

# Recalce del puente de fábrica de Astiñene en San Sebastián

*Underpinning of the piers of the Astiñene masonry bridge in San Sebastian, Spain*

Fco. Javier León González<sup>a</sup>, Julio Sánchez Delgado<sup>b</sup>, Juan Antonio Cea Soriano<sup>c</sup>,

Lola Capdevila González-Navia<sup>d</sup>

<sup>a</sup>Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Dir. Técnico. [jl@fhedor.es](mailto:jl@fhedor.es)

<sup>b</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Dir. Técnico. [jsd@fhedor.es](mailto:jsd@fhedor.es)

<sup>c</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. CSG Asesor geotécnico. [jacea@csggeo.es](mailto:jacea@csggeo.es)

<sup>d</sup>Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. FHECOR. Jefe de Proyecto. [mdcgn@fhedor.es](mailto:mdcgn@fhedor.es)

## RESUMEN

El puente de Astiñene, o de Sarasola, es de piedra caliza, moderadamente esviado, formado por 7 bóvedas escazanas de luces desiguales, y construido en 1861. En agosto de 2017 se detectaron asentamientos importantes en una de las pilas del puente, obligando al cierre al tráfico rodado y a una intervención de emergencia para recalzarlo hasta la construcción de uno nuevo, actualmente en ejecución aguas abajo. Se describen aquí ciertos aspectos singulares de los efectos estructurales de los asentamientos de pilas en este tipo de puentes. También se presentan los detalles más importantes de la intervención

## ABSTRACT

This lightly skewed masonry bridge has 7 segmental vaults of different span lengths and was erected in 1861. In august 2017 important settlements were detected in one of the piers, forcing the closure of the road to traffic. Although a new bridge was already designed, the need of maintaining the traffic till the opening of this new bridge made necessary to afford underpinning operations of all the 6 masonry piers founded on unsound soil. This paper presents, additionally, some singular aspects regarding the structural effects induced by settlements.

**PALABRAS CLAVE:** emergencia, puente de piedra, puente de fábrica, recalce, asentamientos, micropilotes.

**KEYWORDS:** emergency works, masonry bridge, underpinning, settlements.

## 1. Descripción del puente

Se trata de un puente de fábrica de piedra caliza, moderadamente esviado, formado por 7 bóvedas escazanas de luces desiguales. Tiene 6 pilas de espesor relativamente reducido, pero de altura moderada, dando lugar a una esbeltez baja. Responde a una configuración propia de los puentes de la segunda mitad del s. XIX, si bien no es frecuente que los de esta tipología tengan luces desiguales [1]. Esta desigualdad de

luces, junto con el aparejo recto de las bóvedas, a pesar de la oblicuidad, no resulta favorable en relación al comportamiento del puente, ni en bóvedas ni en pilas.

El puente data de 1861 y es obra de Joaquín Ramón Echeveste [2]. Sucedió a puentes de madera previos que fueron arruinándose sucesivamente. En 1886 se acometió una reforma consistente en corregir la rasante para

adaptarse a la pendiente uniforme de ascenso hacia el barrio de Egia (fig. 1) y se aumentó el ancho de calzada, que era de 4,35 m, con pretiles de 0,55 m de anchura, a una sección transversal con 5,50 m de anchura de calzada y dos aceras levantadas, de 1,15 m de anchura cada una. A partir de 1953 [3] se llevó a cabo la sustitución del ensanche decimonónico, ya muy deteriorado, por el actual ensanche a base de unas riostras de hormigón y una losa que configura la plataforma actual. Se acometió asimismo un ensanche de mayor envergadura en el estribo de la margen izquierda.



Figura 1. Vista [2] bajando desde el barrio de Egia, con fecha indeterminada pero probablemente de la primera mitad del s. XX

tes. Destaca la significativa pérdida de alineación de la plataforma en coincidencia con la P-3, como se ve en las figs. 2 (tercera pila por la derecha) y 3. La pila 3 habría descendido unos 20 cm. También es destacable el giro de algunas pilas (fig. 4), con rotaciones de eje transversal perceptibles a simple vista, especialmente las pilas 1 y 2.

También se detectaron aperturas de juntas entre dovelas en intradós de bóvedas, en zonas de hombros en diversas bóvedas, especialmente en la bóveda central. Asimismo se pudo observar la existencia de sillares partidos en las primeras dovelas de arranque de la bóveda 2, lado aguas arriba, resultado de una compresión elevada (fig. 5).

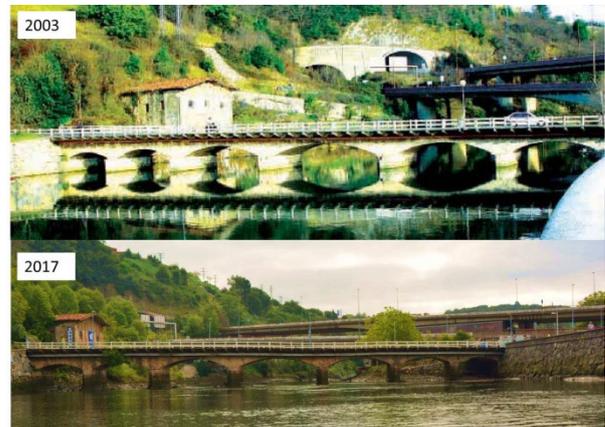


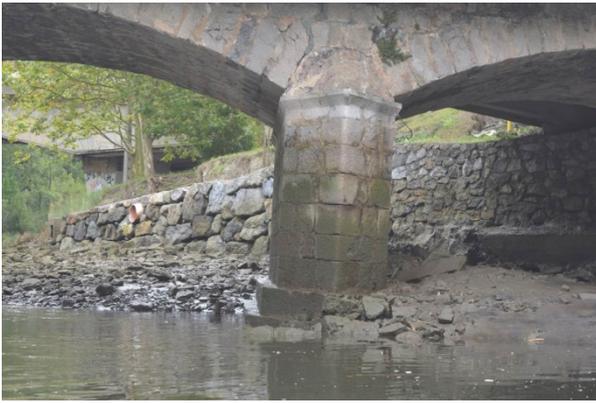
Figura 2. Rasantes en 2003 [4] y 2017. Descenso de la pila 3 (desde la derecha, margen izquierda)



Figura 3. Pérdida de alineación de la rasante

## 2. Daños observados y trascendencia

El resultado de la inspección efectuada en agosto de 2017 se sintetiza en las figs. 2 a 6 siguien-



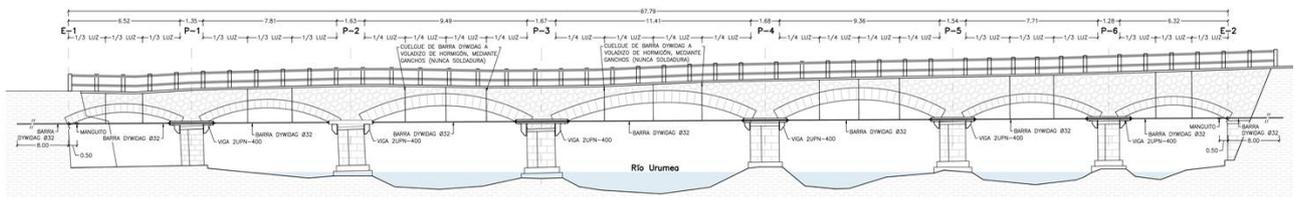
**Figura 4. Pila 1 inclinada**



**Figura 5. Fisuras de agotamiento en compresión**



**Figura 6. Intradós de bóveda 2 en P-2 con fisuras oblicuas por giro de eje longitudinal de esa pila**



**Figura 7. Alzado del puente a partir del levantamiento realizado, incluyendo el atirantamiento provisional**

Esa profundidad excede la de los pilotes de madera que se usaban en la época de construcción [6], y la de las posibilidades constructivas habituales entonces para ejecutar pozos de cimentación. No es casualidad, pues, que los

También se han observado otros defectos, como pérdidas de recubrimiento y corrosión de las armaduras en la estructura de hormigón que configura el ensanche.

La conclusión que se extrajo tras la inspección visual es que los desórdenes observados en pilas y bóvedas se deben a movimientos de la cimentación. Por esa razón se recomendó acometer un levantamiento topográfico, con el fin de reconocer la geometría real (fig. 7) y analizar la repercusión que tienen dichos movimientos en la seguridad estructural. Con el fin de plantear una solución segura, al menos hasta que se abra al tráfico el nuevo puente en construcción, se recomendó asimismo acometer una campaña de tres sondeos verticales en pilas 2, 3 y 4, así como sondeos horizontales para conocer la configuración de las pilas.

Del nuevo proyecto [5] se ha tomado la fig. 8, que sintetiza el perfil geotécnico que razonablemente cabe asignar al emplazamiento del puente de piedra, situado apenas 20 m aguas arriba. Como puede verse, la roca competente (zona con trama verde) se encuentra a unos 10 m de profundidad con respecto al lecho en la zona del E-2 (parte derecha de la fig. 8) y a unos 30 m de profundidad en la zona del E-1 (a la izquierda en la fig. 8).

movimientos mayores se hayan producido en la zona del cauce en la que el terreno competente se encuentra a mayor profundidad y donde, por tanto, los asentos del terreno son mayores porque es mayor su profundidad a igualdad de car-

ga aplicada. Además, la carga no es uniforme entre las pilas, a pesar de que sí son sensiblemente iguales éstas, dado que las luces son diferentes. Tampoco son iguales los empujes de las bóvedas en el estado de carga permanente, siendo mayores los de las bóvedas de mayor luz, lo que se traduce en una mayor susceptibilidad frente al giro de las cimentaciones.

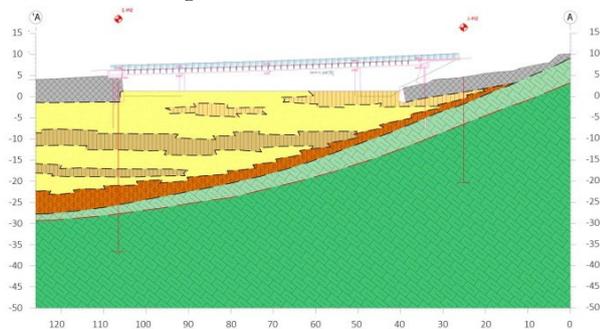
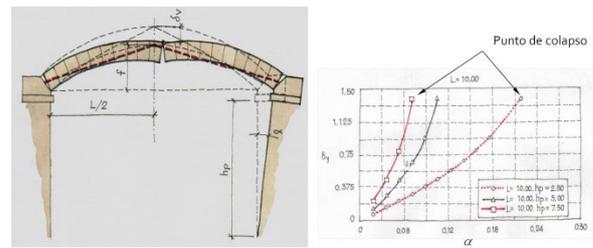


Figura 8. Perfil geotécnico del nuevo emplazamiento. En la parte derecha está el barrio de Eguía.

Se deduce de lo anterior que el análisis estructural de comprobación ha de pasar ineludiblemente por la consideración de los movimientos impuestos que, conjuntamente con las acciones permanentes (peso propio y cargas muertas) y las sobrecargas del tráfico, solicitan al puente, de forma que las deformaciones impuestas dan lugar a esfuerzos añadidos al aumentar la luz y rebajarse las bóvedas, o a acortarse algunas bóvedas por disminuir la distancia entre las cabezas de las pilas.



$$\delta_v = f - \sqrt{f^2 - \frac{1}{2}L\alpha h_p - \frac{1}{4}\alpha^2 h_p^2}$$

Ejemplo: para  $L = 10$  m,  $f = 2$  m,  $h_p = 6$  m y una rotación  $\alpha = 1^\circ$  ( $\pi/180$  radianes),  $\delta_v = 0.14$  m ( $L/73$ ),  $\delta_v = 0.105$  m.  
Si  $L$  crece,  $\alpha$  disminuye para el mismo  $\delta_v$ .  
Cuanto más rebajada es la bóveda,  $\alpha$  disminuye para el mismo  $\delta_v$ .

Figura 9. Efectos del giro de cimentación en puentes de fábrica [8]

Según los sondeos 1 y 3, realizados *ex profeso* en las pilas 2 y 4, el relleno rígido se localiza a 0,95 m de la rasante; mientras que en el sondeo 2, en la pila 3, el relleno rígido se localiza a sólo 0,50 m de la rasante. Conservadoramente, se ha considerado una altura de relleno rígido máxima igual a la mitad de la flecha de la bóveda más el canto de la misma, dado que no hay garantía de que en otras zonas el relleno no sea tan alto o no esté lixiviado, es decir, sea más bien granular y no cohesivo porque el agua haya ido disolviendo el carbonato cálcico ligante del propio calicanto o relleno rígido.

Tabla 1. Giros y descensos apreciados en pilas a partir del levantamiento realizado

Pila	$\theta$ (°)	$\delta_v$ (m)
Pila 1	3.09	-
Pila 2	3.13	-
Pila 3	1.27	0.20
Pila 4	0.57	-
Pila 5	0.50	-
Pila 6	0.81	-

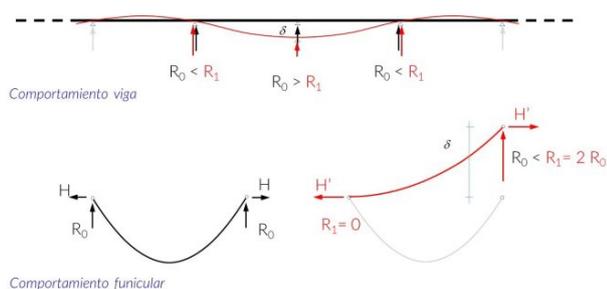
$\theta$  = giro positivo en sentido antihorario,

$\delta_v$  = descenso positivo hacia abajo

Como se ha indicado, el descenso registrado hay que achacarlo más bien a un problema de asiento lento inicialmente, y acelerado más recientemente, debido a las malas características del terreno y al deterioro de los elemen-

tos de cimentación del puente, de cuyas características no se dispuso de información.

Es de interés destacar que, contrariamente a la idea consolidada (y válida) de que, en una viga continua, el apoyo que desciende ve reducida la magnitud de la reacción, a costa de sobrecargarse los apoyos contiguos, en los puentes de bóvedas, sean o no múltiples los vanos, el apoyo que desciende se carga aún más, razón por la cual los descensos se aceleran, dado que, al déficit geotécnico, se añade el incremento del axil solicitante a medida que aumenta el asiento. El fenómeno se explica en la figura 10 y constituye un ejemplo de que el ingeniero que analiza el patrimonio existente no debe dejarse llevar, en sus razonamientos, por clichés acuñados que pueden llevarle a interpretaciones equivocadas que, como en este caso, no están del lado de la seguridad. Más bien debe preguntarse constantemente lo acertado de sus planteamientos.



**Figura 10. Explicación del incremento de reacción en los pilares que descienden**

Como puede verse en la parte inferior de la fig. 10, una catenaria que parte de la posición simétrica (a la izquierda), con reacciones  $R_0$  iguales, pasa a tener, cuando la catenaria tiene tangente horizontal en el apoyo izquierdo, una reacción doble en el apoyo que sube, a igualdad de longitud de catenaria y de distancia horizontal entre apoyos. Como se trata del antifunicular, recíprocamente se ha de interpretar que el apoyo que desciende es el que se sobrecarga. Se ha estimado que el descenso registrado inicialmente en la pila 3, de unos 0,20 m, habría podido comportar un incremento de reacción en dicha pila que se situaría en torno al 5,5%. En el puente de Deba, en cuya actuación de emergencia hemos participado, con un descenso mayor,

el incremento de reacción fue del orden del 20%. Es un fenómeno escasamente considerado en la literatura técnica, detectado por uno de los autores de este texto y comprobado en [9].

### 3. Atirantamiento de emergencia

Calificado el problema como grave y justificado sobradamente el corte al tráfico rodado, se procedió a definir las actuaciones más urgentes.

La primera de ellas es una solución provisional para permitir la reapertura al tráfico peatonal y ciclista, la circulación de la maquinaria necesaria para ejecutar la solución definitiva y, finalmente, para asegurar la estabilidad durante la futura demolición del puente. Tal medida consistió en disponer un atirantado de las bóvedas mediante barras de pretensado.

La segunda actuación estaba orientada a permitir la apertura al tráfico con normalidad hasta la construcción del nuevo puente: ejecutar un recalce de las pilas mediante micropilotes.

Las figs. 7 y 11 muestran el resultado del atirantado completo de las bóvedas. La actuación, que incluyó el anclaje horizontal de los tirantes en las zonas de estribos, corrió a cargo de FREYSSINET.



**Figura 11. Tirantes dispuestos a nivel de arranque de bóvedas para impedir corrimientos horizontales**

Los tirantes se materializaron con barras tipo DYWIDAG que se anclaban, vano a vano, de manera solapada en cada pila. Obsérvese que, para evitar que el inevitable efecto catenaria de las barras movilizase en éstas una reacción menor que la solicitada en caso necesario,

se dispusieron unos perfiles metálicos volando desde las pilas. De ellos pendían tirantillas verticales para coartar la flecha. Estos tirantes se han dejado con carácter permanente en tanto no se concluyan los trabajos en el nuevo puente.

#### 4. Solución de recalce

En la fig. 12 se muestra un alzado de la estructura con el recalce definido. En uno de los apoyos del puente los micropilotes superan la longitud de 40 m.

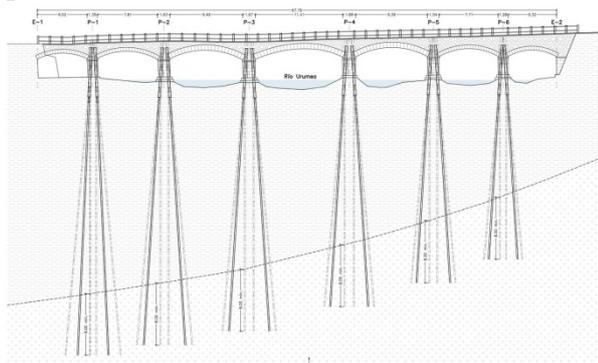


Figura 12. Alzado de la solución de recalce

Los micropilotes correspondientes al recalce constituyen una actuación singular, que queda claramente fuera de la práctica habitual [10], que se cifra en:

- Longitud y diámetro de los micropilotes del recalce.
- Estratigrafía muy desfavorable, con materiales granulares de compacidad media-baja en los niveles más próximos a la superficie, niveles de gravas con poca matriz (estructura abierta), roca a profundidad significativa. Debido a estos aspectos la perforación de los micropilotes puede provocar diferentes efectos.
- Intercalaciones de gravas y bolos de compacidad elevada a cierta profundidad.
- Necesidad de penetrar en el nivel de roca que se localiza a profundidad variable, pero significativa, lo cual afecta de modo importante al rendimiento en la perforación y al tiempo necesario de ejecución de cada micropilote.

- Perforación de las pilas del viaducto con un procedimiento que limite la vibración para procurar que afecte lo menos posible a estos elementos.
- Necesidad de perforar bajo el nivel del agua, con un cierto gradiente (flujo de agua), debido a la corriente en el cauce, así como a la variación de la cota con las carreteras de marea.
- Movimientos previos que se habían producido en algunas pilas (principalmente en la pila P-3), que habían dado lugar a diferentes daños y a una difícil cuantificación de la reserva de seguridad que presentaba la estructura antes de actuar. En la pila P-3 se habían registrado pequeños movimientos en los meses anteriores al inicio de la actuación, así como durante la construcción de los micropilotes en el resto de los apoyos, lo que pone de manifiesto la situación especialmente complicada que presentaba este apoyo.

Debido a la dificultad que presentaba el recalce previsto, se optó, con gran acierto, por poner a punto el procedimiento de trabajo en las pilas menos comprometidas, que no presentaban las condiciones más desfavorables. Se empezó por la P-1 antes de acometer la P-3.

#### 5. Incidencias de ejecución

Se da cuenta aquí de las más significativas, advirtiendo que algunas de las incidencias que se produjeron al construir los micropilotes están relacionadas entre sí. Algunas obligaron a modificar el planteamiento inicial.

##### 5.1 Asientos y giros en las pilas

La construcción de los micropilotes producía ciertos movimientos (asientos y giros) de las pilas sobre las que se estaba actuando. Estos movimientos podían deberse a reajustes en los niveles de terreno de menor compacidad y a los posibles arrastres en los mismos. Probablemen-

te tuvieran mayor influencia los arrastres provocados en el terreno natural como consecuencia del efecto del paso del fluido de barrido por el exterior de la perforación, el cual resulta necesario para dar salida al detritus que se va generando durante la perforación. Se observó que se producían mayores asientos al realizar las perforaciones cuanto menor era la compacidad del terreno en los niveles superficiales y mayor el tiempo de ejecución de los micropilotes (persistencia del fluido de barrido en los niveles de menor compacidad).

### **5.2 Bajos rendimientos**

En algunos de los niveles intercalados de compacidad media a media-alta, con presencia de gravas y bolos en los materiales cuaternarios que cubren la roca del sustrato en la que debían penetrar los micropilotes, se obtenían rendimientos bajos con el sistema de perforación que se empleaba. Al alcanzar los niveles de roca también se obtenían rendimientos bajos. Eso provocaba un mayor tiempo de ejecución de los micropilotes, con lo que el barrido por el exterior de la perforación actuaba durante más tiempo, lo que podía dar lugar a mayores asientos y reajustes en los terrenos más próximos a la superficie y con menor compacidad. Por tanto, ambos aspectos, rendimiento en la perforación y asientos en las pilas provocados por la perforación, están relacionados.

### **5.3 Fugas de la mezcla de inyección**

Aunque se controlaron, se produjeron fugas de la mezcla de inyección tanto entre sillares (fig. 13) como por el fondo.

### **5.4 Influencia de la carrera de marea**

En el seguimiento que se realizaba de la construcción de los micropilotes se deducía que la carrera de marea también presentaba cierta influencia en la respuesta (asientos). Este aspecto no resulta especialmente importante, pero se incluye para poner de manifiesto la complejidad del recalce en este emplazamiento.



**Figura 13. Fugas durante la ejecución de micropilote**

## **6. Ajuste del procedimiento inicial**

Los técnicos de RODIO-KRONSA, de gran experiencia en este tipo de realizaciones, junto con el resto de técnicos que hemos participado en la obra, trabajaron activamente colaborando en adaptar los procedimientos inicialmente previstos, con objeto de limitar las posibles afecciones que podía tener la ejecución de los micropilotes.

Como adaptación principal en el procedimiento de perforación, RODIO-KRONSA propuso el empleo de tricono para reducir los tiempos de perforación. Con el tricono se lograba un mayor rendimiento en la perforación en los niveles más compactos, a partir de unos 20 m de profundidad, así como en la penetración de los micropilotes en los niveles de roca. Con este mayor rendimiento se lograba reducir el tiempo de persistencia del fluido de barrido por el exterior de la tubería de perforación y con ello se mejoraba la respuesta del terreno (menores asientos al construir los micropilotes).

Con el tricono resultaba necesario perforar con un diámetro ligeramente mayor, con lo que quedaba una holgura un poco mayor entre la tubería de revestimiento y el terreno, lo que podía influir también en la mejor salida del detritus. Los condicionantes principales que presentaba la perforación con tricono eran que había que optar por dejar el tricono perdido (disponibilidad, coste, etc.) o recuperar el tricono, lo que obligaba a dejar la perforación sin revestimiento (se sacaba todo el útil), pero se producían desmoronamientos de la pared de la

perforación en distintos niveles. En las pruebas que se realizaron en las perforaciones en las que se recuperaba el tricono se ponía de manifiesto que resultaba necesario, ya sin dificultad, re-perforar a partir de una profundidad menor que la alcanzada con el tricono, lo que indicaba que parte del material caído había rellenado parcialmente el taladro previo.

A instancias de uno de los autores de este texto, se optó por no dejar la perforación sin entubación en los apoyos con condiciones más desfavorables, aunque eso implicase la pérdida del tricono (al parecer, se podían emplear unos triconos perdidos, fabricados específicamente teniendo en cuenta este aspecto).

## 7. Tratamiento especial del contacto

Las condiciones específicas de los apoyos centrales del viaducto, especialmente en la pila P-3, hacían necesario adoptar medidas complementarias para limitar los posibles asentamientos en la cimentación como consecuencia de la construcción del recalce. En la fig. 14 se muestra el impreso de testificación del sondeo S-2, correspondiente a la pila P-3. La base de la pila se localizó a unos 6,7 m de profundidad. La cimentación de la pila se ha dispuesto sobre un nivel de arenas gris oscuro, muy flojas, como pone de manifiesto el propio impreso y el resultado del ensayo SPT efectuado a 7 m de profundidad en el que se obtuvo un valor de NSPT de 4 (consistencia muy floja).

En los sondeos realizados en otras pilas no se detectaron niveles de una compacidad tan baja como en la pila P-3. Con la perforación con tricono, que se empleó en algunos micropilotes, se logró mejorar la respuesta del terreno en relación con la perforación de los mismos, lo que se traduciría en un menor asiento de la pila. No obstante, no se conseguían anular por completo el asiento y el giro de la cimentación, así que resultaba necesario adoptar medidas complementarias en relación con el recalce de los apoyos en condiciones más desfavorables, es-

pecialmente la pila P-3. Uno de los autores de este texto recomendó efectuar un tratamiento específico del nivel de contacto (hasta una cierta profundidad bajo la cota de cimentación), pues probablemente la mayor parte de los asentamientos que se registraban al realizar los micropilotes se debían a los reajustes que se producían en los niveles más superficiales. En relación con el tratamiento del contacto se propusieron las siguientes medidas:

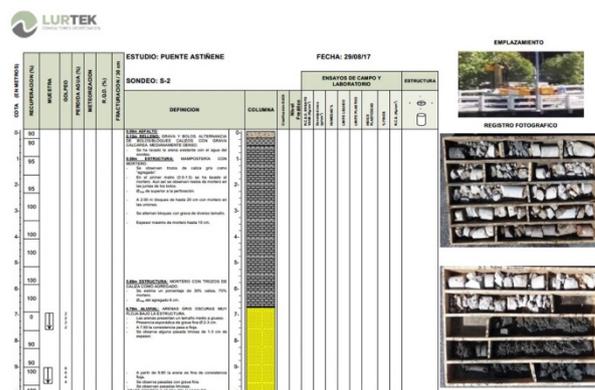


Figura 14. Parte de sondeo en P-3

- Realizar taladros de pequeño diámetro (del orden de 4 pulgadas, 101 mm) hasta una profundidad de unos 15 m. El volumen de perforación por metro lineal con este diámetro es del orden de la sexta parte del que correspondía a la perforación con tricono. Los técnicos responsables de la obra indicaron que la realización de los sondeos, con un diámetro de perforación similar, no había producido aparentemente movimientos.
- Inyectar en retirada, en estos taladros, un mortero seco o de baja movilidad con una cierta presión para re-comprimir el terreno.
- Se propuso armar las inyecciones con un redondo (hincado al finalizar la inyección) para que actuasen estos tratamientos como micropilotes provisionales que limitasen los movimientos al construir los micropilotes definitivos.
- Las inyecciones de mortero armadas no debían coincidir con micropilotes definitivos.

No obstante, las actuaciones propuestas no resultaban plenamente adecuadas, pues o bien no se adaptaban bien a los medios disponibles en obra o bien condicionaban los plazos de obra, como la bomba de mortero seco, que tardaría semanas en llegar a la obra. También suponía un condicionante obtener un equipo para perforar con un diámetro más pequeño. Los técnicos de la obra realizaron algunas adaptaciones respecto al procedimiento inicialmente recomendado, para aumentar las garantías en la fase de construcción de los micropilotes definitivos, pero adaptándose a los condicionantes reales (plazo, disponibilidad de equipos, etc.). Finalmente, se realizaron las perforaciones para inyección de mortero con el mismo diámetro que los micropilotes definitivos y la inyección se realizó por gravedad con un mortero convencional. Se realizaron diferentes pruebas para analizar la opción que podía ser más favorable:

- Realizar una inyección de mortero y luego re-perforar el taladro para construir el micropilote definitivo. Se buscaba probar si el fluido de barrido circularía por el interior de la columna de mortero construida previamente.
- Realizar inyecciones de mortero que no coincidían con el emplazamiento de los micropilotes definitivos y que quedaban como reserva de seguridad en el recalce (no se contaba con la contribución de las mismas en la fase definitiva).

Finalmente, se optó principalmente por la opción en la que las inyecciones de mortero no se re-perforaban, pues se veía que no se reducían significativamente las afecciones en la pila (el fluido de barrido de la perforación continuaba produciendo arrastres y reajustes al realizar los micropilotes definitivos, aunque quizá en menor medida). Las pruebas de tratamiento del contacto se realizaron en las pilas contiguas a la pila 3, que presentaba las condiciones más desfavorables.

Finalmente, los trabajos de recalce se han podido completar con éxito, en parte gracias a

las adaptaciones y modificaciones que se ha ido adoptando con respecto al procedimiento inicialmente previsto. Incluso con las precauciones adicionales incorporadas al procedimiento de trabajo, se han producido asientos adicionales de varios centímetros en la pila P-3 al construir el recalce.

En todo caso, no es posible precisar los asientos que se habrían producido en la pila P-3, así como los daños que los mismos podrían haber provocado en la estructura, si no se hubiesen incorporado las adaptaciones y medidas complementarias.

Las actuaciones realizadas han requerido de un gran esfuerzo y dedicación por parte de los técnicos que participaban en esta obra, de gran complejidad.

## 8. Evolución de los asientos

En la fig. 15 se muestran los asientos registrados en una de las alineaciones de control de las pilas durante la fase de realización de los trabajos. Los mayores asientos, superiores a 5 cm, se han registrado en la pila P-3, en la que habían registrado también los mayores asientos previos a la actuación del recalce.

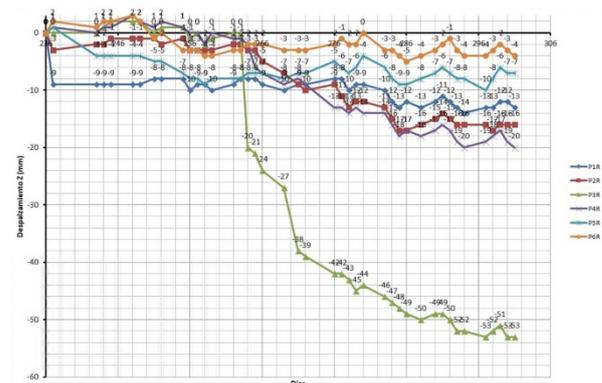


Figura 15. Evolución de asientos. Destaca la P-3

En efecto, en la pila P-3 se han registrado unos asientos significativamente mayores que en el resto de pilas, a pesar de haberse adoptado en el recalce de su cimentación las medidas complementarias para limitar los mismos (inyecciones de contacto y columnas de mortero). Según se apuntaba en el apartado previo, es

difícil saber qué podría haber pasado si se hubiese empleado directamente el procedimiento inicialmente previsto, sin las correspondientes adaptaciones (tratamiento del contacto y perforación) en esa pila P-3. En algunas de las pilas se puso de manifiesto que los asientos no se estabilizaban inmediatamente después de la construcción de los micropilotes, sino que esta estabilización de los movimientos se alcanzaba tras pasar unos días desde completarse éstos.

De acuerdo con los datos de los asientos que figuran en la información recibida, actualmente ya se encuentran estabilizados los movimientos en todos los apoyos.

El 17 de julio de 2018 se realizó la prueba de carga (fig. 16) y los resultados de asientos, a finales de octubre de 2019 muestran estabilización completa.



Figura 16. Prueba de carga

### ***Agradecimientos***

Los autores desean agradecer a D. Juan Ortiz de Zárate, ingeniero del Ayuntamiento de San Sebastián, D. Santiago Uría y D. Raúl Villarrón (ingenieros de SESTRA) y a los técnicos de FREYSSINET y RODIO-KRONSA la posibilidad de trabajar en una operación de tanto interés, así como la voluntad demostrada de aportar soluciones para resolver un difícil problema.

### ***Referencias***

[1] León, J. Proyecto y construcción de puentes de fábrica. Capítulo de “Los puentes de piedra (o ladrillo) antaño y hogaño”. Coordinado por J.

León y J.M. Goicolea. Colección “Lecciones Juanelo Turriano de historia de la ingeniería”. Fundación Juanelo Turriano. Madrid, 2017.

[2] Página web del barrio donostiarra de Loiola: <http://loiola.weebly.com/6---los-puentes.html>.

[3] Escrito dirigido por el Director de Vías y Obras Provinciales (firma ilegible) a la Comisión de Obras Públicas y Paro Obrero, con fecha de 24 de febrero de 1953, acerca del *Proyecto de reforma del puente de Loyola*.

[4] J Sada. Los puentes de San Sebastián. Michelena, 2003.

[5] Proyecto de ejecución del puente de Astiñene sobre el río Urumea. UTE LKS INGENIERÍA - INGENIERÍA ZERO. Diciembre de 2015.

[6] León, J. “Construcción y reparación de puentes según cuatro tratadistas españoles de la Edad Moderna”. Capítulo de “Sueño e Ingenio: libros de ingeniería civil en España: del Renacimiento a las Luces”, de la exposición (enero-abril de 2020) en la Biblioteca Nacional de España. Comisario: Daniel Crespo. Ministerio de Cultura y Deporte; Biblioteca Nacional de España; Fundación Juanelo Turriano. Madrid, 2020.

[7] Mutiloa, L. Desplazamientos límite en estructuras de fábrica: aproximación teórica y desarrollo de una herramienta. Trabajo fin de máster dirigido por J. León y L. Todisco. ETSICCP-UPM, 2018.

[8] Grupo de trabajo “Puentes de Fábrica” del Comité de Puentes de la Asociación Técnica de Carreteras (ATC-AIPCR). *Criterios de intervención en puentes de fábrica*. Madrid, 2014.

[9] Barba, L. Vertical limit displacements of masonry structures. Trabajo fin de máster dirigido por J. León y L. Todisco. ETSICCP-UPM, 2018.

[10] Ministerio de Fomento. Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera. 2005.