiento inferior producida por el paso del vehículo teórico de 60 toneladas a lo largo del tablero. La variación calculada de la tensión es de 3,7 Mpa. La disposición de la fuerza de tesado, equivalente al 65 % de la carga de rotura, no ha sido determinada por consideraciones relativas a la fatiga, sino simplemente para disponer de un margen adicional de seguridad y la posibilidad de un retesado de tendones con incremento de fuerza, en caso de una eventualidad futura.

La acción de las cargas de tráfico tiene una incidencia muy limitada sobre el estado tensional del acero del atirantamiento. En la hipótesis más desfavorable de sobrecarga vertical contemplada en la Instrucción IAP-98 [10] —vigente en el momento de puesta en servicio del viaducto—, considerando la totalidad de la carga aplicada exclusivamente en el vano central y la acción simultánea del gradiente térmico, el incremento máximo de tensión en los tendones del atirantamiento inferior resulta del orden de 40 MPa.

9.5 Fluencia del hormigón del tablero y efectos diferidos

En los tableros de puentes construidos por avance en voladizo, el comportamiento en servicio está fuertemente condicionado por los efectos diferidos del hormigón. Tras el cierre de vano, la fluencia y la retracción originan una redistribución progresiva de esfuerzos al modificarse el esquema estático desde una sucesión de voladizos isostáticos a una viga continua hiperestática. En este tipo de estructuras, el pretensado de continuidad pasa a desempeñar un papel determinante en el equilibrio resistente final.

En el caso del refuerzo del viaducto del Guiniguada, la intervención se ha llevado a cabo en una fase posterior, cuando el esquema estático ya se encontraba completamente estabilizado. El sistema de refuerzo ha introducido acciones de carácter permanente y de intensidad constante, sin alterar dicho esquema. En estas condiciones, los efectos de la fluencia asociados a las nuevas acciones no generan redistribuciones adicionales de esfuerzos, sino que se manifiestan exclusivamente en forma de deformaciones diferidas compatibles con el estado tensional existente.

Desde el punto de vista teórico, este comportamiento es coherente con la formulación viscoelástica del hormigón para niveles de tensión propios del estado de servicio, ampliamente contrastada mediante resultados experimentales recientes (Bažant y Jirásek, 2018) [11]. En este marco, puede aplicarse el principio de superposición en deformaciones, que permite interpretar la respuesta diferida como la suma de los efectos asociados a cada acción, siempre que se mantenga el comportamiento dentro del rango de linealidad.

En el caso del sistema de refuerzo adoptado, las acciones introducidas por el pretensado inferior son de carácter permanente y no modifican el esquema estático, por lo que no se producen variaciones significativas del estado tensional ni redistribuciones adicionales de esfuerzos, manifestándose la fluencia exclusivamente en forma de deformaciones diferidas.

Como resultado de la aplicación del refuerzo, el tablero ha experimentado una elevación del orden de 6 cm en el centro del vano principal. Este desplazamiento se ha desarrollado durante la fase de tesado y las paradas de obra asociadas, por lo que cabe considerar que una parte de las deformaciones diferidas se ha producido ya en dicho periodo. En consecuencia, la elevación diferida adicional esperable se estima en una magnitud del orden de 14 cm en un horizonte aproximado de cinco años.

Se ha previsto realizar un seguimiento sistemático de los movimientos del tablero con objeto de verificar esta evolución. Los resultados que se obtengan permitirán contrastar el comportamiento real de estructuras en las que se introducen acciones permanentes en una fase posterior a su construcción, ámbito en el que la experiencia disponible sigue siendo limitada.

10 Construcción del atirantamiento inferior del tablero

Los aspectos más singulares de la obra correspondieron al montaje del sistema de refuerzo de la Estructura E-14, en particular a la fabricación, transporte y colocación del puntal metálico desviador en su posición definitiva, a 100 metros de altura sobre el fondo del barranco. La intervención incluyó además su conexión con la estructura de hormigón, la ejecución y montaje del pretensado exterior y su continuidad con la zona atirantada situada bajo el tablero, culminada con la puesta en carga del sistema.

10.1 Puntal metálico desviador

El puntal metálico, de 25 toneladas de peso, fue diseñado expresamente para esta obra. Sus dimensiones y geometría se adaptaron al trazado en curva del tablero y al peralte del 2 % existente en la clave del vano central.

Las jambas y el travesaño inferior están formados por elementos de sección cerrada en cajón, mientras que la sección del dintel superior se ha configurado como pieza de sección abierta. El conjunto está arriostrado transversalmente mediante elementos dispuestos en forma de cruz de San Andrés.

10.1.1 Construcción del puntal y montaje en su posición definitiva

La elaboración de la estructura metálica se ha efectuado con gran precisión, imprescindible para el encaje geométrico de todos los elementos especiales con el tablero a unir y los desviadores tubulares para el paso de las vainas de los tirantes (Figura 25).



Figura 25. Montaje en blanco de la pieza metálica en taller

La pieza fue transportada despiezada desde el taller hasta la obra, donde se ensambló antes de su colocación definitiva. Posteriormente, se trasladó por el tablero contiguo al que iba a ser instalada y, mediante una grúa situada en el centro del vano principal, se realizó su volteo, elevación, paso por el espacio existente entre las dos estructuras y descenso controlado hasta el fondo del barranco (Figura 26).



Figura 26. Imágenes varias de la operación de descenso y colocación del puntal metálico en el fondo del barranco

Desde el fondo del barranco, la pieza fue suspendida mediante cuatro cables accionados por gatos hidráulicos tipo “heavy lifting” situados en el interior del tablero. Este sistema permitió trasladar el puntal suspendido hasta su posición vertical definitiva bajo la estructura E-14 y proceder a su izado (Figura 27).



Figura 27. Izado del puntal metálico desviador. Esquema, con la disposición de gatos “heavy lifting” en el interior del tablero e imagen real de la maniobra efectuada

10.1.2 Interacción puntal metálico - tablero del viaducto. Primera fase de construcción

En la parte superior del puntal se colocaron 4 apoyos de neopreno para establecer el contacto directo del tablero de hormigón, al final del izado, con el puntal metálico en su posición definitiva (Figura 28).

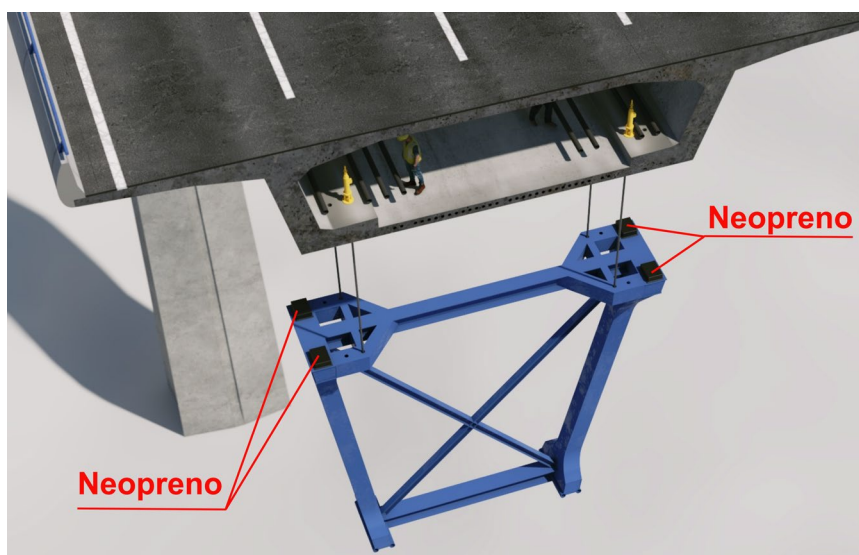


Figura 28. Esquema del izado y posición de los apoyos de neopreno

Debido a las irregularidades propias de la estructura de hormigón, se preveía que, al término de la maniobra, solo tres de los cuatro apoyos quedarían en contacto directo con el tablero. Para corregir esta situación se dispusieron, en conductos paralelos a los empleados para el izado, cuatro barras de acero de 36 mm de diámetro, aplicando un pretensado vertical total de 128 toneladas con el fin de forzar la pieza, deformándola elásticamente hasta lograr el contacto completo en los cuatro puntos de apoyo. El ajuste geométrico generó un leve giro por torsión en el dintel del puntal, aunque las tensiones inducidas resultaron insignificantes debido a la reducida rigidez torsional del elemento (Figura 29). Una vez finalizado el tesado de las barras, se desmontó el sistema de izado.

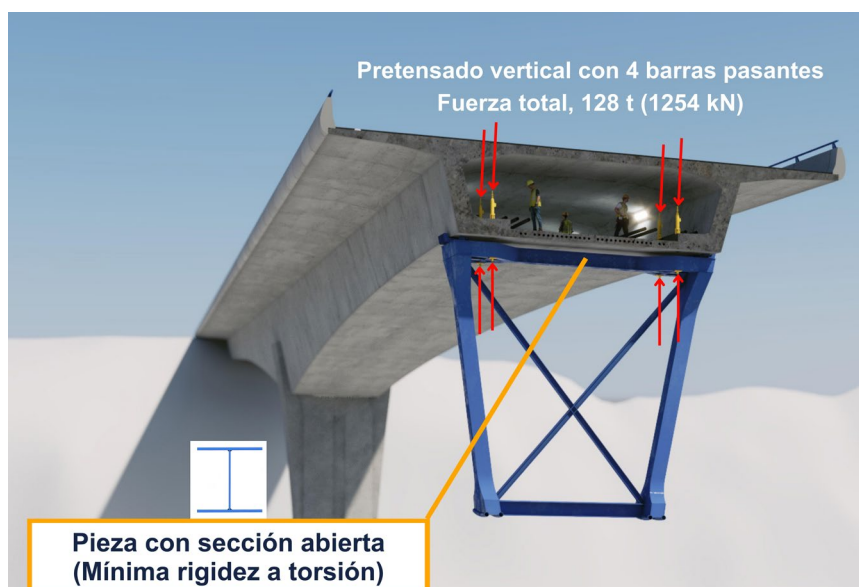


Figura 29. Esquema del pretensado vertical, mediante barras de cuelgue

La fijación del puntal frente a acciones horizontales se realizó mediante el montaje de cuatro topes axiales multidireccionales con desplazamiento vertical libre. Cada tope consiste en una carcasa metálica soldada a la plataforma superior del puntal, que envuelve una barra de acero inoxidable a través de un anillo de teflón. Dicha barra se aloja en un taladro del tablero y se fija mediante relleno con grout, permitiendo la transmisión de las fuerzas horizontales por cortadura y el libre deslizamiento vertical del sistema (Figura 30).

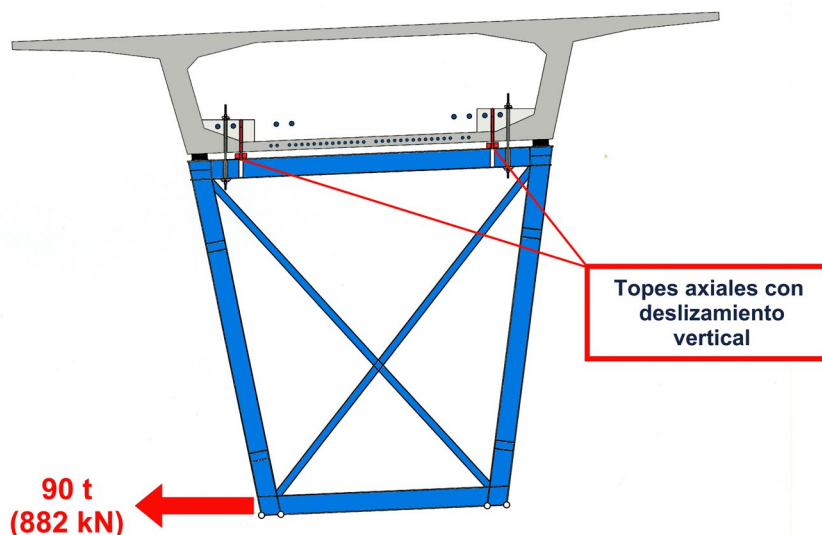


Figura 30. Fuerza de desviación resultante en la base del puntal metálico, debida al quiebro en planta del trazado de los tendones del atirantamiento inferior. Posición de los topes de retención horizontal y deslizamiento vertical

La disposición en curva del tablero hacía imprescindible esta fijación para resistir la fuerza transversal permanente generada por la desviación de los tendones del atirantamiento inferior, cuyo valor máximo alcanza un valor de 90 toneladas (882 kN) al finalizar el tesado de tendones.

10.1.3 Interacción puntal metálico - tablero del viaducto. Segunda fase de construcción

El sistema de unión entre el puntal metálico y el tablero, formado por los apoyos de neopreno, las barras de cuelgue y los topes axiales deslizantes, se mantuvo activo durante una primera fase del tesado, hasta alcanzar una fuerza equivalente al 42 % de la carga total prevista. En ese punto se detuvo temporalmente el proceso para ejecutar la conexión definitiva entre el puntal y el tablero.

Al culminar esta etapa, la fuerza ascensional producida por el atirantamiento era de aproximadamente 240 toneladas (2.352 kN), valor suficiente para compensar sobradamente el peso propio de los elementos del sistema extradado. En consecuencia, las barras de pretensado vertical dejaron de ejercer la función de cuelgue y se sustituyeron por un sistema más adecuado para su función definitiva.

Se retiró el sistema de cuelgue y se sustituyó cada barra de tesado, de 36 mm de diámetro por 2 barras de acero de armar de 32 mm, más apropiadas por sus propiedades de ductilidad para ejercer una función estructural futura trabajando a cortadura simple.

El espacio vertical existente entre el puntal metálico y el tablero de hormigón, de 0,18 m de altura, se rellenó con grout, creando unos macizos situados en la cercanía a la de los apoyos (Figura 31). El grout se elaboró en el interior del tablero y se efectuó su vertido a través de los agujeros pasantes existentes.

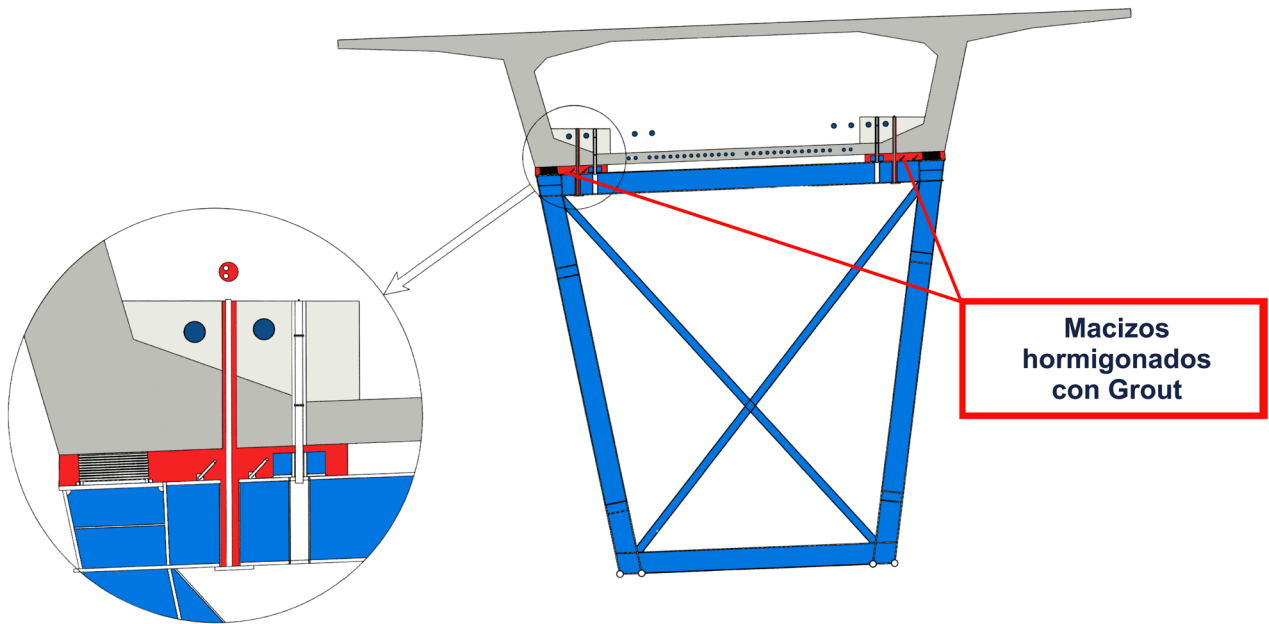


Figura 31. Esquema de los macizos de unión entre el puntal metálico y el tablero

En los macizos constituidos han quedado embebidos los apoyos de neopreno, topes axiales, armaduras de confinamiento, conectores soldados a la superficie superior del puntal y barras pasantes rodeadas en toda su longitud en los agujeros existentes, que también han quedado rellenos por el grout (Figura 32).



Figura 32. Aspecto final de la unión entre el puntal metálico y el tablero del viaducto, constituida por los macizos de grout

El material de grout empleado se ha considerado idóneo para esta operación por sus propiedades: Apto para espesores hasta 500 mm, consistencia fluida y retracción controlada. Resistencia a las 24 horas, 45 Mpa , Resistencia a los 28 días, 95 Mpa.

Una vez completada la operación, la unión puntal–tablero quedó constituida por tres sistemas estructurales integrados dentro del macizo de grout, cada uno de ellos capaz de transmitir eficazmente las cargas horizontales del puntal al tablero. Esta redundancia proporciona un elevado margen adicional de seguridad:

- Topes axiales
- Barras pasantes de 32 mm de diámetro
- Macizo de grout, provisto de conectadores con la estructura metálica y rozamiento en el contacto hormigón del macizo – hormigón del tablero en el que actúa una fuerza perpendicular de 334 t (3273 kN) debida a la acción de la 2ª fase de tesado de tendones efectuada desde la construcción de macizos y el final de la obra.

11 Tendones del sistema de atirantamiento

11.1 Montaje

11.2

La instalación de los tendones exigió la realización de diversas operaciones complementarias en el interior del tablero, entre ellas, el refuerzo de los puntos de desviación y la ejecución de taladros en la estructura de hormigón.

Destaca la perforación de ocho orificios en la losa inferior del tablero, destinados al paso de los tendones. Cada taladro, de 28 centímetros de diámetro y 4 metros de longitud, evidencia la magnitud y grado de dificultad de la intervención (Figura 33).



Figura 33. Agujeros ejecutados, de 28 cm de diámetro, en la losa inferior del tablero y testigos de hormigón extraídos.

Para la instalación de los tendones bajo el tablero se montaron previamente cables guía, anclados al hormigón del tablero y fijados en la base del puntal metálico desviador. Estos cables cumplían una doble función: servir de soporte para las vainas de los nuevos tendones y actuar como elemento de arriostramiento provisional del puntal, unido al tablero mediante un sistema de atirantamiento temporal. Este arriostramiento permitía equilibrar las cargas de tesado y reducir los efectos de la asimetría provocada por las pérdidas por rozamiento en la zona de desviación.

En el interior del tablero se colocaron las vainas exteriores, de color blanco, a lo largo de todo su recorrido, deslizándolas a través de los orificios practicados en la losa inferior y sustentándolas mediante múltiples puntos de cuelgue dispuestos a lo largo de los cables guía. Una vez colocadas, se introdujeron en su interior los tubos de polietileno destinados a alojar los cordones de acero, completándose el montaje con la operación de enfilado.

El proceso de montaje y posterior desmontaje de los elementos auxiliares, una vez realizados los tesados, requirió maniobras de gran complejidad y precisión, ejecutadas bajo estrictas medidas de seguridad, dada la dificultad inherente a los trabajos realizados a 100 metros de altura sobre el fondo del barranco (Figura 34).



Figura 34. Trabajo de especialistas, para desmontaje de elementos de soporte provisional de los tendones de atirantamiento

11.3 Tesado

El pretensado que constituye el refuerzo se dividió en tres partes independientes: los tendones correspondientes a los dos vanos laterales y los del vano central, estos últimos atravesando la losa inferior del tablero y discurriendo por la base del puntal desviador. En el interior del tablero, en las zonas de unión con las pilas principales, se dispusieron dos áreas de solape entre los distintos conjuntos de tendones.

El tesado se efectuó cordón a cordón mediante gatos unifilares, siguiendo una secuencia planificada para minimizar el desequilibrio transitorio de fuerzas entre las tres partes del sistema, existente en la zona de solape situada sobre las pilas principales del viaducto.

La puesta en carga del atirantamiento del vano central requirió un tratamiento específico, orientado a determinar el proceso de tesado más adecuado para reducir al mínimo el desequilibrio de fuerzas en ambos lados del puntal, originado por las pérdidas por rozamiento. Para ello, se elaboró un estudio previo mediante un modelo de cálculo estructural del proceso de tesado tratado como estructura evolutiva, analizando el comportamiento de la estructura tras el tesado cordón a cordón a medida que se incrementaba la carga y la rigidez correspondiente a la sección activa de acero, incluyendo el efecto de los cables guía.

A partir de los resultados obtenidos se definió un procedimiento de tesado óptimo, caracterizado por su simplicidad y eficacia. En primer lugar, se realizó el tesado secuencial de los cables guía, aplicando los incrementos de carga previstos. Posteriormente, se llevó a cabo una primera fase de tesado correspondiente al 34 % de los cordones desde un solo lado, completándose el 66 % restante en una segunda fase mediante el tesado desde el lado opuesto. Este procedimiento permitió limitar el desequilibrio inicial de fuerzas derivado de las pérdidas por rozamiento y compensarlo completamente tras la segunda fase, quedando igualadas las fuerzas a ambos lados del puntal y sometido éste a un estado permanente de compresión centrada.

Durante la ejecución, el proceso de tesado estuvo asistido por un sistema de control continuo, destinado a registrar en todo momento el desequilibrio de fuerzas entre ambos lados del puntal desviador, considerando que éste se encuentra rígidamente empotrado en el tablero de hormigón. La instrumentación consistió en la instalación de extensómetros para medir las deformaciones verticales en puntos situados a ambos lados de las jambas del puntal metálico, a una distancia determinada del tubo de desviación por donde discurren los tendones (Figura 35).



Figura 35. Posición de los extensómetros destinados a medir la deformación del puntal metálico durante el proceso de tesado del atirantamiento.

Las diferencias de deformación registradas permitieron deducir la fuerza diferencial existente entre ambos lados del puntal y, con ello, el esfuerzo de flexión inducido por la posible descompensación de esfuerzos, cuyos valores quedaron registrados de forma continua durante el tesado cordón a cordón.

El tesado se desarrolló conforme a lo previsto, verificándose la ausencia de desequilibrios significativos de fuerza y sin necesidad de realizar operaciones adicionales de ajuste.

12 Finalización de la obra

El comportamiento estructural del viaducto se verificó mediante una prueba de carga ejecutada con las mismas características y criterios empleados habitualmente en la recepción de una obra nueva (Figura 36).



Figura 36. Prueba de carga del viaducto con los camiones situados en el vano provisto de atirantamiento inferior del tablero

Durante la prueba se constató un comportamiento homogéneo entre las dos estructuras que conforman el viaducto, así como la recuperación total de los descensos del tablero tras el proceso de descarga. El análisis de los desplazamientos registrados, contrastados con los valores teóricos obtenidos en el cálculo, permitió deducir que el módulo global de deformación corresponde al de un hormigón con una resistencia de, aproximadamente, 50 MPa.

La comparación de los descensos medidos en el vano central de ambas estructuras gemelas mostró una ligera diferencia relativa, atribuible al mayor grado de rigidez de la estructura E-14, situada aguas arriba del barranco, dotada adicionalmente del sistema de atirantamiento inferior del tablero. Esta diferencia, aunque reducida, pone de manifiesto el efecto estructural del sistema incorporado, que confiere al conjunto una respuesta algo más rígida frente a las mismas condiciones de carga, en contraste con el comportamiento de la estructura gemela E-15, que carece de dicho refuerzo.

13 Conclusiones

La reparación estructural del Viaducto del Guinguada ha constituido una actuación de notable complejidad técnica, tanto por la magnitud del problema abordado como por las condiciones constructivas en que se desarrolló. Su ejecución requirió un elevado grado de desarrollo tecnológico, un control permanente del comportamiento estructural mediante instrumentación específica y un trabajo continuo de gabinete para la evaluación del grado de seguridad.

Las operaciones se realizaron en condiciones de acceso muy limitadas, dentro de un espacio confinado y, en buena parte, a gran altura sobre el fondo del barranco, en la fracción de obra situada bajo el tablero. Estas circunstancias obligaron a aplicar procedimientos constructivos de gran precisión y estrictas medidas de protección, manteniendo en todo momento el tráfico sobre el viaducto y garantizando las condiciones exigibles de seguridad durante la ejecución.

La tipología estructural adoptada ha demostrado una alta eficiencia y compatibilidad con la estructura existente, permitiendo restituir el cien por cien de la capacidad resistente del tablero y su grado de seguridad original. La obra, de elevado coste económico, ha estado plenamente justificada por la necesidad de conservar en servicio una infraestructura esencial dentro de la red viaria de Gran Canaria, asegurando su funcionalidad y durabilidad a largo plazo.

Sin embargo, la patología que motivó esta intervención podría haberse evitado. Su origen se debió a deficiencias elementales en aspectos conocidos, como la inyección inadecuada de los tendones —tanto del pretensado exterior como del interior— y la falta de sellado de huecos y pasos provisionales que permitieron la entrada de agua. Los fallos de este tipo, aunque aparentemente menores, pueden comprometer la integridad estructural y poner en riesgo la propia supervivencia de una obra.

La experiencia demuestra la necesidad de una vigilancia rigurosa durante la ejecución y de un mantenimiento preventivo continuo como garantías fundamentales de durabilidad. La detección temprana y corrección de defectos resulta siempre más eficaz y económica que afrontar una reparación compleja y costosa como la que ha sido necesaria para preservar el Viaducto del Guinguada (Figura 37).



Figura 37. Viaducto del Guinguada. Aspecto final, tras la culminación de la obra de rehabilitación y refuerzo

14 Realización

Administración y Promotor de la Obra de Emergencia:

CABILDO DE GRAN CANARIA

Ingenieros: Orlando Manuel Hernández García

Néstor López Luján

Dirección de Obra:

José Antonio Llombart Jaques

José Pajarón Sotomayor

Proyecto:

José Antonio Llombart Jaques

Jefe de Obra:

Carlos Falcón Rodríguez (Freyssinet)

Constructor principal, sistema de pretensado e instrumentación:

FREYSSINET

Andamiaje:

ULMA

Cortes, perforación y demoliciones:

PERFOX

Estructura metálica (Puntal desviador):

HORTA – COSLADA

Finalización de la Obra:

2025

15 Referencias

- [1] *Viaducto sobre el Barranco del Guiniguada*. J.A. Llombart, J.Revoltós, J.Fernández. II Congreso de ACHE Puentes y Estructuras. Madrid (2002).
- [2] *Neckartalbrücke Weitingen*. (1978). *Schweizerische Bauzeitung*, 96(42), 19 october. <https://doi.org/10.5169/seals-73769>.
- [3] *Highest Bridges.com*. (s.f.). *Neckar Valley Bridge Weitingen*. Disponible en: https://highestbridges.com/wiki/index.php?title=Neckar_Valley_Bridge_Weitingen.
- [4] *Travaux*. (2003, janvier). *Déviation de Meaux. Le viaduc sur la Marne: une structure innovante pour un ouvrage d'exception*, pp. 18–29.
- [5] *Travaux*. (2006, février). *Le viaduc de Meaux. Du sous-bandage au-dessus de la Marne à la réception*, pp. 74–86.
- [6] *BOA Setra*. (mars 2003). 4.4. *La travée sur la Marne*, pp. 18–21.
- [7] *Obere Argen Viaduct*. <https://www.sbp.de/en/project/viaduct-obere-argen/>
- [8] *Passage supérieure du Truc de la Fare*. <https://www.michelvirlogeuxconsultant.com/french/9-La-Fare-Francais.pdf>.
- [9] *Viaducto de Osormort*. J. Manterola , L. Fernández Troyano . Congreso ATEP Logroño (1996).
- [10] IAP-98. Instrucción sobre las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera.
- [11] Zdeněk P. Bažant, Milan Jirásek . *Creep and Hygrothermal Effects in Concrete Structures*. Springer Science+Business Media B.V. 2018. <https://doi.org/10.1007/978-94-024-1138-6>