

Diseño de empotramientos de arcos mediante sistemas de células trabajando a tracción-compresión*

*Design of fixed arches through cell systems working with tension-compression mechanisms***

Pablo Loscos Areoso ^a, Juan José Sánchez Ramírez ^b, Carlos Bajo Pavía ^c

^a Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán SA. Coordinador proyectos de Estructuras.

^b Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán SA. Jefe de Departamento de Estructuras.

^c Ingeniero de Caminos Canales y Puertos. Ferrovial-Agromán SA. Jefe de Área de Estructuras.

RESUMEN

En el diseño de arcos empotrados en ambos extremos, es de especial importancia la manera en la que se materializan los empotramientos en el terreno. Existen diversas alternativas para diseñar los citados empotramientos, de entre los cuales, las células triangulares trabajando mediante un par de fuerzas verticales, son los más eficientes ya que sustituyen elementos trabajando a flexión por otros trabajando a tracción y compresión. Esta solución estructural puede ser viable en terrenos con geometrías diversas y características geotécnicas no siempre favorables, ya que presenta diferentes variantes que la dotan de una gran capacidad de adaptación. Los casos que se presentan en este artículo son prueba de ello.

ABSTRACT

In the design of arches fixed on both ends, the way the fixations into the ground are carried out is particularly relevant. There are several options to design the mentioned fixations, among which triangular cells working by means of a pair of vertical forces are the most efficient, since elements working by bending are replaced by others working by tension and compression. This structural solution can be feasible in soils with very different geometry and geotechnical features, not always favourable, as it presents different versions giving a great adaptability. The particular cases shown in this paper are proof of that.

PALABRAS CLAVE: arco, estribo, empotramiento, célula triangular, tracción, pilotes.

KEYWORDS: arch, abutment, fixation, triangular cell, tension, piles.

1. Concepción general de la solución

En el diseño de arcos empotrados en ambos extremos, es de especial importancia la manera en la que se materializan los empotramientos en el terreno. La eficiencia global de la solución estructural está íntimamente ligada a la manera en la que se resuelve este elemento en particular. Existen diversas alternativas para diseñar los

citados empotramientos: elementos masivos enterrados a modo de vanos de compensación, estribos ménsula con muros de gran canto y cimentaciones profundas o células triangulares trabajando mediante un par de fuerzas vertical de tracción-compresión.

Este último mecanismo redundante en una reducción del peso de la sub-estructura mediante la sustitución de ciertos elementos poco eficientes por otros cuya forma de trabajo está optimizada, y una simplificación de los elementos estructurales de la cimentación y de su conexión con la superestructura, facilitando el proceso de montaje.

Esta solución estructural puede ser viable en terrenos con geometrías diversas y características geotécnicas no siempre favorables, ya que presenta diferentes variantes que la dotan de una gran capacidad de adaptación a cada caso.

Con el citado propósito de lograr una solución estructuralmente eficiente, la dirección técnica de Ferrovial-Agromán ha diseñado las cimentaciones de dos arcos empotrados, actualmente en ejecución, consistentes en sendas células triangulares vinculadas al terreno mediante el mecanismo de tracción-compresión. La principal particularidad de ambos diseños consiste en el aprovechamiento del mecanismo resistente de rozamiento entre el terreno y ciertos elementos embebidos en su interior.

El puente sobre la M-12 en Valdebebas y el Puente de San Ignacio sobre el canal de Deusto, en Bilbao, constituyen obras de ingeniería singulares cuya tipología se puede definir como arco de tablero intermedio y comportamiento mixto entre arco-tirante y viga biempotrada de canto variable. La materialización del empotramiento en ambos extremos se realiza mediante las mencionadas células de tracción-compresión.

2. Funcionamiento general de la solución

De manera general, se puede decir que la forma más eficiente de resistir un momento flector es mediante un par de fuerzas. Este par de fuerzas será tanto menor cuanto mayor sea la distancia entre las mismas. Este concepto lleva implícitos una serie de condicionantes que hay que analizar

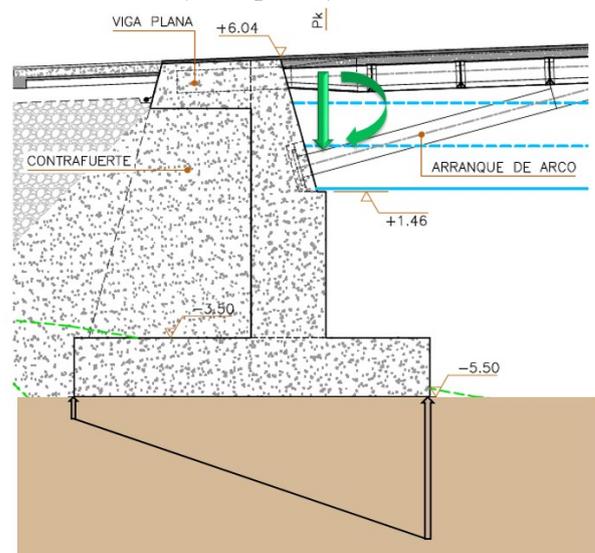
con detenimiento para decidir el mejor diseño posible del empotramiento de una estructura:

- Espacio disponible para desarrollar el empotramiento.
- Capacidad portante del terreno.
- Medios constructivos disponibles.
- Obstáculos geográficos existentes o vías de comunicación que hay que respetar.

2.1 Momentos de empotramiento resistidos mediante flexión

Como es sabido, cualquier empotramiento llevado al terreno mediante mecanismos de flexión acaba convirtiéndose en un par de fuerzas. El momento de empotramiento desciende a través de elementos verticales constituidos por materiales estructurales (habitualmente hormigón armado) que con dimensiones más o menos contenidas son capaces de transmitir dicha flexión al terreno.

Este par de fuerzas, al alcanzar la base de la cimentación, no se puede recoger sin una fuerza vertical descendente asociada, de valor suficiente para compensar la tracción trasera. Dicha fuerza es la proveniente del peso propio de los elementos estructurales y no estructurales, así como de las sobrecargas verticales descendentes (ver figura 1).

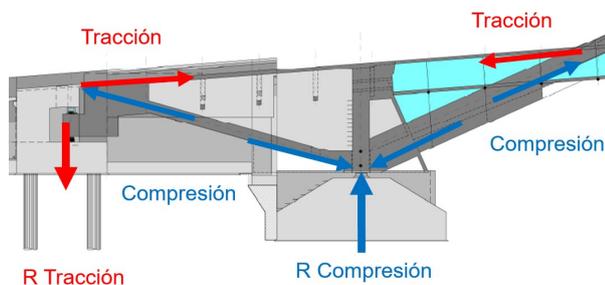


En definitiva, es necesario que la dimensión longitudinal de la zapata sea lo suficientemente grande como para reducir la tracción trasera hasta un valor que pueda ser compensado con aproximadamente la mitad de la fuerza vertical descendente proveniente del tablero.

Generalmente esta línea de diseño conduce a necesidades elevadas de dimensiones y cuantías de armado de todos los elementos (alzados de estribos, zapatas, encepados y pilotes).

2.2. Momentos de empotramiento resistidos mediante tracción-compresión

La alternativa al esquema de flexión comentado en el punto anterior consiste en construir una célula triangular en la que todos sus elementos trabajan de manera fundamental en su propio eje, mediante compresiones o tracciones (ver figura 2). Esta célula ha de vincularse al terreno para que proporcione las reacciones correspondientes, que serán en su conjunto un par de fuerzas verticales a modo de compresión delantera y tracción trasera. Surge entonces la necesidad de vincular la célula al terreno de tal manera que este sea capaz de soportar en la parte delantera la compresión proveniente de la combinación de las acciones gravitatorias del tablero y la componente del par de fuerzas que contrarresta el momento de empotramiento, y retener la tendencia de la célula a levantarse por su parte trasera, proporcionando la componente de tracción del par de fuerzas.



3. Mecanismos que contrarrestan el levantamiento.

En el esquema de funcionamiento de la célula de empotramiento es decisiva la manera en la que el levantamiento trasero es contrarrestado. Esta exigencia implica diseñar elementos que sean capaces de resistir la componente de tracción del momento de empotramiento, y además, que la vinculación de estos elementos con el terreno resista también la citada componente.

Existen varias maneras de materializar este elemento de retención. Atendiendo a la localización en la que se contrarresta el tiro vertical ascendente se pueden distinguir tres casos:

- El tiro se contrarresta en el extremo de la superestructura.
- El tiro se contrarresta en la subestructura (estribo).
- El tiro se contrarresta dentro del terreno.

Cada uno de ellos tiene sus ventajas e inconvenientes que se enumeran en los puntos sucesivos.

3.1. Tiro contrarrestado en el extremo de la superestructura

Desde el punto de vista conceptual, la manera más sencilla de contrarrestar el tiro vertical ascendente que llega a la parte trasera de la célula triangular es disponiendo peso en el extremo del tablero, de manera que la combinación de ambos genere en todas las situaciones de cálculo una mínima componente descendente fácilmente contrarrestada por el estribo. Esta alternativa facilita en gran medida el diseño del estribo, que no recibe tiro vertical ascendente, mientras que la reacción descendente es de pequeña magnitud. Por el contrario, el peso dispuesto en el extremo del tablero es inerte, en cuanto a que no se le confiere función estructural alguna. El principal inconveniente de esta solución es, por tanto, económico.

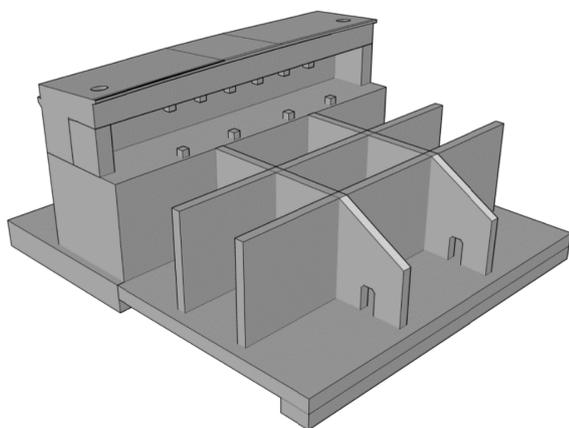
Rellenar con hormigón los extremos de secciones huecas, o disponer un elemento transversal macizo a modo de riostra suelen ser las maneras más habituales de dotar de peso adicional a los extremos de tableros con levantamiento.

3.2 Tiro contrarrestado en la subestructura

Si se permite al tablero transmitir el tiro vertical ascendente a la subestructura, esta ha de ser diseñada para resistir dicha reacción. Este es el principal inconveniente de esta solución, e implica habitualmente disponer apoyos inversos, tacones de retenida y espaldones con dimensiones y armados importantes. Otras soluciones menos habituales incluyen elementos que refieren el tablero al estribo. Estos elementos deben ser dimensionados para resistir la tracción y anclarla en ambos elementos. Cualquiera de las soluciones empleadas presenta un significativo impacto técnico y económico.

Por otra parte, dado que el estribo ha de disponer de un peso suficiente para contrarrestar el tiro, todos sus elementos tendrán una doble misión gravitatoria y estructural, lo cual lo hace una solución más eficiente, pero más compleja de ejecutar (ver figura 3).

El hecho de transmitir al terreno cargas verticales descendentes y de pequeño valor es otra gran ventaja de esta solución, cuya manera más común de materializarse es rellenando de tierras recintos dispuestos en los estribos.



3.3 Tiro contrarrestado en el terreno

Por último, si el tiro pasa del tablero al estribo, y de este al terreno sin contrarrestarse en su totalidad, será el terreno y los elementos estructurales vinculados con él, los encargados de contrarrestar la parte correspondiente. Para ello será indispensable disponer elementos estructurales trabajando a tracción, y embebidos en el terreno, que debe ser capaz de “sujetar” dichos elementos mediante el único mecanismo posible, la adherencia o fricción desarrollada en los contactos entre terreno y elemento estructural.

Elementos estructurales capaces de desarrollar este mecanismo son:

- anclajes geotécnicos convencionales, activos o pasivos, de cable o barra.
- anclajes con micropilotes de barra o tubo (ver figura 4).
- pilotes perforados.



4. Elementos estructurales trabajando a tracción dentro del terreno

En los dos ejemplos que se incluyen en el presente artículo, el tiro vertical ascendente asociado al trabajo de la célula triangular de empotramiento se recoge parcialmente mediante elementos a tracción embebidos en el terreno. El resto de dicha componente se recoge mediante

el peso propio de la subestructura, peso puramente estructural y asociado al trabajo general del estribo. Es decir, no se han sobredimensionado los estribos para dotarles de mayor peso.

Esta es la característica común de ambos ejemplos, sin embargo existen notables diferencias que demuestran la gran versatilidad y capacidad de adaptación de este sistema a los condicionantes no sólo estructurales sino también geográficos y geotécnicos.

Las condiciones de cada emplazamiento pueden variar, desde una roca sana que aflora en superficie hasta terrenos de baja capacidad portante y potencias importantes. Es por ello que las decisiones que se tomen sobre la materialización del sistema de retenida deben provenir de un cuidadoso diseño realizado por un equipo multidisciplinar que englobe especialistas geotécnicos, estructurales, y de medios de ejecución.

Desde el punto de vista estructural, los elementos diseñados deben tener la capacidad resistente necesaria para hacer frente a los valores de tracción calculados. Al tratarse de una vinculación al terreno, deben ser capaces de comportarse en servicio de una manera tal que no produzcan deformaciones excesivas en la estructura que puedan comprometer su seguridad o su funcionalidad. Para ello, deben ser lo suficientemente rígidos y ha de controlarse la fisuración no sólo por aspectos relacionados con la durabilidad sino también por la pérdida de rigidez asociada.

Desde el punto de vista geotécnico es necesario determinar a qué profundidad se encuentran los estratos competentes y realizar los ensayos necesarios para poder determinar con garantía suficiente qué capacidad presentan frente al arrancamiento de elementos embebidos en ellos, es decir, qué tracción unitaria son capaces de absorber dichos estratos por rozamiento con las superficies del elemento estructural. En general se plantean sondeos adicionales en las localizaciones en las que se va

a situar el emento a tracción, y se realizan ensayos presiométricos y roturas a compresión simple.

Desde el punto de vista de medios de ejecución, ha de establecerse qué elementos presentan mayor facilidad de instalación en cada caso particular, ya sea por movilización de medios auxiliares, disponibilidad de equipos, plazos de ejecución, condicionantes de accesibilidad,...

5. Puente sobre la M-12 en Valdebebas

5.1. Descripción general de la estructura

El Puente singular sobre la M-12 se engloba dentro de la conexión del viario interno del Parque de Valdebebas con el viario de acceso a la N.A.T. de Barajas. Esta estructura significará, además de un acceso a la T4 del Aeropuerto de Madrid, una referencia urbana de primer orden para dicho Parque.

La tipología del mismo se define como un arco de tablero intermedio, con unión rígida en ambos encuentros y comportamiento mixto entre arco-tirante y viga biempotrada de canto variable (ver figura 5).

El arco presenta sección cuadrada de acero, relleno de hormigón, mientras que el tablero está formado por una sección metálica cajón multicelular coronada por una losa de hormigón armado. El sistema de cuelgue está constituido por dos planos de perfiles tubulares de acero, inclinados en dos direcciones que se cruzan a 45°, siguiendo un patrón tipo Network. La rigidez que presenta dicho sistema impide el pandeo del arco en su plano.

El vano visual de la estructura es de 156 metros, aunque la distancia entre apoyos principales es de 162 metros. La anchura total del tablero es de 24,50 m, con una distribución transversal simétrica que permite alojar dos carriles de circulación por sentido y aceras a ambos lados.

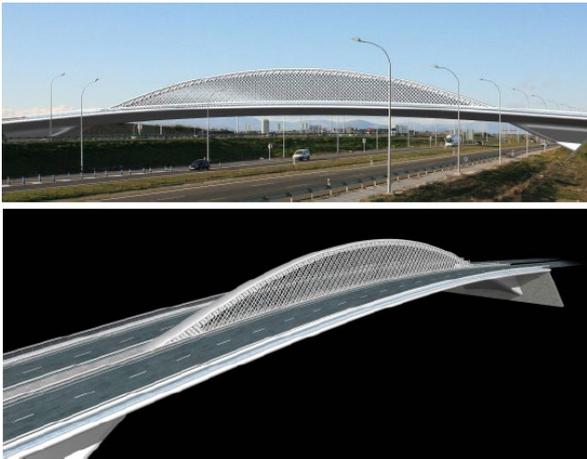


Figura 5. Representación del puente sobre la M-12 en Valdebebas.

5.2. Descripción del sistema de empotramiento

En este caso la célula triangular de empotramiento se constituye mediante un elemento de hormigón armado y pretensado denominado cartabón. Este recibe las compresiones provenientes de los extremos del arco por su parte inferior, y las tracciones del tablero por su parte superior, resultando en un momento flector negativo y un esfuerzo axial vertical descendente que debe ser resistido por el sistema.

La compresión delantera se transmite al terreno mediante una zapata de 5 metros de canto y dimensiones en planta 15 x 25 metros de manera que la tensión que debe soportar el terreno sea inferior a la admisible de 0.45 MPa.

El tirante superior y la biela inclinada trasera se materializan mediante sendas losas de hormigón armado, y en el caso de la superior, también pretensado, que convergen en el apoyo trasero. Dicho apoyo, en situación de puente en servicio, transmite siempre una carga vertical ascendente, de magnitud variable, recogida mediante un tacón anti-levantamiento que transmite dicha reacción al cargadero.

Como se ha comentado en puntos anteriores, el peso de la riostra que reacciona contra el tacón reduce la reacción vertical. Dicha reacción, al bajar por el cargadero, es

nuevamente contrarrestada, en parte, por el peso propio del citado elemento, de manera que la reacción que llega a la base del cargadero es prácticamente nula en cargas permanentes. Queda garantizada por tanto la ausencia de tracciones en los pilotes en estado permanente. Serán las sobrecargas las que produzcan tracciones en los pilotes, que deberán ser absorbidas por el terreno mediante adherencia o fricción.

La vinculación entre riostra y tacón se realiza mediante apoyos esféricos deslizantes, con lo que la reacción será puramente vertical, con excepción del pequeño rozamiento que se pueda desarrollar en la superficie de deslizamiento del apoyo.



Figura 6. Cimentación de la célula triangular de empotramiento en el puente sobre la M-12.

5.3. Pilotes perforados trabajando a tracción

La clave del funcionamiento de esta solución pasa por valorar la capacidad de que dispone el terreno para “sujetar” los pilotes y evitar que el tiro vertical los arranque. Esta evaluación se desarrolló a partir de los datos obtenidos de la campaña geotécnica complementaria planteada, consistente en 2 sondeos y 15 ensayos presiométricos. Su objetivo era caracterizar el comportamiento del terreno frente a tracciones provenientes de los pilotes (ver figura 7).

Las conclusiones fueron muy favorables, y el diseño de la cimentación profunda a tracción consistió en dos filas de 6 pilotes de 1.2 metros de diámetro y 14 metros de longitud, trabajando

contra un terreno de buenas características geotécnicas.

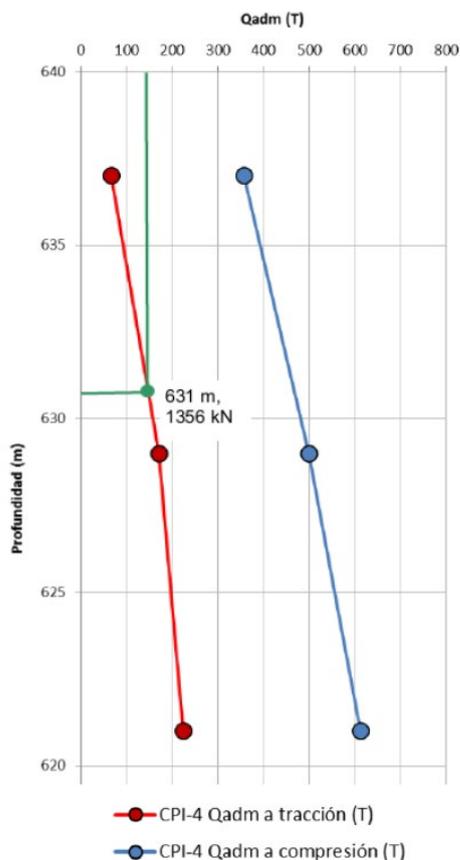


Figura 7. Determinación de resistencias del terreno a tracción y compresión en el puente sobre la M-12.

6. Puente de San Ignacio en Bilbao

6.1. Descripción general de la estructura

En 2018 se informa a Ferrovial-Agromán de la adjudicación de la construcción del Puente de San Ignacio sobre el Canal de Deusto en Zorrotzaurre, Bilbao, cuya finalidad es garantizar la accesibilidad a la futura isla de Zorrotzaurre.

El esquema resistente principal de la solución proyectada lo forman dos arcos mixtos simétricos. Los arcos arrancan desde el cauce bajo el tablero completando una luz total de 75 metros, de los cuales los 49 metros centrales se elevan sobre el tablero. Dos nervios longitudinales de acero son los encargados de llevar las cargas del tablero hasta los arcos, constituyendo además los tirantes a los que los arcos están rígidamente unidos. El sistema de

cuelgue lo forman barras de acero inoxidable de Grado 520 separadas 3 metros (ver figura 8).

La sección de los arcos es de acero relleno de hormigón en todo su desarrollo, mientras que los nervios presentan sección rectangular de acero conectada a una losa de hormigón armado y parcialmente pretensado. Entre ambos nervios, el tablero está formado por una serie de vigas transversales y longitudinales de acero en doble-T a modo de emparrillado de nudos rígidos, sobre las que se ejecuta una losa de hormigón armado y parcialmente pretensado. Exteriormente se diseñan sendos voladizos a ambos lados de los nervios, con vigas de acero de canto variable.

La estructura alberga una plataforma para dos carriles por sentido de circulación, un carril-bici y dos aceras, completando un ancho de 28 metros.

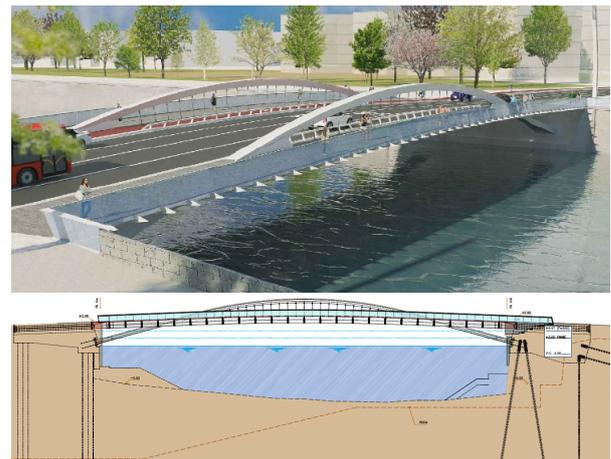


Figura 8. Puente de San Ignacio en Bilbao.

6.2. Descripción del sistema de empotramiento

En el caso del puente de San Ignacio, el sistema de empotramiento presenta una particularidad importante, y es su integralidad con la subestructura. Los elementos que proporcionan las reacciones de compresión y tracción que equilibran el empotramiento están rígidamente unidos a la célula, es decir no existen aparatos de apoyo o elementos similares que liberen ningún tipo de esfuerzo, por lo que la subestructura hubo de ser diseñada para resistir las flexiones

locales que la superestructura le transmite fundamentalmente a través de las acciones horizontales.

Cada una de las células, en este caso, se divide en dos macizos, uno por cada sistema de trabajo longitudinal de la estructura, es decir, por cada plano de arco y nervio. Se trata de elementos de hormigón armado, sólo pretensados en su parte superior para trasladar la tracción proveniente de los nervios hasta su parte trasera, y unidos por una losa de hormigón también pretensado.

Al igual que en el caso anterior, la tracción trasera queda parcialmente compensada por el peso de estos elementos y de la losa que los une, llegando al terreno una cierta componente vertical ascendente incluso en cargas permanentes, y la totalidad de la producida por las sobrecargas

Tanto las reacciones verticales de compresión delantera como las de tracción trasera se llevan al terreno mediante elementos muy diferentes en una y otra margen, debido fundamentalmente a las diferentes condiciones geotécnicas presentes a un lado y otro de la ría.

En la margen izquierda encontramos una primera capa de rellenos bajo la que se sitúan estratos de limos y gravas aluviales de baja capacidad portante. El sustrato competente, constituido por limolita sana, se encuentran a unos 15 a 18 metros de profundidad, a los que hay que sumar los 4 a 5 metros de relleno que ha de ejecutarse para alcanzar la cota de la base de los encepados.

En este caso se plantea la ejecución de pilotes perforados de gran diámetro para alcanzar la roca sana y poder transmitir tanto las compresiones como las tracciones hasta este estrato, además de las importantes flexiones que producen las acciones horizontales sobre estos elementos con una altura “libre” tan importante. Se trata de dos pilotes de 2 metros de diámetro por cada punto de apoyo, fuertemente armados para resistir las flexiones combinadas con la tracción trasera y la compresión delantera, de

manera que no sólo verifiquen la seguridad frente a rotura, sino que también presenten estados de fisuración por debajo de los límites establecidos por la normativa (ver figura 9). En este sentido, en la zona de carrera de marea se recurrió a la galvanización de la jaula de armado, ya que la abertura de fisura de cálculo se situaba por encima de la máxima permitida para dicho ambiente.

En la margen derecha, por el contrario, la limolita sana aflora en superficie pero presenta un corte casi vertical a la altura de la entrada de carga de compresión delantera, estabilizándose su profundidad en unos 10 metros. En este caso, en lugar de pilotes perforados, se recurrió a micro-pilotes multi-barra en dos planos con inclinaciones contrarias para absorber mejor las acciones horizontales. Estos micro-pilotes se empotran en la roca sana de manera que puedan transmitir la totalidad de la compresión mediante mecanismo de adherencia o fricción.

En la parte trasera, en la que la roca afloraba en superficie, se utilizaron micro-pilotes de barra simple, de manera que toda la tracción quedaba anclada en profundidad mediante adherencia-fricción, dejando un resguardo superficial de 10 metros sin responsabilidad resistente al encontrarse al encontrarse muy próximos al corte vertical del estrato de roca comentado anteriormente.

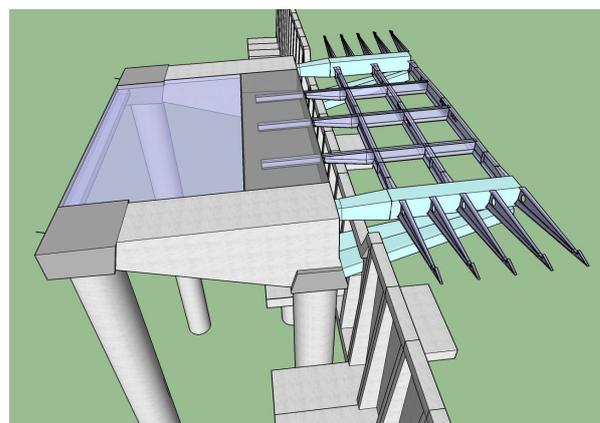


Figura 9. Célula de empotramiento propuesta en el puente de San Ignacio para la margen izquierda.

6.3. Pilotes de gran diámetro y micro-pilotes trabajando a compresión y tracción

En el caso del puente de San Ignacio, los elementos a través de los cuales se transmite la reacción vertical ascendente son pilotes de gran diámetro en la margen izquierda, y micro-pilotes de barra simple en la margen derecha. En ambos casos es el rozamiento entre estos elementos y la roca sana la que garantiza la estabilidad del sistema.

En todos los casos, los valores de capacidad por fuste fueron determinados a partir de la información obtenida con la campaña geotécnica complementaria que se desarrolló tras la adjudicación de la obra y con objeto de caracterizar los diferentes estratos. Con los resultados de los ensayos realizados, presiómetros y roturas a compresión simple, se caracterizó la capacidad por fuste del contacto pilote roca y la adherencia admisible micro-pilote roca.

6.4. Pruebas de carga de micro-pilotes

En el caso de los micropilotes utilizados en la margen derecha, además de la caracterización de la roca comentada en puntos anteriores, se desarrollaron pruebas de carga con objeto de verificar que las hipótesis resistentes consideradas eran adecuadas.

En el caso de los micropilotes multibarra para recoger las compresiones delanteras, por tratarse de la primera realización en España, se ejecutó un elemento de prueba en las mismas condiciones que los definitivos, y se ensayó hasta una carga equivalente a la de cálculo en rotura (5500 kN), con excelentes resultados (ver figura 10), mientras que en el caso de los micropilotes de barra simple, utilizados para recoger las tracciones traseras, se realizó un ensayo en uno de los elementos definitivos, con idénticos criterios de carga (1000 kN) y resultados.



Figura 10. Prueba de carga de micropilote multibarra a compresión.

Agradecimientos

En este apartado se debe incluir a todo el equipo de construcción de los dos puentes mencionados en el presente artículo. Agradecemos a Enrique Corrochano, Félix García, Ángel Contreras, Ángel Medina y Jorge López, integrantes del equipo de obra del Puente sobre la M-12 en Valdebebas, y a Enrique de las Cuevas y Alberto Val por parte del equipo de obra de puente de San Ignacio sobre el canal de Deusto en Bilbao, por su excelente disposición a la colaboración y la materialización de las propuestas planteadas por la Dirección Técnica.

También merece especial agradecimiento todo el equipo de geotecnia involucrado en estas dos estructuras, y especialmente Felix Lorenzo, Pablo Ruíz y Victor Jon de Gaubeca, los cuales hicieron posible la justificación del buen funcionamiento de las soluciones estructurales planteadas.

Por último, también se debe mencionar la buena disposición mostrada por los diseñadores de ambos puentes en la implantación de las modificaciones propuestas. Hacemos extensivo pues nuestro agradecimiento al equipo de IDEAM (Miguel Ortega, Juan Luis Mansilla, Pablo Solera y Jesús Martín), Ingzero (Sergio Saiz y Ana Lorea) AC Ingeniería (Carlos Alonso) y ATP ingeniería (Alberto Pérez).

Referencias

- [1] Dirección General de Carreteras, Guía de cimentaciones en obras de carretera, Ministerio de Fomento, España, 2002.
- [2] Dirección General de Carreteras, Guía para el proyecto y la ejecución de Micropilotes en obras de carretera, Ministerio de Fomento, España, 2005.
- [3] Comisión Permanente del Hormigón, Instrucción de Hormigón Estructural EHE-08, Ministerio de Fomento, España, 2008.
- [4] Comisión 1, Grupo de trabajo 1/3, Monografía M-6, Método de Bielas y Tirantes, ACHE, España, 2003.