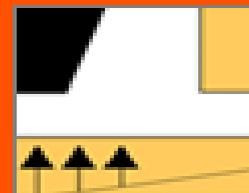




ASOCIACIÓN DE EMPRESAS  
DE LA TECNOLOGÍA  
DEL SUELO Y DEL SUBSUELO



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO E  
INGENIERÍA GEOTÉCNICA

# Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS 21ª Sesión

## Actuaciones geotécnicas en obras singulares

**Madrid, 19 de octubre de 2021**

**Colaboran:**



Comunidad  
de Madrid

CONSEJERÍA DE TRANSPORTES,  
E INFRAESTRUCTURAS



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE TRANSPORTES, MOVILIDAD  
Y AGENDA URBANA

VICEPRESIDENCIA  
TERCERA DEL GOBIERNO

MINISTERIO  
PARA LA TRANSICIÓN ECOLÓGICA  
Y EL RETO DEMOGRÁFICO

**CEDEX**  
CENTRO DE ESTUDIOS  
E INVESTIGACIONES  
DE OBRAS PÚBLICAS



**ferrovial**  
construcción

# 1. PRESENTACIÓN

Esta Jornada sobre Contribución de las obras geotécnicas en la construcción y explotación de las infraestructuras es la 20ª Sesión de la serie de Jornadas Técnicas que se organizan anualmente entre la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS). Estas Jornadas se desarrollan habitualmente con la colaboración de un organismo público, y en esta ocasión contamos con D. Julián López Milla, Secretario General de Infraestructuras del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.

Como en otras ocasiones para la elección del tema de la Jornada se ha contado con las opiniones transmitidas por los asistentes a jornadas anteriores dando cabida a un sector en el que tradicionalmente se desarrollan importantes obras geotécnicas.

Hemos querido implicar en la jornada a todos los agentes que intervienen en el desarrollo de los proyectos geotécnicos: administración, proyectistas, constructores y especialistas, lo que permite obtener una visión global de los trabajos, intentando además conseguir un mayor interés de todos los sectores que participan en las obras geotécnicas.

En el programa de la jornada, hemos querido incluir una semblanza del Profesor Antonio Soriano Peña, junto con la exposición de uno de sus trabajos.

Además, como en años anteriores, se expondrá una obra de referencia en el sector, situada en Riad, construida en este caso por FCC Construcción.

## **2. CONTENIDO**

### **Mesa de Diseño**

- 1. Excavación de galerías en rocas arcillosas a gran profundidad**  
Antonio Gens. UPC.
- 2. Condicionantes geotécnicos del Metro de Dhaka (Bangladesh)**  
Pedro Ramirez. TYPESA
- 3. Thames Tideway Tunnel. El pozo de Blackfriars y otros retos geotécnicos. Silvertown Tunnel. Primer pozo de lanzamiento pluricelular en Londres**  
José Flors Villaverde. FERROVIAL CONSTRUCCIÓN  
José Luis Rodríguez. FERROVIAL CONSTRUCCIÓN

### **Mesa de Ejecución y Control**

- 4. Pozo de ataque ejecutado con hidrofresa en Londres**  
Luis del Amo. GEOCISA
- 5. Ejemplos de contención y reparación de plataformas viales**  
Ángel Grande. SITE
- 6. Columnas de mortero para reparación de estructura en el Barranco del Sing. Alicante**  
Javier Rodríguez Meneses. TERRATEST

**7. Obras geotécnicas especiales con empleo de perforación sónica de muy alta frecuencia “hi-Drill”**

José Luis Arcos. RODIO KRONSA

**8. Solución combinada de pilotes prefabricados y mejora del suelo para optimización de cimentaciones en la nueva zona logística Lisboa Norte**

Antonio Cristovão. KELLER

José María Díaz. KELLER

# **EXCAVACIÓN DE GALERÍAS EN ROCAS ARCILLOSAS A GRAN PROFUNDIDAD**

**ANTONIO GENS**

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
Catedrático, Universidad Politécnica de Cataluña

**MIGUEL ÁNGEL MÁNICA**

Dr. Ingeniero Civil  
Profesor, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México

## **1- Introducción**

Los materiales arcillosos son muy abundantes en la corteza terrestre, constituyen más del 50% de la masa sedimentaria del planeta y afloran en aproximadamente un tercio de la superficie emergida [1, 2]. Es por tanto muy frecuente que constituyan el entorno geológico y geotécnico de muchas obras de ingeniería civil, incluyendo la excavación de túneles y galerías. En general las rocas arcillosas no poseen una alta resistencia y es necesario proveer revestimientos en la mayoría de excavaciones subterráneas realizadas en estos materiales.

En tiempos recientes, estas rocas han recibido una atención especial porque son considerados candidatas para proporcionar entornos geológicos apropiados para alojar residuos radioactivos de nivel alto e intermedio de larga duración. Poseen una baja permeabilidad, una alta capacidad de retención, un valor económico escaso (si no contienen gas o petróleo) y, a menudo, presentan una cierta capacidad de autosellado de fracturas. Esta posibilidad ha conducido la construcción de laboratorios subterráneos a gran profundidad excavados en materiales arcillosos. Ejemplos destacados de estos laboratorios en Europa son el laboratorio de Mont Terri, en el noroeste de Suiza, excavado en arcilla Opalinus [3]; el laboratorio HADES, ubicado en Bélgica, excavado en arcilla de Boom [4]; y el laboratorio de Meuse / Haute-Marne (MHM), en el este de Francia, excavado en argilita del Callovo-Oxfordiano, COX [5].

En estos laboratorios se realizan experimentos a gran escala cuyos resultados tienen una aplicación más amplia que la vinculada estrictamente al almacenamiento de residuos nucleares. En particular, se han realizado numerosas observaciones en relación con la respuesta de la roca a la excavación de galerías. Estas observaciones tienen un interés especial porque i) las excavaciones se realizan a grandes profundidades y, por lo tanto, bajo elevadas tensiones que causan, en la mayoría de los casos, una respuesta significativa del material, ii) frecuentemente las excavaciones están intensamente instrumentadas, iii) generalmente hay una buena (o al menos razonable) estimación de las tensiones in situ; iv) a veces se utiliza un sostenimiento más débil y flexible para observar mejor la respuesta de la roca, y v) en ocasiones se realizan mediciones a largo plazo.

Por limitaciones de tiempo y espacio, en esta ponencia se presentan únicamente observaciones realizadas en el laboratorio de Meuse / Haute-Marne (MHM). Informaciones y datos sobre excavaciones realizadas en otros laboratorios subterráneos se exponen en [6]. Esta comunicación se estructura como sigue: en primer lugar, se describe el laboratorio subterráneo MHM, las características de la roca arcillosa objeto de

excavación y los trabajos de reconocimiento llevados a cabo alrededor de las galerías excavadas. A continuación, se examinan, durante y después de la excavación, los efectos del sistema de tensiones in situ y del tipo de sostenimiento. Se presta especial atención a la determinación de la zona fracturada y al desarrollo de los desplazamientos de la roca. Finalmente se describen brevemente análisis numéricos avanzados destinados a simular el comportamiento de la roca frente a las excavaciones efectuadas.

## 2. El laboratorio subterráneo de Meuse / Haute-Marne (MHM)

El laboratorio subterráneo de Meuse / Haute-Marne (MHM) está situado cerca de la localidad de Bure en Francia y está excavado en la argilita del Callovo-Oxfordian (COX), una roca que forma parte de la formación Jurásica de la cuenca sedimentaria de París. El perfil geológico de la zona del laboratorio se presenta en la Figura 1. El estrato de COX tiene 130 metros de espesor y se encuentra entre las profundidades de 420 y 550 m. Se puede observar en la Figura que hay una sobrepresión de agua en el estrato de COX, lo que es una evidencia clara de su baja permeabilidad. Desde la deposición de la capa de argilita, ha habido muy poca actividad tectónica y los planos de sedimentación permanecen prácticamente horizontales.

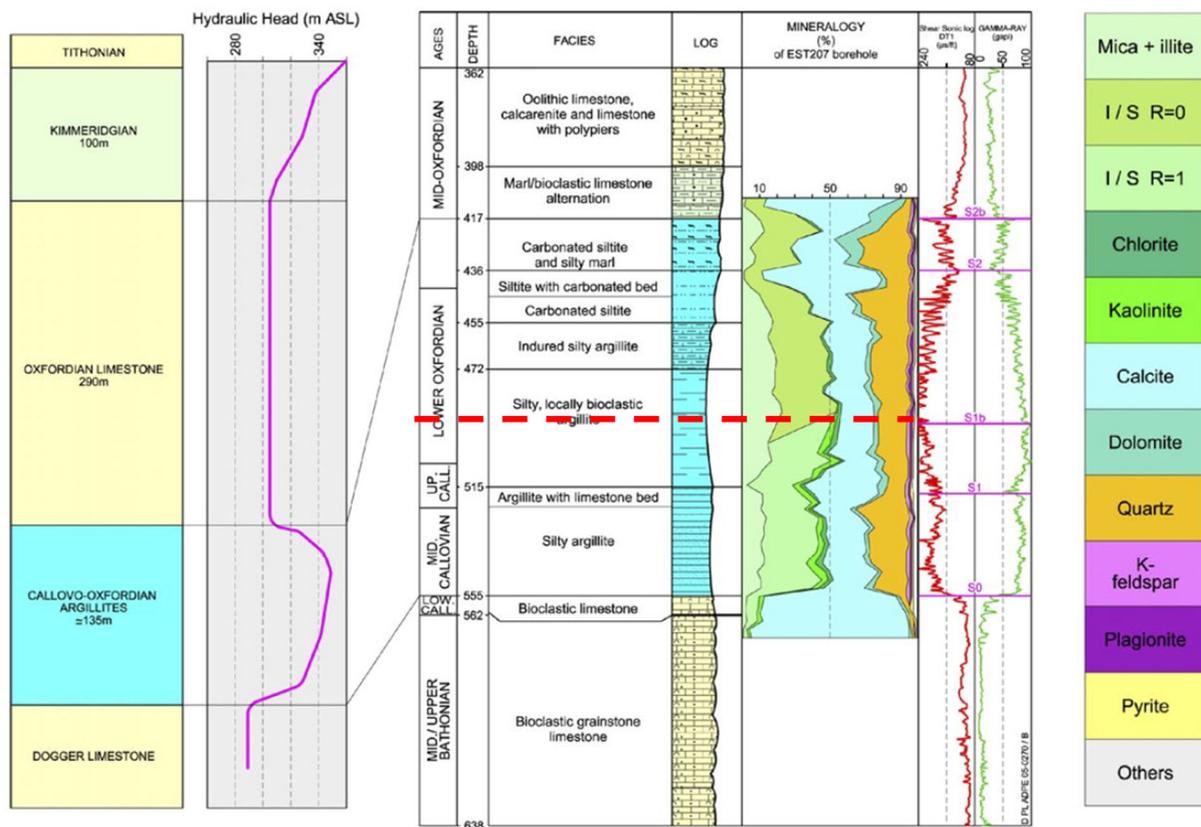


Figura 1. Perfil geológico de la zona del laboratorio subterráneo de Meuse / Haute-Marne (MHM). La línea roja a trazos indica la profundidad del nivel principal del laboratorio.

El laboratorio incluye las instalaciones de superficie, dos pozos (un pozo de acceso y un pozo auxiliar de ventilación) y un conjunto de galerías donde se realizan los experimentos, situadas en el centro del estrato de COX, a 490 m de profundidad. La Figura 2 muestra una configuración reciente del laboratorio. El sistema de tensiones in situ (excluyendo el efecto de las excavaciones) también está representado en la Figura 2. Se pudo observar que las tensiones principales horizontales no son iguales, la mayor, de 16.1 MPa, está orientada en la dirección N155°E y la menor, de 12.4 MPa, está orientada en la dirección N65°E. La tensión vertical es 12.7 MPa que se corresponde bien con la sobrecarga del terreno por encima del nivel -490 m. La presión de agua en ese nivel, en zonas no afectadas por el drenaje de las galerías, es 4.7 MPa. Es importante señalar que, para conseguir una mejor interpretación de los ensayos, las galerías están alineadas con las direcciones de las tensiones principales horizontales. Por tanto, la sección transversal de

las excavaciones realizadas en la dirección de la tensión horizontal principal mayor está sometida a un estado inicial de tensiones prácticamente isotrópico.

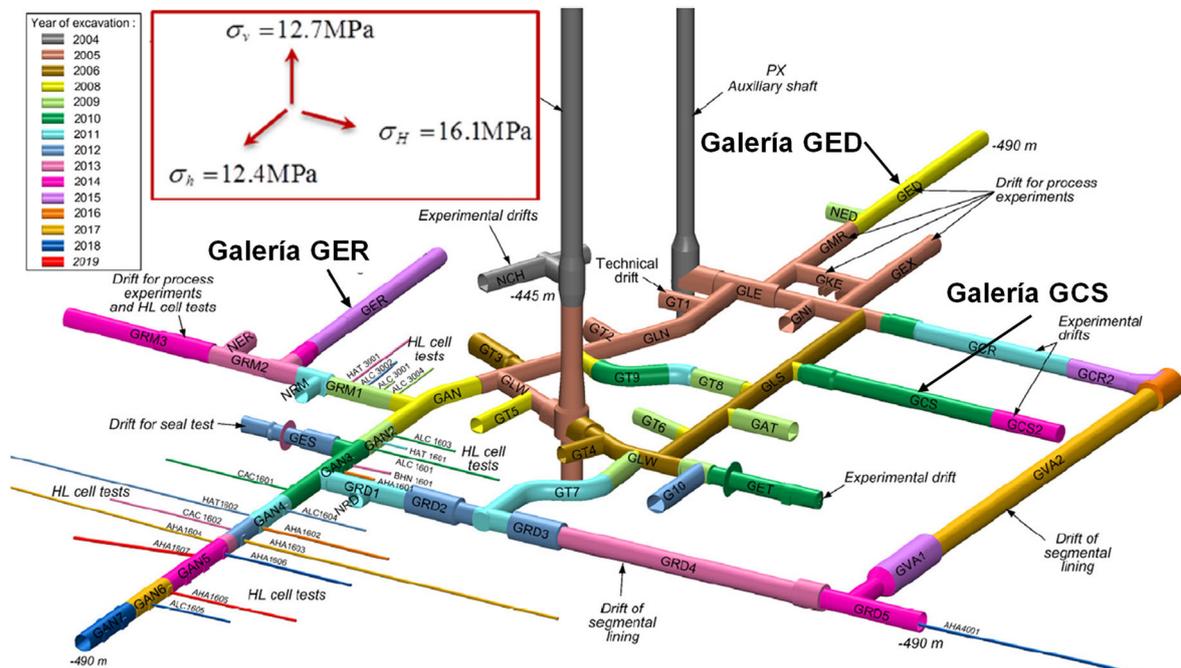


Figura 2. Disposición actual del laboratorio subterráneo de Meuse / Haute-Marne (MHM) [7]

Las principales características de la argilita COX en el nivel -490 m son:

- Composición: Minerales arcillosos: 50-55%, Tectosilicatos: 20%, Carbonatos: 20-25%, Piratas y óxidos de hierro: 3%
- Minerales arcillosos: Interestratificado illita/esmectita: 55%, Illita: 30%, Caolinita y clorita: 16%
- Porosidad:  $18 \pm 1\%$
- Humedad:  $7.2 \pm 1.4\%$
- Densidad:  $2.39 \text{ g/cm}^3$
- Módulo de Elasticidad, normal a los planos de sedimentación:  $4000 \pm 1470 \text{ (MPa)}$
- Relación entre los módulos paralelos y normales a los planos de sedimentación: 1.2 - 2
- Resistencia a compresión simple (media):  $21 \pm 6.8 \text{ (MPa)}$
- Permeabilidad:  $5 \times 10^{-12} - 5 \times 10^{-14} \text{ m/s}$

Se han utilizado diversos sistemas de excavación: martillo neumático, rozadora y rozadora con escudo (Figura 3). También se han ensayado distintas combinaciones de elementos de sostenimiento (hormigón proyectado con fibras, cuñas de hormigón compresibles, cerchas deslizantes, mallas soldadas, bulones, revestimiento de hormigón, dovelas). Algunos ejemplos de sostenimiento utilizados se ilustran en la Figura 4.

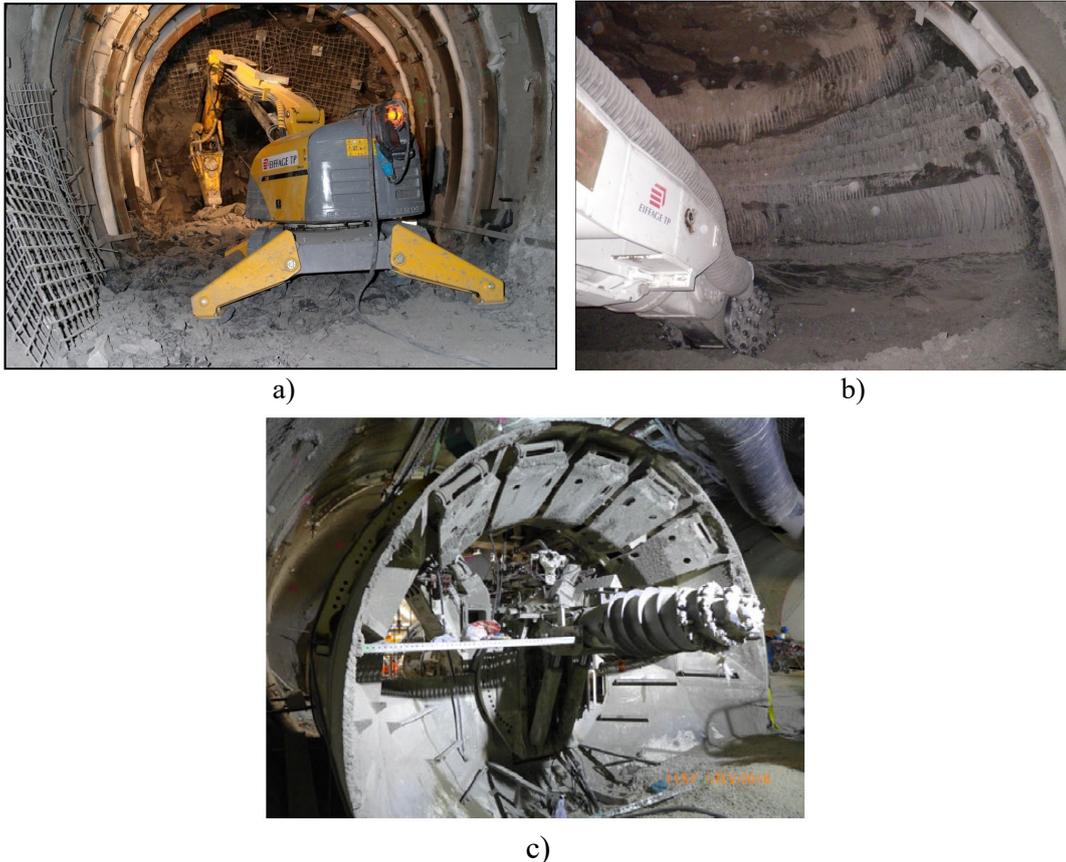


Figura 3. Métodos de excavación de las galerías. a) Martillo neumático, b) Rozadora, c) Rozadora con escudo

Frecuentemente las excavaciones se encuentran instrumentadas, a veces intensamente. Los sistemas de auscultación suelen incluir medidas de convergencia, extensómetros, inclinómetros y piezómetros. Además de efectuar levantamientos geológicos detallados de los frentes de excavación, en el laboratorio se presta una atención especial a la identificación y localización de fracturas, un aspecto muy relevante para conseguir un confinamiento efectivo de los residuos nucleares [8]. Además del reconocimiento del frente y hastiales de la excavación, se han utilizado las observaciones de los testigos de sondeos orientados y no orientados, ensayos sísmicos (medidas de velocidades ondas P y S y refracción sísmica), ensayos de permeabilidad y overcoring de sondeos previamente inyectados con resina fluorescente. En la Figura 5 y la Figura 6 se ilustran algunos de estos procedimientos.

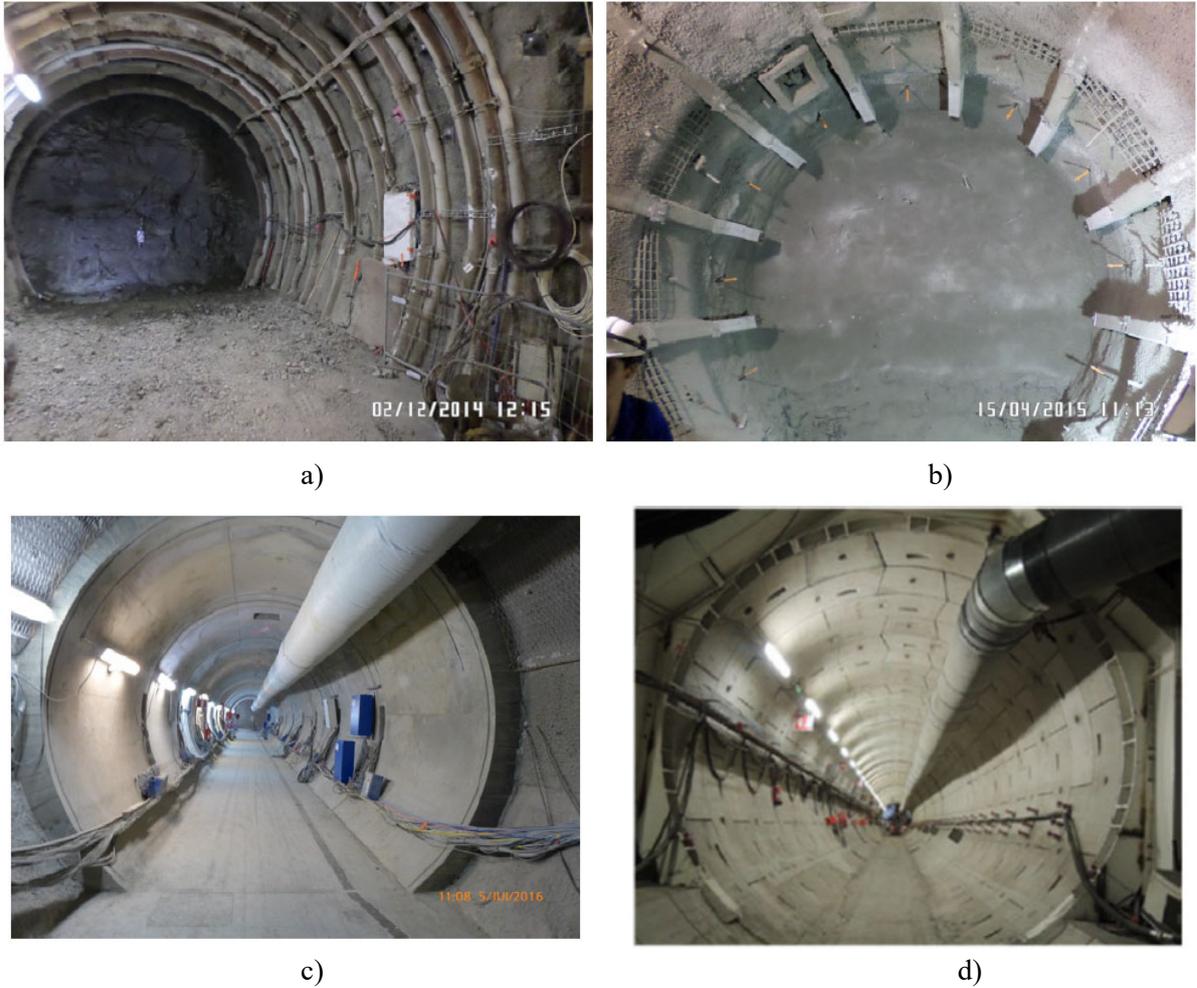


Figura 4. Distintos tipos de sostenimientos empleados en las galerías. a) hormigón proyectado y cerchas deslizantes, b) hormigón proyectado y cuñas compresibles de hormigón, c) revestimiento de hormigón, d) revestimiento de dovelas

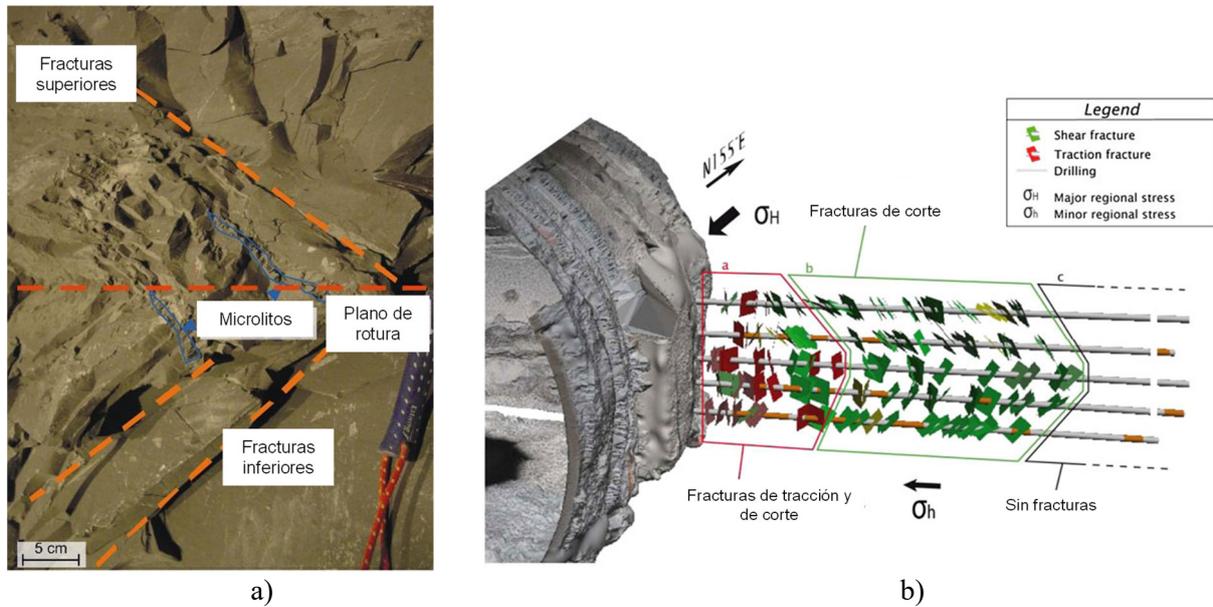


Figura 5. Procedimientos de reconocimiento de fracturas. a) Reconocimiento del hastial de la galería, b) observaciones de fracturas en testigos,



Figura 6. Procedimientos de reconocimiento de fracturas. a) testigo(overcoring) impregnado de resina, b) testigo(overcoring) impregnado de resina bajo luz fluorescente [9]

### 3. Efecto de las tensiones in situ

El hecho de que la mayoría de galerías están alineadas con la dirección de una de las dos tensiones horizontales principales permite evaluar, a partir de las observaciones de campo, cual es el efecto de las tensiones in situ sobre el comportamiento de la excavación. Para ello se considera la excavación de dos galerías: GCS (paralela a la tensión principal horizontal mayor) y GED (paralela a la tensión principal menor). La situación de estas dos galerías se muestra en la Figura 2. En la comparación, se utilizan observaciones de las zonas fracturadas, medidas de permeabilidad y medidas de desplazamientos.

#### 3.1. Galería GCS (paralela a la tensión principal horizontal mayor)

La galería GCS tiene una longitud de 63.3 m y una sección aproximadamente circular de 5.2 m de diámetro. Se excavó mediante rozadora con avances de 1.2 m y su sostenimiento consiste en una malla soldada, una capa de hormigón proyectado con fibras de 21 cm de espesor, incluyendo 12 cuñas compresibles de hormigón, y 12 bulones radiales (HA 25) de 3m de longitud (Figura 7). Dada su orientación, el estado inicial de las tensiones alrededor de una sección transversal del túnel es prácticamente isotrópica.

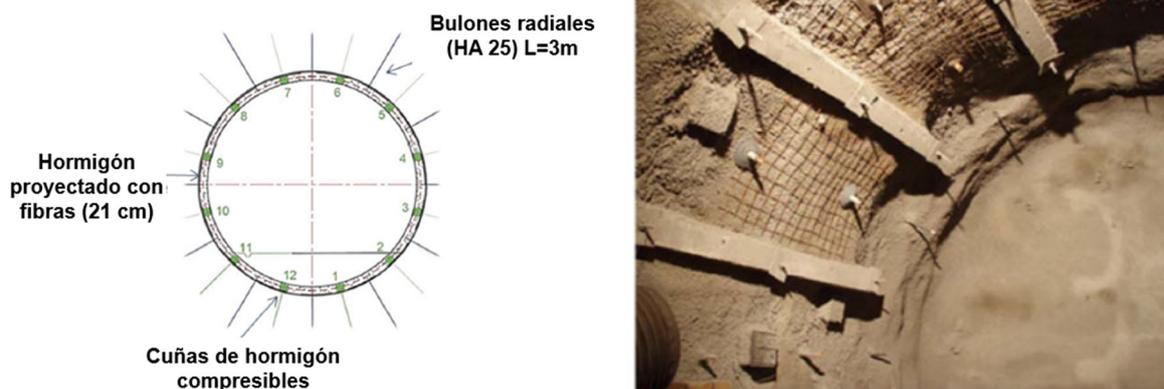


Figura 7 Esquema e imagen del revestimiento de la galería GCS

La investigación detallada de las fracturas alrededor de la excavación ha permitido delimitar una zona dañada por la excavación (EDZ en sus siglas en inglés) como la que se muestra en la Figura 8. Se puede observar que en la zona más próxima a la excavación las fracturas son tanto de tracción como de corte mientras que en la parte más alejada solo hay fracturas de corte. Una de las familias de fracturas adopta una configuración tipo espina de pescado (herringbone) que se genera a medida que avanza el frente de excavación (Figura 9). Este tipo de fracturas son características de túneles en terrenos arcillosos; se han observado también en las excavaciones en arcilla de Boom realizadas en el laboratorio subterráneo HADES [10].

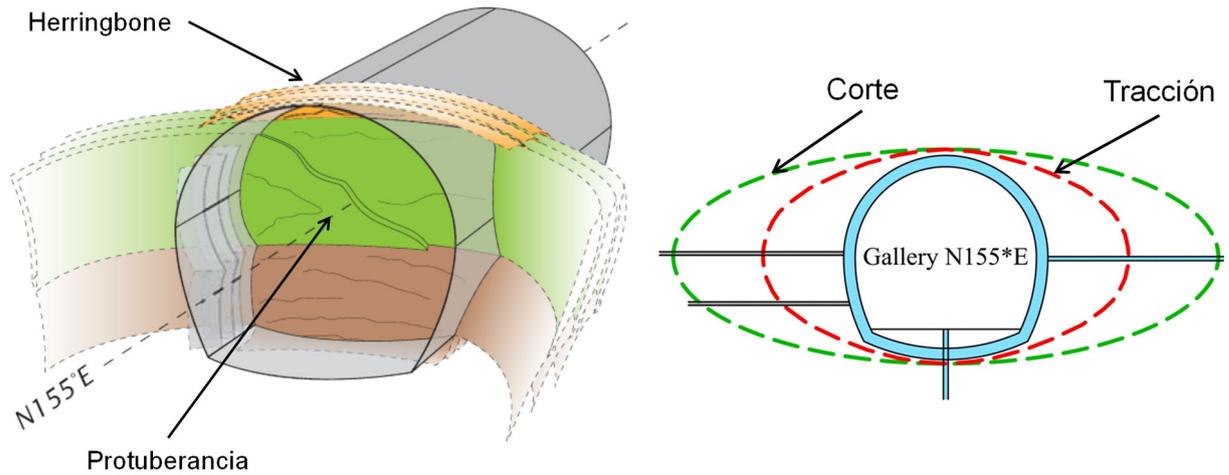


Figura 8. Esquema y extensión de la zona dañada por la excavación alrededor de la galería GCS [9]

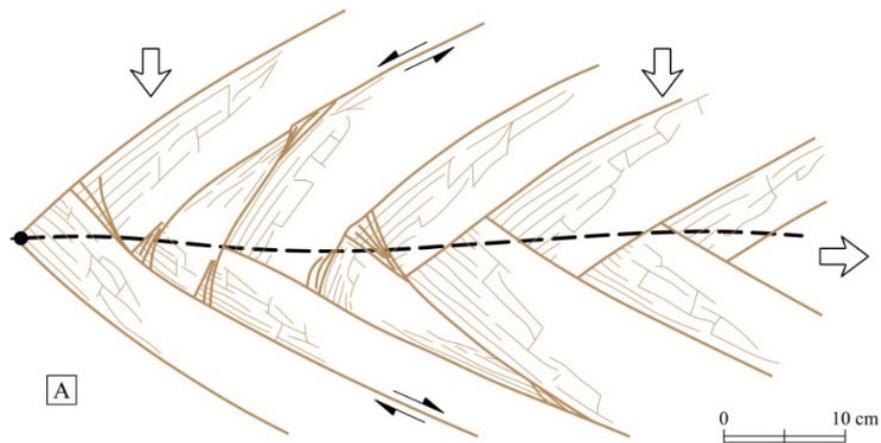


Figura 9. Configuración de la familia de fracturas en espina de pescado (herringbone)

Sin embargo, lo más remarcable de la forma de la EDZ es que se extiende mucho más en la dirección horizontal que en la vertical. Dado que las tensiones in-situ son isótropas en una sección transversal, esta asimetría es debida a la anisotropía de las propiedades mecánicas de la roca, sobre todo en lo que se refiere a su resistencia. La configuración de la EDZ se refleja también en las medidas de permeabilidad. La Figura 10 muestra los resultados de los ensayos de permeabilidad realizados en un sondeo horizontal y en un sondeo vertical desde la galería. Se pudo observar como la permeabilidad aumenta órdenes de magnitud en la EDZ, sobre todo en las zonas con fracturas de tracción donde su apertura es mayor. Dada la configuración de la EDZ, la zona de alta permeabilidad en el sondeo vertical es muy reducida.

La Figura 11 presenta las convergencias verticales y horizontales medidas en distintas secciones de la galería. Se pudo comprobar que los movimientos horizontales son mayores que los verticales (del orden de dos veces) a pesar de que la rigidez de la roca en dirección horizontal es mayor que en la dirección vertical. Evidentemente la mayor extensión de la EDZ en dirección horizontal ejerce un efecto dominante en este caso. También se puede comprobar casi tres años después de la excavación, las convergencias continúan aumentando debido a la fluencia de la roca.

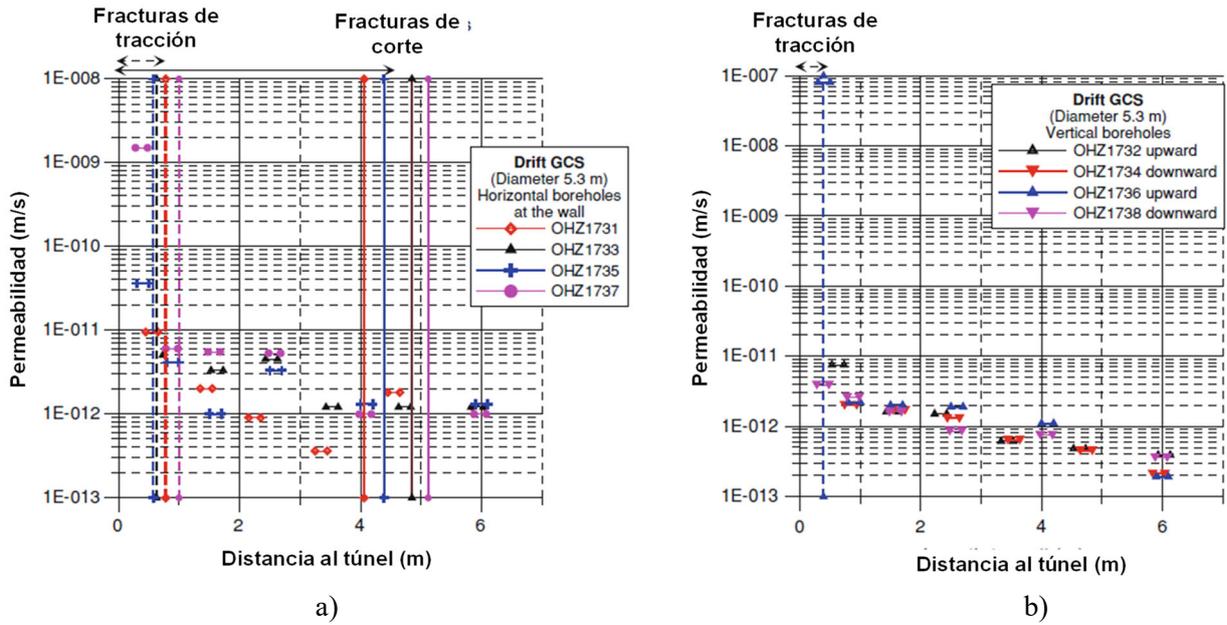


Figura 10. Permeabilidad medida en las inmediaciones de la galería GCS. a) sondeo horizontal, b) sondeo vertical [9]

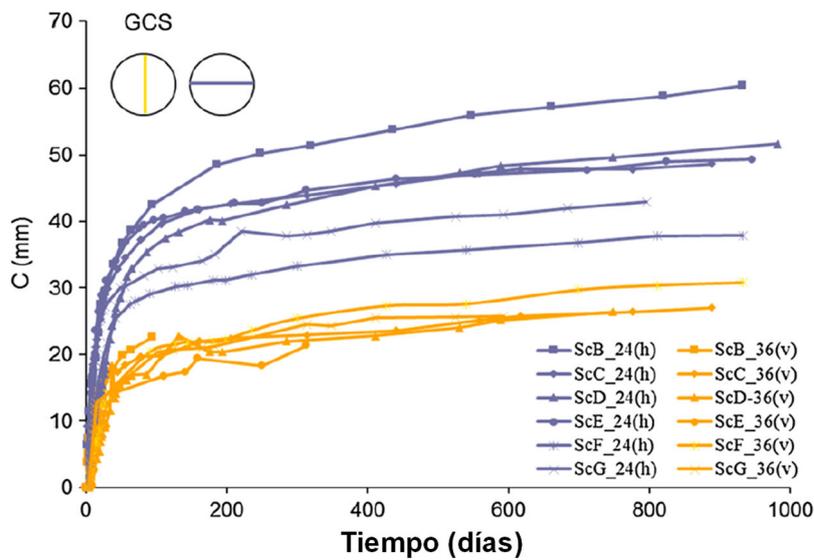


Figura 11. Convergencias horizontales y verticales en diversas secciones de la galería GCS [9].

### 3.2. Galería GED (paralela a la tensión principal horizontal menor)

La galería GCS tiene una longitud de 71.2 m y una sección en herradura con un diámetro medio de 4.6 m. Se excavó mediante martillo neumático con avances de 1 m y su sostenimiento consiste en una malla soldada, una capa de hormigón proyectado con fibras de 10 cm de espesor, cerchas deslizantes cada metro y 12 bulones radiales (HA 25) de 3m de longitud (Figura 12). En este caso, las tensiones in situ en una sección transversal son claramente anisótropas con la tensión horizontal mayor que la vertical.

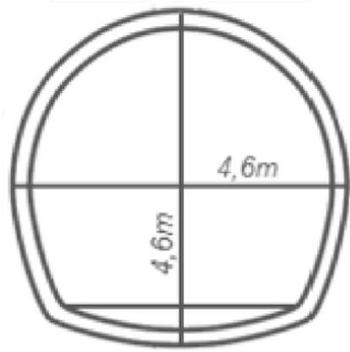


Figura 12. Sección e imagen del sostenimiento de la galería GED

La configuración de la EDZ, en este caso, es totalmente distinta a la de la galería GCS (Figura 13). Ahora, la EDZ se extiende mucho más en la dirección vertical que en la horizontal como consecuencia combinada de la anisotropía de las tensiones in situ y de las propiedades de la roca. De nuevo se observa la familia de fracturas tipo herringbone. La extensión de la EDZ también se refleja en las permeabilidades medidas en sentido horizontal y vertical (Figura 14). De nuevo, la permeabilidad aumenta notablemente en la EDZ, sobre todo en la zona de fracturas de tracción.

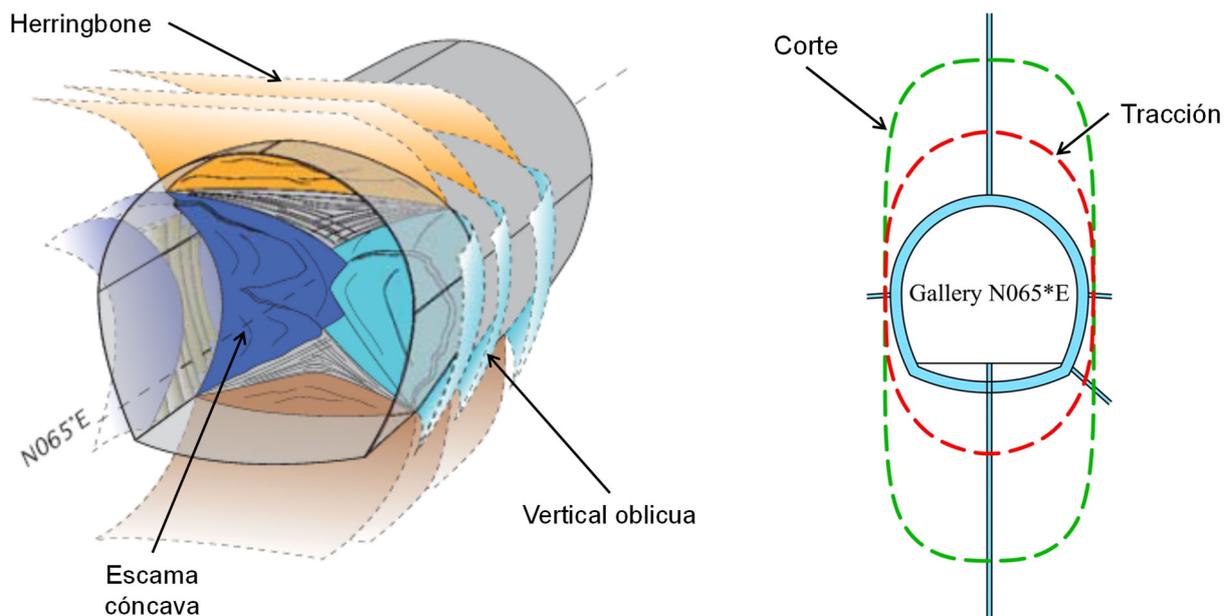


Figura 13. Esquema y extensión de la zona dañada por la excavación alrededor de la galería GED [9]

El diferente sistema de tensiones in situ también se manifiesta en las convergencias medidas (Figura 15). Ahora, la convergencia vertical es mayor que la horizontal y alcanza una magnitud considerable mayor que en la galería GCS. La razón entre convergencias verticales y horizontales alcanza valores de 8 aproximadamente. También se observan deformaciones a largo plazo al menos en las convergencias verticales.

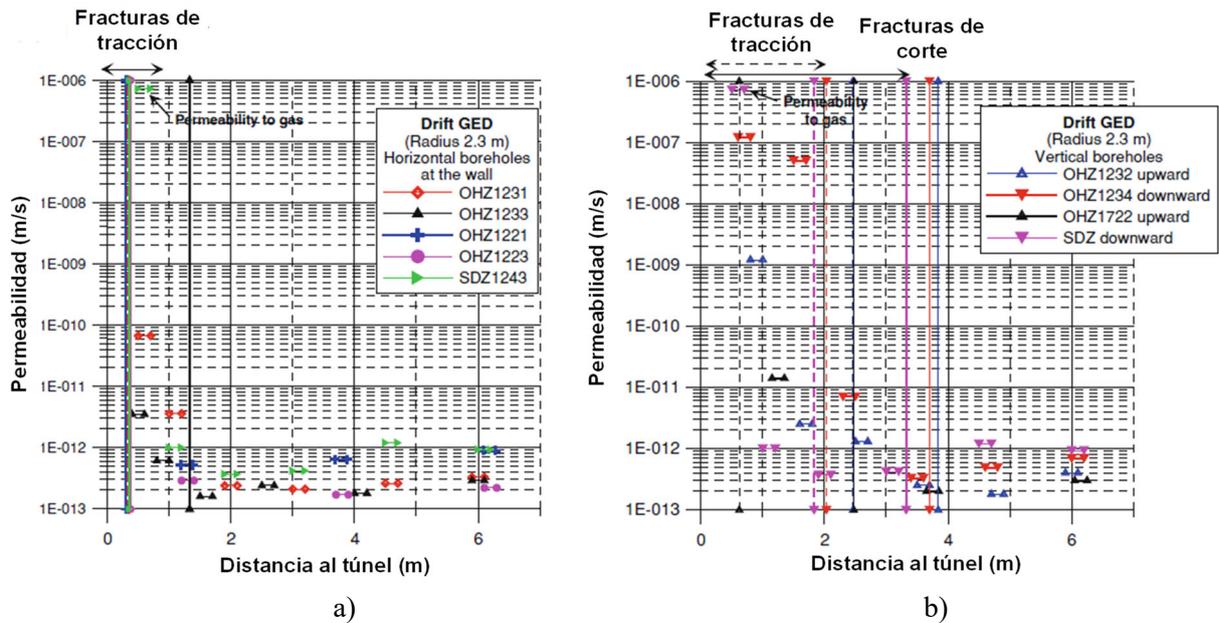


Figura 14. Permeabilidad medida en las inmediaciones de la galería GED. a) sondeo horizontal, b) sondeo vertical [9].

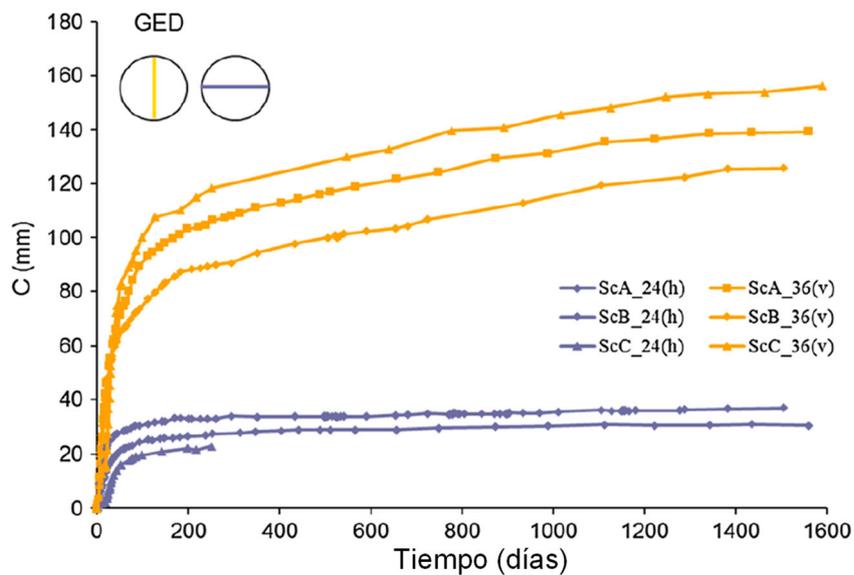


Figura 15. Convergencias horizontales y verticales en diversas secciones de la galería GED [9]

Las deformaciones medidas en distintos puntos a lo largo de un extensómetro vertical y uno horizontal reflejan el mismo tipo de anisotropía de desplazamientos; las deformaciones verticales son un orden de magnitud superiores (Figura 16). Es también muy interesante constatar que la distribución de deformaciones no corresponde en absoluto a lo que proporcionaría una solución elástica clásica, sobre todo cerca de la galería. Es evidente que la presencia de fracturas condiciona el campo de deformaciones alrededor de la galería.

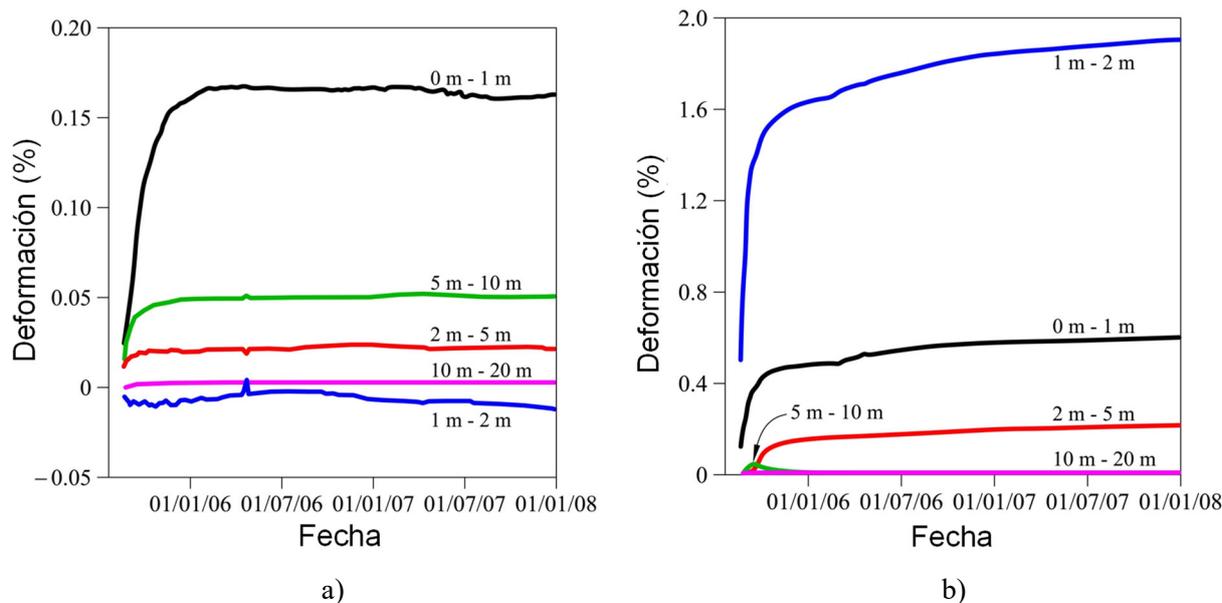


Figura 16. Deformaciones medidas en a) un extensómetro horizontal, b) un extensómetro vertical. Las escalas de los dos gráficos son distintas.

### 3. Efecto del sostenimiento

La galería GER tiene 83 m de longitud y está dividida en 5 secciones circulares (GER 1 a GER 5) para estudiar el comportamiento de distintas formas de sostenimiento tanto deformable como rígido. Como muestra la Figura 2, la galería está orientada en la dirección de la tensión principal horizontal menor, es decir que está sujeta tensiones in situ anisótropas en su sección transversal. Las longitudes y diámetros, así como el tipo de sostenimiento de cada sección están recogidos en la Tabla 1. La Figura 17 muestra un perfil longitudinal de la galería y esquemas de los distintos sostenimientos utilizados. Además del sostenimiento indicado en la Tabla 1, se colocaron en todas las secciones 12 bulones radiales de acero (HA 25) de 3 m de longitud. Para aumentar la estabilidad del frente, también se instalaron bulones axiales de fibra de vidrio de 12 m de longitud.

La excavación se realizó en dos etapas usando un martillo neumático en los primeros 10 metros y una rozadora para el resto de la galería. Inmediatamente después de la excavación, se colocó una delgada capa de hormigón proyectado de unos 3 cm de espesor para impedir la caída de pequeños bloques. Posteriormente, se instalaron los bulones y las cuñas compresibles (en las secciones GER2, GER3 y GER5) y finalmente la capa de hormigón proyectado de 18 cm de espesor (en dos capas sucesivas de 7 y 11 cm respectivamente).

Las medidas de convergencia en distintas secciones de la galería GER muestran un comportamiento típico para su orientación, comparable al de la galería GED descrita anteriormente; es decir con convergencias verticales mayores que las horizontales (Figura 18). Se puede advertir que hay bastante dispersión en las medidas debido, en parte, a la variabilidad de la roca natural pero también a distintos tiempos de colocación de los clavos de convergencia. La distribución de desplazamientos medidos con un extensómetro vertical y uno horizontal de la sección GER2 (revestimiento flexible con cuñas compresibles) también confirma el comportamiento esperado (Figura 19); los desplazamientos verticales son muy superiores a los horizontales y su distribución está dominada por la presencia de fracturas.

Tabla 1. Longitudes, diámetros y tipos de sostenimiento utilizados en la galería GER

Sección	Longitud (m)	Diámetro (m)	Sostenimiento	Elementos de sostenimiento
GER1	11	5.7	Deformable	Cerchas deslizantes y 18 cm de hormigón proyectado con fibras
GER2	20.4	5.2	Deformable	18 cm de hormigón proyectado con 12 cuñas compresibles
GER3	21,6	5.4	Rígido	18 cm de hormigón proyectado con 12 cuñas compresibles Revestimiento de hormigón de 30 cm (a los 9 meses)
GER4	25,2	5.4	Rígido	18 cm de hormigón proyectado sin cuñas compresibles Revestimiento de hormigón de 30 cm (a los 9 meses)
GER5	4.8	4.8	Deformable	18 cm de hormigón proyectado con 12 cuñas compresibles

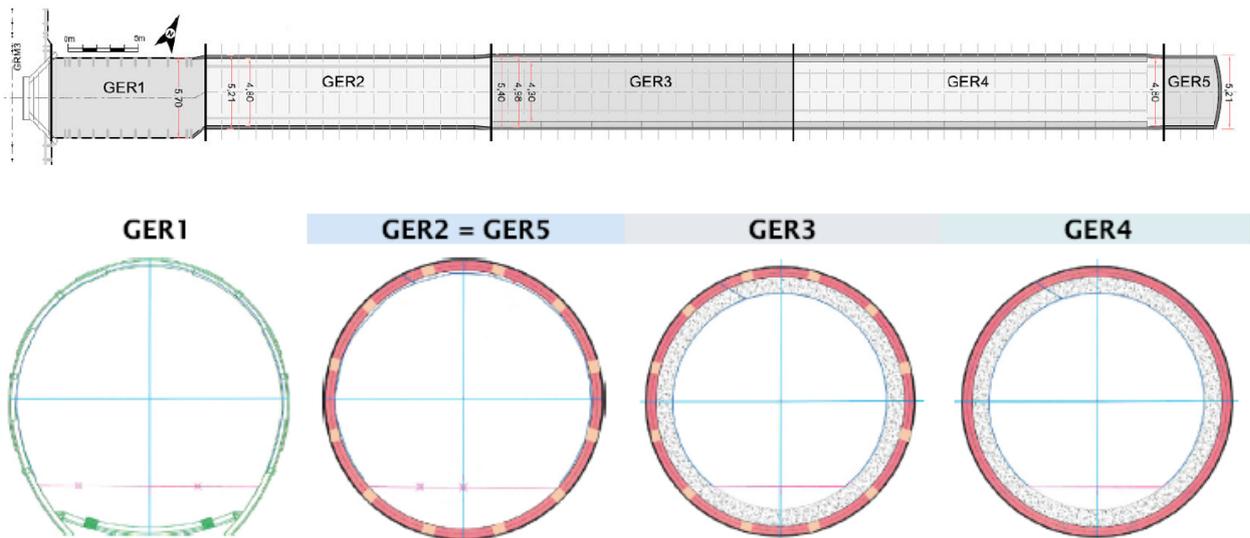


Figura 17. Galería GER. Perfil longitudinal y esquemas de tipos de revestimiento utilizados [7]

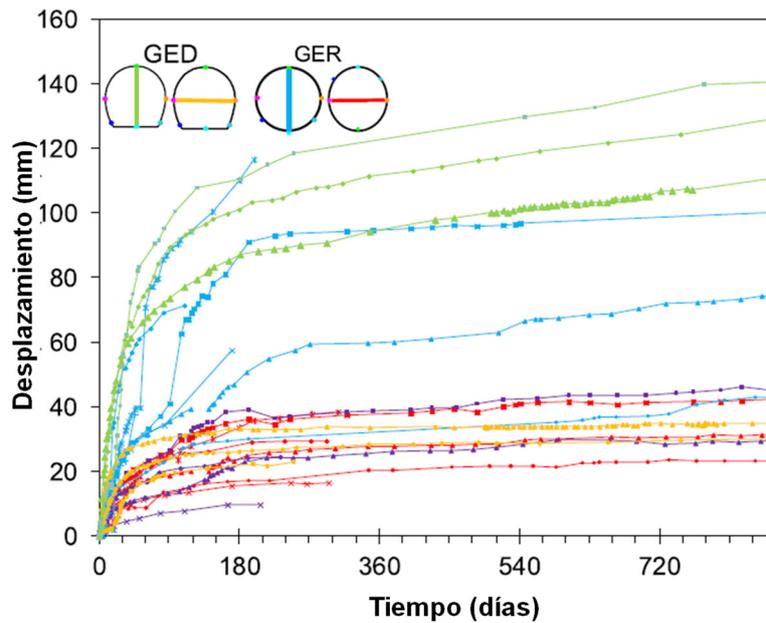


Figura 18. Convergencias verticales y horizontales en las galerías GER y GED [7]

La Figura 20 muestra los movimientos de la roca medidos en cuatro direcciones mediante extensómetros con un solo anclaje colocado a 3 metros de distancia de la superficie del túnel en dos secciones distintas del túnel GER1 y GER 4. La sección GER1 tiene un revestimiento flexible con cerchas deslizantes mientras que la sección GER4 tiene un sostenimiento más rígido sin cuñas compresibles reforzado con un revestimiento de hormigón de 30 cm instalado 9 meses después de la excavación. Se puede remarcar que, a pesar de la distinta rigidez de los sostenimientos, los movimientos no son muy distintos inicialmente en las dos secciones; únicamente la instalación del revestimiento de hormigón de 30 cm consigue disminuir de forma notable los movimientos diferidos de la sección GER 4. Se puede observar también que los mayores desplazamientos se producen bajo la solera del túnel.

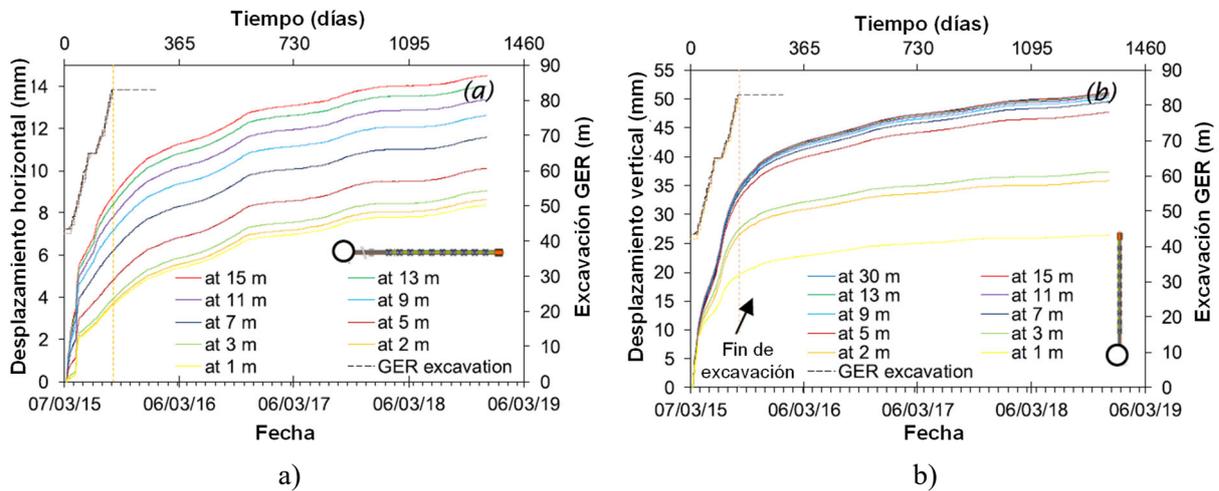


Figura 19. Distribuciones de desplazamientos en la sección GER2 medidas con extensómetro.  
a) desplazamientos horizontales, b) desplazamientos verticales

Una observación semejante resulta de la comparación de los desplazamientos medidos en extensómetros horizontales en las secciones GER2 y GER3 (Figura 21). Inicialmente, las dos secciones tienen el mismo revestimiento flexible, incluyendo cuñas compresibles, y desarrollan movimientos parecidos, aunque algo mayores en la sección GER2. Es la instalación del revestimiento de hormigón de 30 cm de espesor en la sección GER3 lo que prácticamente elimina los movimientos diferidos que continúan siendo significativos en la sección GER2.

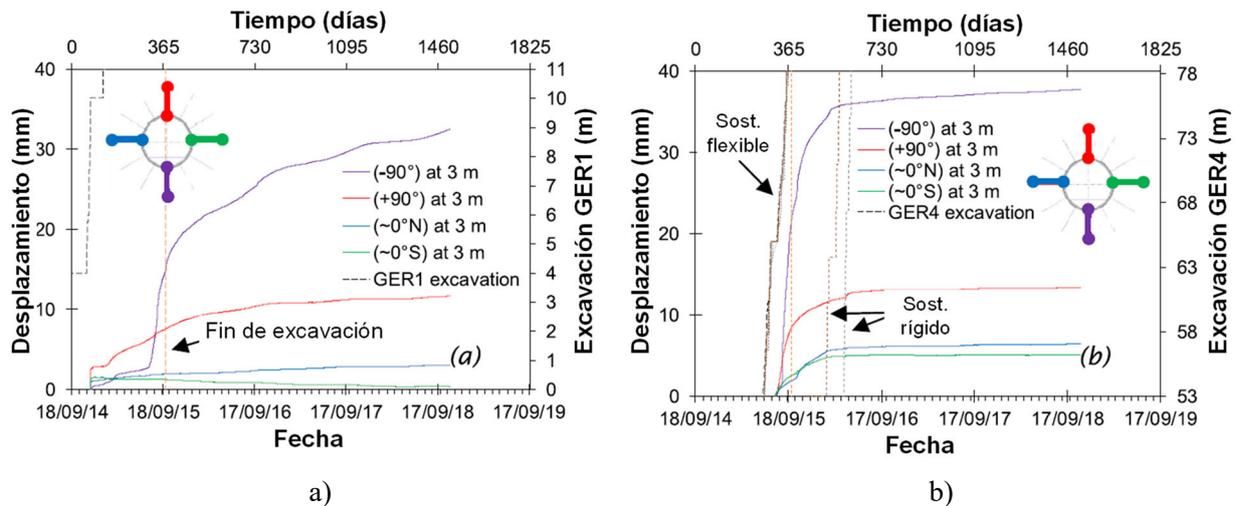


Figura 20. Desplazamientos de la roca en cuatro direcciones perpendiculares en las cercanías de la excavación. a) Sección GER1, b) Sección GER 4

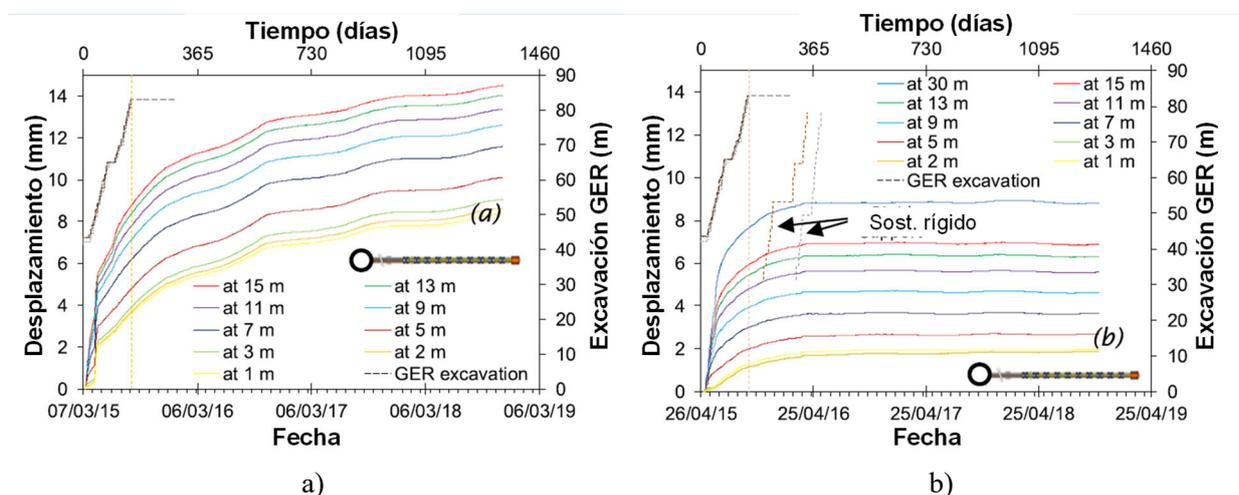


Figura 21. Desplazamientos medidos en un extensómetro horizontal. a) Sección GER2, b) Sección GER3.

#### 4. Análisis

Las excavaciones realizadas en el laboratorio subterráneo MHM han sido simuladas mediante análisis numéricos para contribuir a una mejor comprensión de los mecanismos de deformación y fractura que se producen alrededor de las galerías. Se ha prestado especial atención a la predicción de la zona fracturada (EDZ) por su posible contribución al transporte de elementos contaminantes hacia el exterior. En esta sección se presenta un ejemplo de análisis destinado a reproducir el efecto de la orientación de las galerías sobre la configuración de la EDZ.

En este contexto, se ha desarrollado un modelo constitutivo para representar el comportamiento hidromecánico de la argilita COX [11]. El modelo se desarrolla en el marco de la elasto-viscoplasticidad y reproduce aspectos básicos de comportamiento tales como anisotropía elástica y de resistencia, rigidización no lineal antes de alcanzar la resistencia pico y posterior reblandecimiento, comportamiento no asociado, deformaciones diferidas en el tiempo (fluencia) y dependencia de la permeabilidad de la deformación plástica (daño). Un elemento básico para la modelación de fracturas es el reblandecimiento del material y, por tanto, su fragilidad; en el modelo se establece que la velocidad de reblandecimiento es distinta para la cohesión que para el ángulo de fricción. Como se ha indicado anteriormente, la configuración de la EDZ solo se puede explicar por un comportamiento anisótropo de la resistencia de la roca. En la Figura 22 se muestra la variación de resistencia con la orientación de la muestra adoptada en los análisis. Se puede

observar que la resistencia máxima corresponde a una muestra cargada paralelamente a los planos de sedimentación y la resistencia mínima a una orientación intermedia.

La presencia de reblandecimiento y fragilidad en el análisis plantea dificultades importantes tales como la necesidad de reproducir la localización de las deformaciones en fracturas y la dependencia patológica de los resultados respecto a la malla empleada que requieren enfoques de cálculo no convencionales. Para estos análisis se ha adoptado un sistema de integración no local donde el comportamiento constitutivo en un punto determinado no solo depende de las variables en ese punto sino también de los valores de las variables en un entorno de dicho punto [12].

La configuración y extensión de la zona EDZ fracturada obtenidas en los cálculos numéricos se presentan en la Figura 23 para las dos orientaciones de las galerías. Se puede observar que se desarrollan fracturas localizadas en los análisis y que la extensión de las EDZ es prácticamente idéntica a las observadas en los dos casos. Las convergencias calculadas se muestran en la Figura 24, de nuevo para las dos orientaciones de las galerías. Se puede comprobar que se reproduce el patrón observado, mayores convergencias horizontales cuando la galería es paralela a la tensión principal horizontal mayor y mayores convergencias verticales cuando la galería es paralela a la tensión principal horizontal menor. En la Figura 24a, se han incluido las medidas de campo de la galería GCS para comparación. Los parámetros utilizados en los cálculos numéricos, así como el dominio de cálculo, la malla utilizada y las condiciones iniciales y de contorno pueden examinarse en [13, 14].

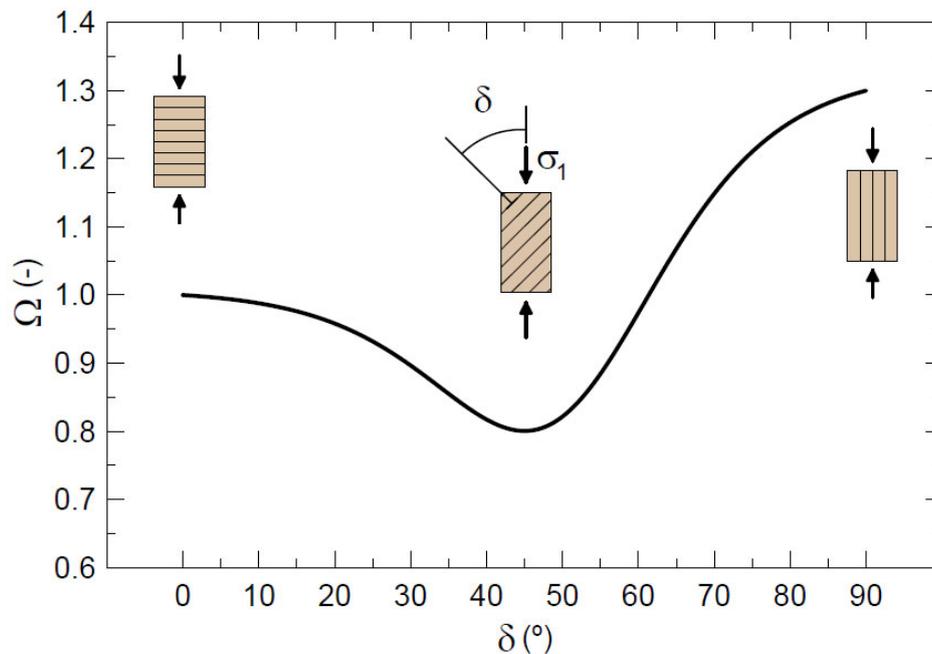


Figura 22. Variación relativa de la resistencia con la orientación de la muestra. Se toma como referencia la resistencia de una muestra cargada perpendicularmente a los planos de sedimentación

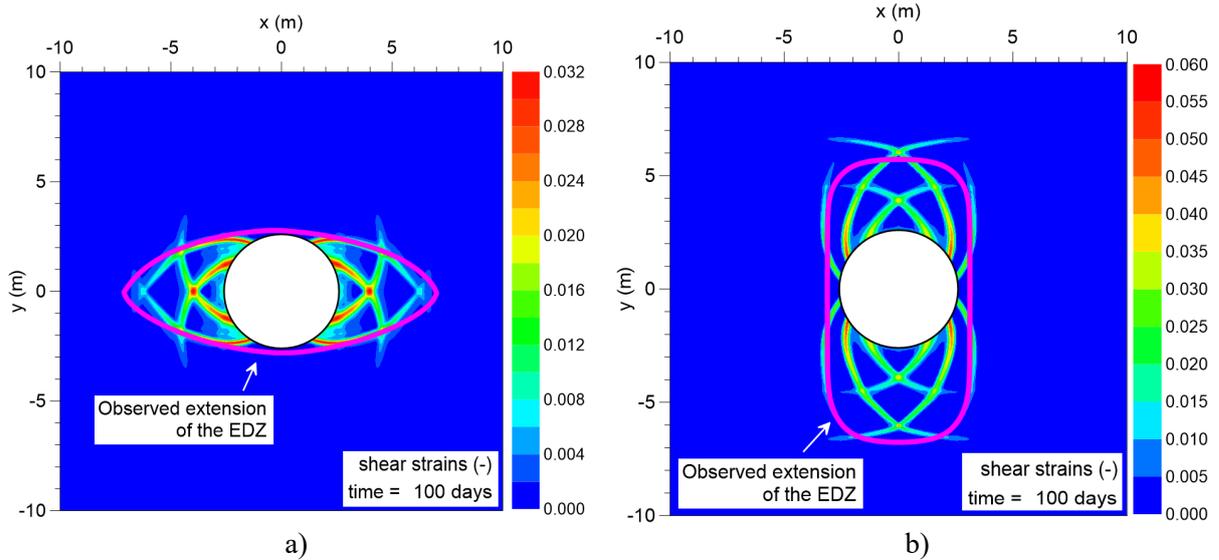


Figura 23. Extensión de la zona fracturada, EDZ. a) Galería paralela a la tensión principal horizontal mayor, b) Galería paralela a la tensión principal horizontal menor

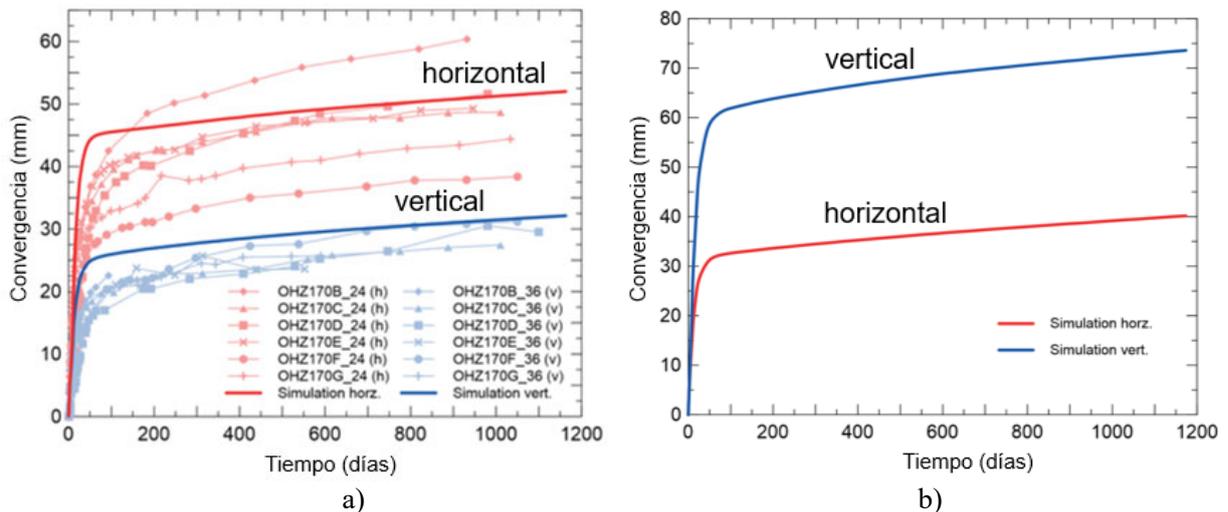


Figura 24. Convergencias verticales y horizontales calculadas. a) Galería paralela a la tensión principal horizontal mayor (se han incluido las observaciones de la galería GCS), b) Galería paralela a la tensión principal horizontal menor

El análisis se ha efectuado en condiciones hidromecánicas acopladas lo que permite calcular de forma consistente la generación de presiones de agua por la excavación y su evolución subsiguiente. Se ha obtenido una buena correspondencia entre las presiones de agua medidas y calculadas alrededor de la galería a GCS para distintos tiempos después de la excavación (Figura 25). Esta concordancia solo se consigue si se varía la permeabilidad con las deformaciones irreversibles (plásticas) del material. Como muestra la Figura 26, esta hipótesis conduce a un flujo de agua concentrado en las discontinuidades.

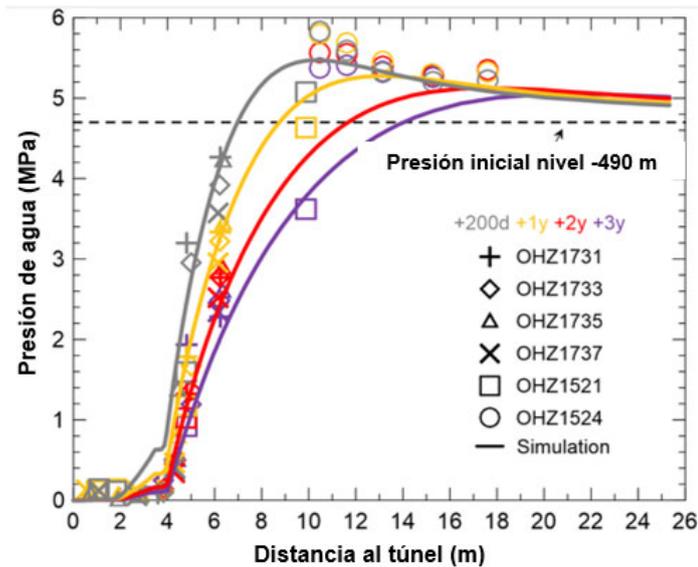


Figura 25. Presiones de agua calculadas y medidas [15] alrededor de la galería GCS en dirección horizontal para distintos tiempos después de la excavación

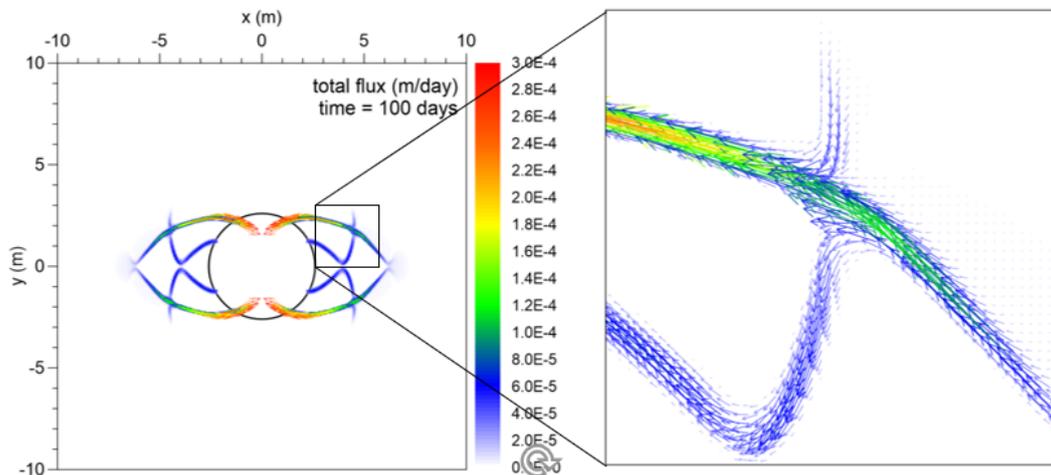


Figura 26. Vectores de flujo de agua calculados alrededor de la galería GCS, 100 días después de la excavación

## 5. Comentarios finales

Las observaciones de campo realizadas en el laboratorio subterráneo de Meuse / Haute-Marne han permitido estudiar en detalle el efecto de excavaciones a gran profundidad sobre una roca arcillosa y los mecanismos de comportamiento subyacentes. En esta ponencia se han examinado los efectos de las tensiones in situ y del tipo de revestimiento. Se ha comprobado que el sistema de tensiones in situ controlan de forma significativa la configuración y extensión de la zona fracturada alrededor de las galerías, que a su vez gobiernan el campo de desplazamientos que se producen en la roca cerca de la excavación. También se ha concluido que las observaciones de campo solo se explican si el comportamiento de la roca es anisótropo. Análisis numéricos con un modelo constitutivo apropiado y una formulación no local obtienen una buena representación de las observaciones de campo. Es de destacar que se consigue simular el desarrollo de fracturas y reproducir la dependencia de la configuración y tamaño de la zona fracturada (EDZ) del sistema de tensiones in situ correspondiente a cada orientación de la galería.

## Agradecimientos

Los autores agradecen el apoyo técnico y económico de ANDRA para este trabajo. El segundo autor ha sido respaldado por una beca Conacyt

## Bibliografía

- (1) Blatt, H., Middleton, G.V., Murray, R. (1980). Origin of sedimentary rocks. Englewood Cliffs, New Jersey, 2nd edition.
- (2) Franklin, J.A. (1983). Evaluation of shales for construction projects: an Ontario shale rating system. Report RR29, Research and Development Branch, Ministry of Transportation and Research, Toronto, 1983
- (3) Thury, M., Bossart, P. (1999). The Mont Terri laboratory, a new international research project in a Mesozoic shale formation. *Engineering Geology*, 52, 347-359.
- (4) Bastiaens, W., Bernier, F. (2006). 25 years of underground engineering in a plastic clay formation: the HADES underground research laboratory. *Geotechnical aspects of underground construction in soft ground* (K.J. Bakker et al., eds.), Taylor and Francis, London, 2006, 795-801.
- (5) Delay, J., Vinsot, A., Krieguer, J. M., Rebours, H. & Armand, G. (2007). Making of the underground scientific experimental programme at the Meuse/Haute-Marne underground research laboratory, North Eastern France. *Physics and Chemistry of the Earth* 32 (1-7), 2–18.
- (6) Gens, A. (2013). On the hydromechanical behaviour of argillaceous hard soils-weak rocks. In *Proceedings of the 15th European conference on soil mechanics and geotechnical engineering – geotechnics of hard soils – weak rocks* (eds. A. Anagnostopoulos, M. Pachakis and C. Tsatsanifos), vol. 4, pp. 71–118. Amsterdam, the Netherlands: IOS Press.
- (7) Djizanne, H., Zghondi, J., Armand, G., Conil, N., de La Vaissière, R. (2019). Some aspects of the hydro-mechanical behaviour of Callovo-Oxfordian (COx) claystone around a gallery parallel to the principal horizontal minor stress. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 17, 3–15. doi.org/10.1016/j.gete.2018.11.003
- (8) [G. Armand, Excavation Damaged Zone (EDZ) (2009): Caractérisation initiale, évolution et impact sur les déformations. D.RP.ALS.09.0029 ANDRA, Paris.
- (9) Armand, G., Leveau, F., Nussbaum, C., de La Vaissiere, R., Noiret, A., Jaeggi, D., Landrein, P. & Righini, C. (2014). Geometry and properties of the excavation-induced fractures at the Meuse/Haute-Marne URL drifts. *Rock Mechanics. Rock Engineering*, 47 (1), 21–41.
- (10) Wileveau, Y., Bernier, F. (2008). Similarities in the hydromechanical response of Callovo-Oxfordian clay and Boom clay during gallery excavation. *Physics and Chemistry of the Earth*, 33, S343-S349.
- (11) Mánica, M. A., Gens, A., Vaunat, J. & Ruiz, D. F. (2017). A time-dependent anisotropic model for argillaceous rocks.. Application to an underground excavation in Callovo-Oxfordian claystone. *Computers and Geotechnics*, 85, 341–350.
- (12) Mánica, M. A., Gens, A., Vaunat, J. & Ruiz, D. F. (2018). Nonlocal plasticity modelling of strain localisation in stiff clays. *Computers and Geotechnics*, 103, 138–150.
- (13) Mánica, M. A., Gens, A., Vaunat, J., Armand, G. & Vu, M. N. (2021). Numerical simulation of underground excavations in an indurated clay using non-local regularisation. Part 1: formulation and base case. *Géotechnique*, <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.246>.
- (14) Mánica, M. A., Gens, A., Vaunat, J., Armand, G. & Vu, M. N. (2021). Numerical simulation of underground excavations in an indurated clay using nonlocal regularisation. Part 2: sensitivity analysis. *Géotechnique*, <https://doi.org/10.1680/jgeot.20.P.247>.
- (15) Seyedi, D. M., Armand, G. & Noiret, A. (2017). ‘Transverse action’ – a model benchmark exercise for numerical analysis of the Callovo-Oxfordian claystone hydromechanical response to excavation operations. *Computers and Geotechnics*, 85, 287–305.

# CONDICIONANTES GEOTÉCNICOS DEL METRO DE DHAKA (BANGLADESH)

**PEDRO RAMÍREZ RODRÍGUEZ**  
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos  
TYPESA. Director Técnico de Geotecnia

## 1- Introducción

Con una población actual de aproximadamente 164 millones de personas, en una superficie de 147.570 km<sup>2</sup>, Bangladesh es uno de los países más densamente poblados del mundo, además de ser el octavo país con mayor número de habitantes (Figura 1).

En la actualidad, con una edad media de solo 26 años, el país tiene una población relativamente joven, y su economía ha venido creciendo, en los últimos años, con tasas del orden del 5-7% anual solo interrumpidas por efecto de la pandemia de Covid-19.

Dhaka, capital de Bangladesh, ya es la cuarta ciudad más poblada del mundo y se espera que su población aumente, desde algo menos de 20 millones de personas en 2021, a más de 27 millones en 2030.



*Figura 1. Estación ferroviaria en Dhaka, (Asia New, 2019)*

Este rápido crecimiento urbano y demográfico, que no ha ido acompañado de adecuadas infraestructuras de transporte, está provocando una creciente congestión del tráfico con la consiguiente pérdida de productividad, y aumento de problemas sanitarios y medioambientales.

Para mitigar la congestión del tráfico en la ciudad y mejorar la movilidad, el Gobierno de Bangladesh (GOB) promueve un sistema de transporte masivo que comprende 5 líneas de ferrocarril de tránsito rápido masivo (MRT) y dos líneas de tránsito rápido en autobús (BRT).

La primera línea de metro (línea 6 de MRT) está actualmente en construcción, mientras que las dos siguientes, líneas 1 y 5, están en fase de planificación y diseño, estando también en marcha las obras de las líneas de BRT. Estos programas de transporte masivo se complementarán con un desarrollo de nuevas carreteras y autopistas que incluye numerosos, puentes y pasos elevados.

Las líneas de BRT se construirán, tanto en altura como a nivel, y dentro de los derechos de paso de las carreteras existentes y futuras.

El sistema MRT consistirá en trenes de alta capacidad que circularán por vías elevadas (en viaducto) y subterráneas en algunos puntos. Dada la dificultad de implantar infraestructuras de transporte en superficie, como el BRT, y elevadas, como el MRT, debido a la escasez de espacio en las zonas densamente edificadas de la ciudad, para satisfacer las necesidades de transporte de toda la ciudad de forma integral, y a largo plazo, el Gobierno de Bangladesh ha decidido construir un sistema de metro subterráneo (subway), que se conocerá como el Metro de Dhaka.

El sistema de metro complementará y mejorará las capacidades de transporte proporcionadas por las rutas propuestas de MRT y BRT, y se integrará con estos sistemas para conseguir la máxima conectividad con la ciudad de Dhaka y su área metropolitana optimizando los usos del suelo y contribuyendo al crecimiento de la ciudad de forma económica y medioambientalmente sostenibles.

Para ello, en agosto de 2018 el GOB designó a TYPSA, en asociación con PADECO, BCL Associates Ltd., BETS, y KS Consultants, para proporcionar "*Servicios de consultoría para llevar a cabo el estudio de viabilidad y el diseño preliminar para la construcción del metro de Dhaka, Bangladesh*".

El alcance original del estudio ha evolucionado desde una red compuesta por 4 líneas, con una longitud total de aproximadamente 90 km, hasta una red de unos 250 km, distribuida en un total de 11 líneas de metro y siete áreas destinadas a talleres y cocheras.

El adecuado uso del espacio subterráneo en la ciudad exige la identificación de los aspectos que pueden condicionar el desarrollo de esta infraestructura, y la búsqueda de las soluciones constructivas adecuadas para disponer de una red de transporte subterráneo de gran capacidad, que sea viable, eficiente y sostenible.

Sin embargo, las particulares condiciones naturales, sociales y económicas de la ciudad de Dhaka constituyen un enorme desafío para el desarrollo de un proyecto de esta naturaleza entre los que los aspectos climáticos, geotécnicos, hidráulicos y constructivos ocupan un lugar predominante a los que el estudio en curso trata de dar la respuesta más adecuada.

## **2. La ciudad de Dhaka**

Dhaka es la capital y el centro administrativo, comercial, cultural y mercantil de Bangladesh. Desde que Dhaka se convirtió en la capital del país en 1971, varios factores socioeconómicos, como la creciente presión demográfica y los problemas de seguridad en las zonas rurales, así como las frecuentes catástrofes naturales, han provocado una afluencia de personas que buscan seguridad y oportunidades económicas en Dhaka, cuya población pasó, de poco más de un millón de habitantes en 1971, a más de 10 millones en 2001. Con una población actual de casi 20 millones de habitantes y un rápido ritmo de crecimiento, se espera que la región metropolitana de Dhaka cuente con unos 27 millones de habitantes en 2030.

Si además se considera el área metropolitana, se estima que la población de los seis distritos que rodean la ciudad (Dhaka, Gazipur, Manikganj, Munshiganj, Narayanganj y Narsinghdi) alcanzará los 36 millones de habitantes en 2024.

Dhaka produce más de un tercio del PIB total de Bangladesh y alberga aproximadamente un tercio de la población urbana nacional. Dhaka es la región más industrializada del país, que alberga el mayor número de fábricas de prendas de vestir, y géneros de punto, que generan la mayor parte de los ingresos del país.

Geográficamente, al igual que la mayor parte de Bangladesh, la mayor parte de la región metropolitana de Dhaka se compone de llanuras aluviales del Delta del Ganges relativamente planas y bajas, y, como tal, está sujeta a severas inundaciones anuales debidas a las fuertes lluvias monzónicas, a las mareas o a las crecidas fluviales debidas al deshielo de la nieve en el Himalaya.

Con una cota media de +6 sobre el nivel del mar, solo la propia ciudad de Dhaka está situada en un terreno ligeramente más elevado, entre los afluentes del río Meghna, Balu y Turag, y está relativamente libre de inundaciones. Pero el entorno sufre amplias inundaciones durante una buena parte del año lo que limita la expansión perimetral de las zonas ocupadas por la población. Esta circunstancia explica una de las concentraciones humanas de mayor densidad del mundo, con una población de más de 44500 hab/km<sup>2</sup>.

Se espera que las tendencias demográficas de las últimas décadas, que han dado lugar a un rápido crecimiento de la población, continuarán en las próximas décadas. El impacto de este rápido crecimiento tiene importantes consecuencias en la movilidad, accesibilidad y disponibilidad de residencia, empleo, educación y servicios sanitarios.

El sector del transporte en Dhaka incluye varios modos de transporte motorizados y no motorizados, todos compitiendo por el mismo espacio vial, donde el transporte no motorizado representa casi el 60% del total de los desplazamientos (Figura 2).



*Figura 2. Una calle de Dhaka (Dhaka Tribune 2019)*

Dada la diferencia de velocidad entre los modos motorizados y no motorizados, estos últimos tienen un impacto significativo en las operaciones de tráfico de los primeros y en la capacidad de la red de carreteras.

Actualmente Dhaka es una de las pocas ciudades de tamaño comparable que carece de una red de transporte masivo rápido, o incluso de un sistema de autobuses adecuadamente eficaz.

El deterioro de las condiciones de tráfico provoca un aumento de los retrasos y un empeoramiento de la contaminación atmosférica, y compromete seriamente la capacidad del sector del transporte para atender

las necesidades de los habitantes de la ciudad y para mantener el crecimiento económico y la calidad de vida.

La elevada proporción de viajes que ya se realizan en Dhaka mediante el transporte público, frente al uso del coche privado, proporcionan una gran oportunidad para que la ciudad de Dhaka desarrolle un sistema de transporte masivo eficiente que pueda ser viable, técnica y económicamente.

### 3. Condiciones geográficas y climáticas

Desde el punto de vista geológico, Bangladesh está situado en el Delta del Ganges, dentro de la cuenca de Bengala, cuya evolución está en relación directa con la orogenia del Himalaya y los consiguientes movimientos de elevación. La cadena montañosa del Himalaya y la meseta tibetana son el resultado de la colisión continental entre las placas india y euroasiática. A partir del levantamiento del Himalaya, se originó un vasto sistema de ríos para drenar el terreno elevado, transportando un enorme volumen de sedimentos, que están construyendo la mayor masa terrestre deltaica del mundo.

La topografía de Dhaka es casi plana, delimitada por una muy extensa red fluvial ríos. Los ríos Turah y Buriganga son los dos mayores cursos fluviales y discurren al este y oeste respectivamente de la ciudad de Dhaka (Figura 3).



Figura 3. Cauces fluviales en Bangladesh y en el entorno de Dhaka (Islam S., 2015)

La elevación de la superficie oscila entre 2 y 14 m sobre el nivel del mar, con un valor medio de 6 m. (Figura 4)

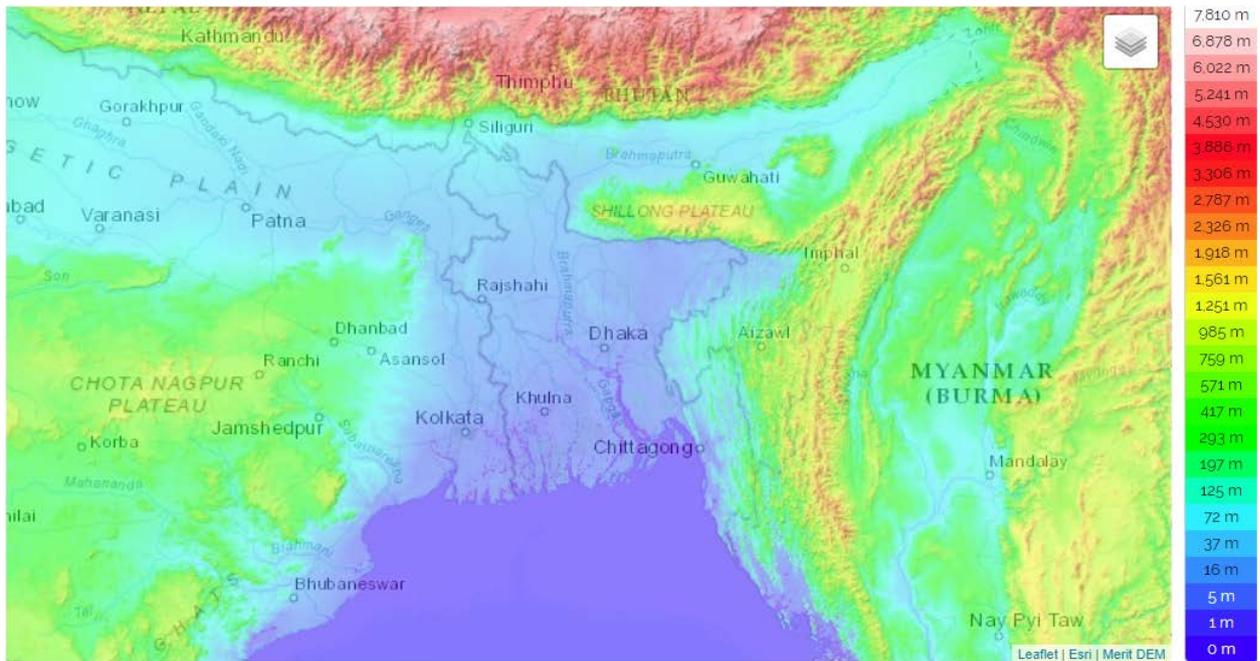


Figura 4. Topografía general de Bangladesh ([www.topographic-map.com](http://www.topographic-map.com))

Por sus condiciones hidrográficas y pluviométricas, la ciudad de Dhaka sufre inundaciones anuales en la época del Monzón (Figura 5).

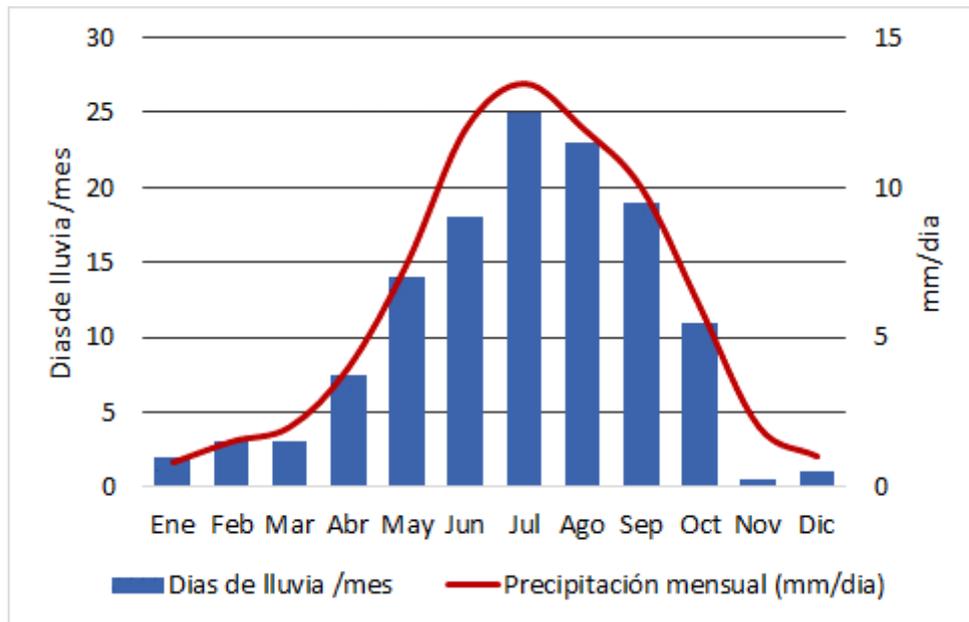


Figura 5. Precipitación anual media en Dhaka (TYP SA)



*Figura 6. Inundaciones del Monzón (Dhaka Tribune)*

Las depresiones que rodean la parte central de Dhaka se inundan periódicamente y mantienen las aguas estancadas durante largos periodos, incluso con lluvias relativamente moderadas (Figura 6).

En algunas zonas, los diques de protección construidos alrededor de la ciudad contribuyen a la obstrucción de los cursos fluviales dificultando el retorno natural del agua hacia los cauces principales.

#### **4. El proyecto**

Tras el estudio de movilidad y transportes y teniendo en cuenta la mitigación de los riesgos de construcción y la capacidad de intercambio y la interoperabilidad de los MRT, los BRT y los servicios ferroviarios, se han definido los corredores que ofrecerían la máxima accesibilidad, capacidad y conectividad (Figura 7).

El resultado sería una red de metro de 258 kilómetros distribuida en 11 rutas cuya construcción podría desarrollarse en los próximos 50 años para responder a las crecientes necesidades de tráfico de unos 50 millones de residentes.

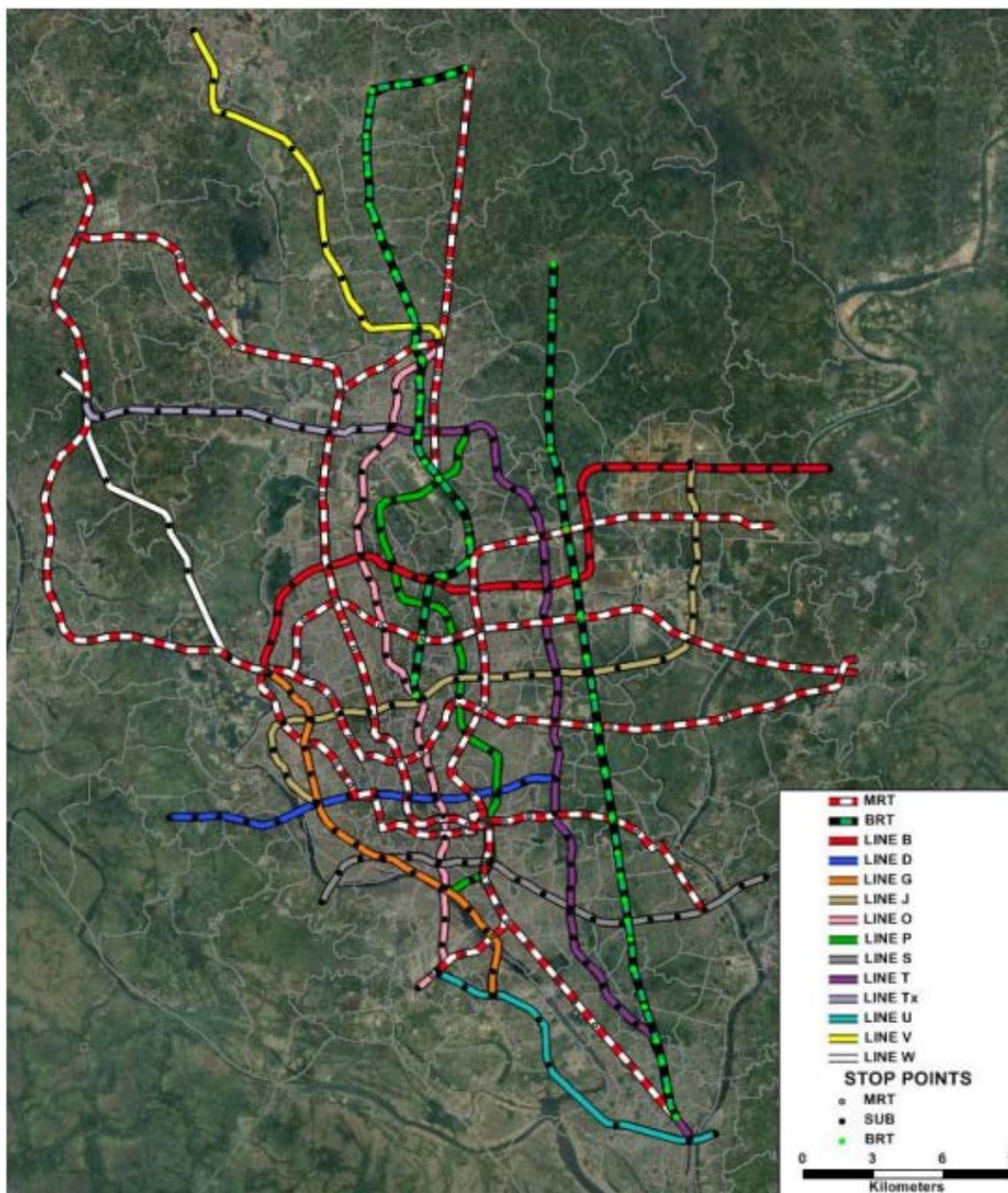


Figura 7. Esquema de planta de la red de transportes objetivo para 2070

El estudio de viabilidad actual propone desarrollar toda la red en tres fases hasta 2070 y las líneas prioritarias, B, O, S y T de las 11 rutas (Figura 8) se implementarían en la primera fase con el esquema indicado en la Tabla 1.

Línea	Longitud (km)	Tramo	Estaciones
B	19	Gabtolli-Bholabo	15
O	29	Jhilmil - cruce de Tongi	27
S	19	Keraniganj - Sonapur	18
T	35	Jahangirnagar - Narayanganj	33
<b>Total</b>	<b>102</b>		<b>93</b>

Tabla 1. Previsión de la primera fase de la red de metro en 2030

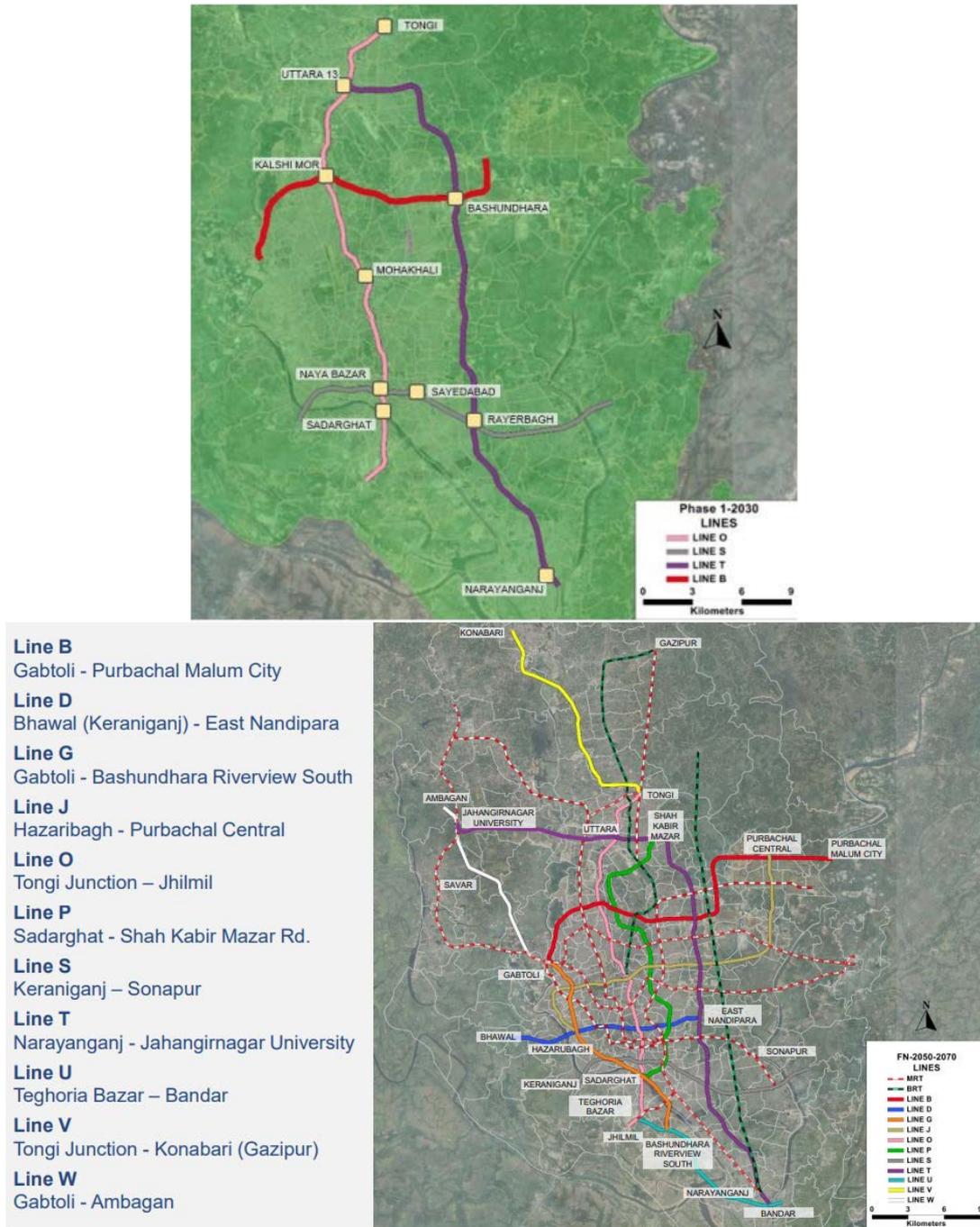


Figura 8. Esquema de plantas de la red básica de metro en 2030 y en 2070

Tras un estudio comparativo entre las dos alternativas habituales, bi-tubo o túnel único, para este caso, la tipología considerada más adecuada para la nueva red de metro se basa en un túnel único de vía doble con 9,2 m de diámetro interior, (con espesor de anillo típico de 40 cm en la mayor parte de los tramos, pudiendo incrementarse en zonas especiales de mayor sollicitación), lo que permite minimizar tanto los costes de construcción y de explotación, como las afecciones potenciales al entorno (Figura 9).

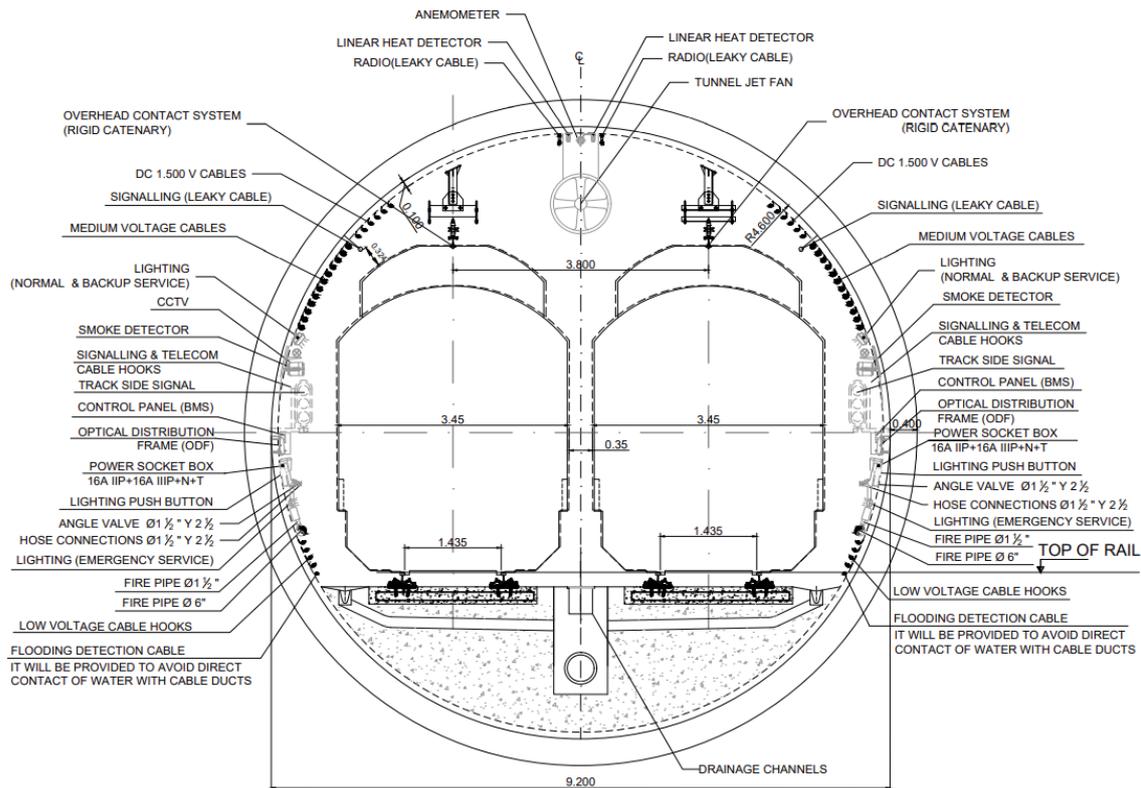


Figura 9. Sección tipo preliminar del túnel

Por el tipo de materiales a excavar el tipo de tuneladora que se considera más adecuado sería una TBM de tipo multimodal o de densidad variable con capacidad de trabajar tanto en modo de presión de tierras (EPB) como de hidroescudo (Slurry).

Dada la configuración de la ciudad, y por la existencia de cimentaciones profundas, el trazado de las líneas es relativamente profundo (Figura 10), al tener que situarse a la cota más superficial posible pero suficientemente alejado, tanto de los cauces de agua, como sobre todo de las cimentaciones existentes de edificaciones y viaductos urbanos, además de salvar cruces con futuras líneas. Los trazados emergen en rampas hacia la superficie que incorporarán los necesarios sistemas de drenaje transversal para limitar el efecto barrera en los cauces que intercepta.

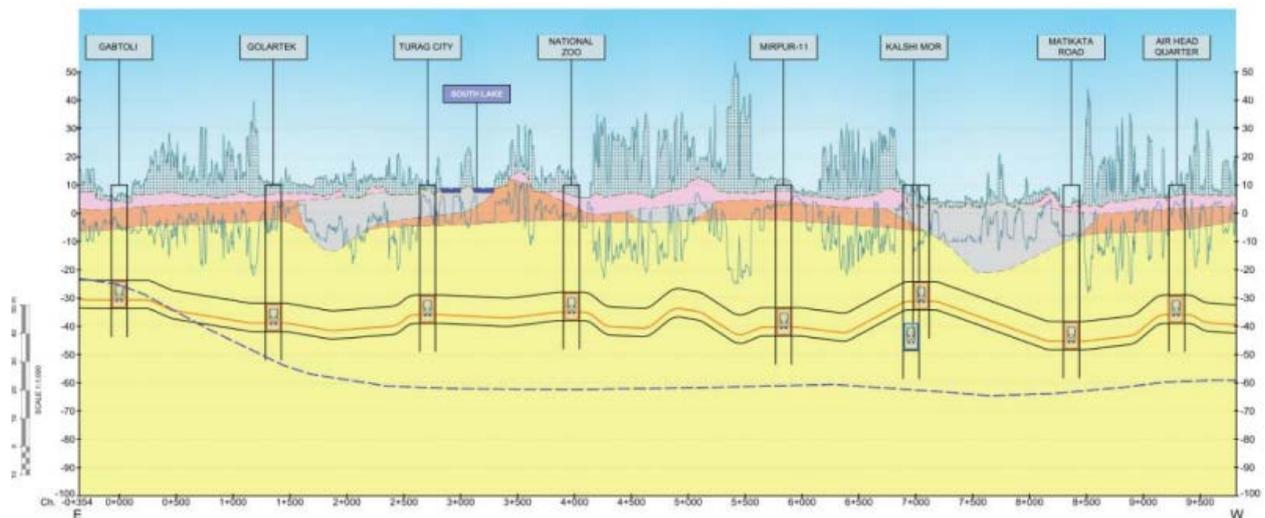


Figura 10. Perfil longitudinal de la línea B

Las estructuras subterráneas consideran posiciones del nivel de agua a cotas elevadas, en ocasiones muy por encima de la superficie del terreno, para hipótesis de máxima inundación, así como contrabóvedas y pilotes de gran diámetro como elementos de soporte de las losas de cubierta, y con capacidad de colaborar para hacer frente a los efectos de flotación y subpresión por empuje del agua.

Dada la profundidad de las estaciones y pozos de accesos y de ventilación, y la necesidad de prolongar el pie de las pantallas se considera el empleo de hidrofresas, para asegurar una adecuada verticalidad y solapes entre bataches, con capacidad de alcanzar profundidades de muros-pantalla de hasta 80 m y espesores máximos de 1,80 m para soportar los empujes del terreno y del agua freática.

Asimismo, se prevé la necesidad de incorporar intensos tratamientos del terreno (de lechada de cemento, de sodio-silicato, o Jet-Grouting, según las zonas) con distintas funciones; en particular para generación de pre-losas de terreno mejorado, a modo de estampidores que permitan al mismo tiempo y controlar la deformación de las pantallas, la estabilidad del fondo de las excavaciones, las filtraciones (o necesidades de bombeos temporal) mitigando los efectos de subsidencia sobre las cimentaciones y elementos enterrados en la zona de influencia de las excavaciones.

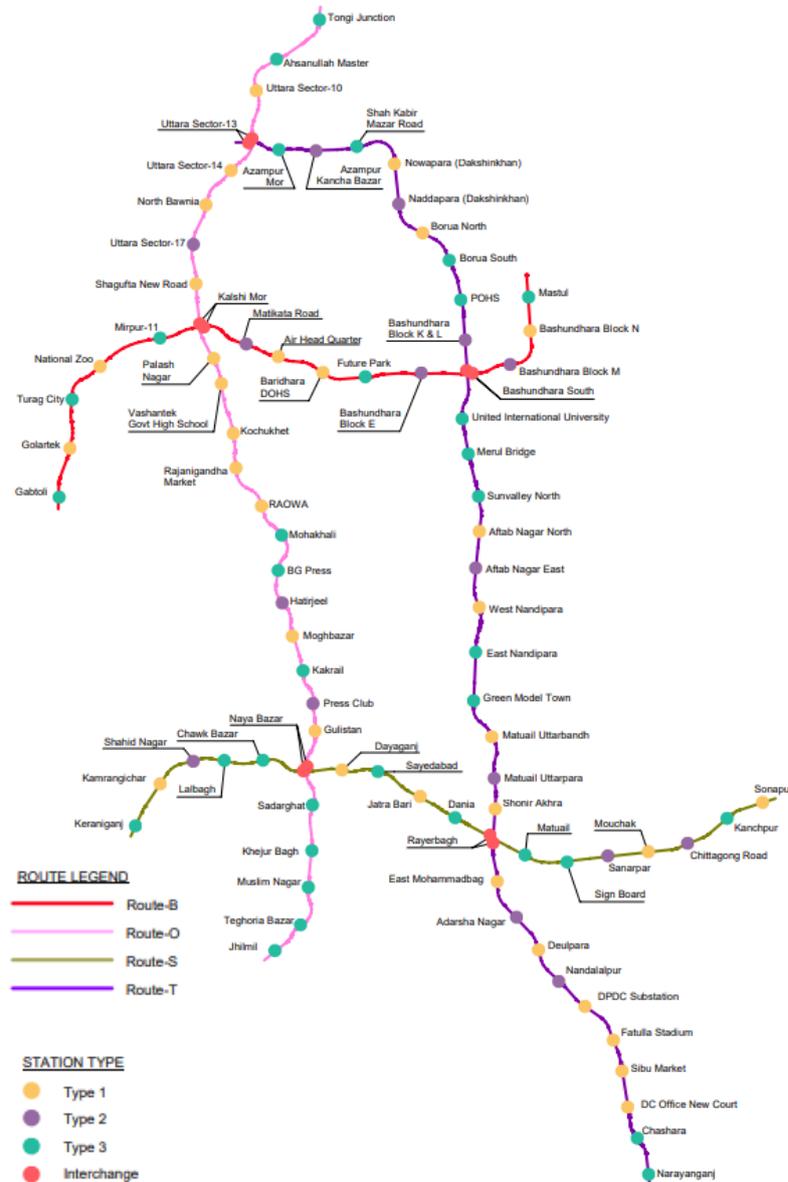


Figura 11. Esquema de la red objetivo en 2030

La capacidad final del sistema es de 60.000 viajeros por hora y sentido (pphd) para 2070, para lo que, en la etapa de diseño preliminar, se plantean distintos tipos de estación considerado diferentes escenarios según la disponibilidad de espacio, el esquema funcional y demanda de viajeros (Figura 11).

Además de las más frecuentes (tipos 1 a 3) se plantean las siguientes:

- Estaciones profundas tipo 4, en las que se requieren niveles adicionales debido a la mayor profundidad del nivel de las vías (Figura 12).
- Estaciones con pozos de evacuación adicionales, donde se requiere espacio adicional para las rutas de evacuación debido al mayor número de viajeros previsto.
- Estación de intercambio, donde se cruzan dos líneas. Se han diseñado dos conjuntos de andenes en diferentes niveles con comunicación adicional entre ellos.
- Estación terminal, en la que los elementos de comunicación vertical están dispuestos de forma diferente debido a los flujos de viajeros específicos de esta estación.
- Talleres y cocheras. (Espacios necesarios para la operación y mantenimiento del sistema. (Figura 13)

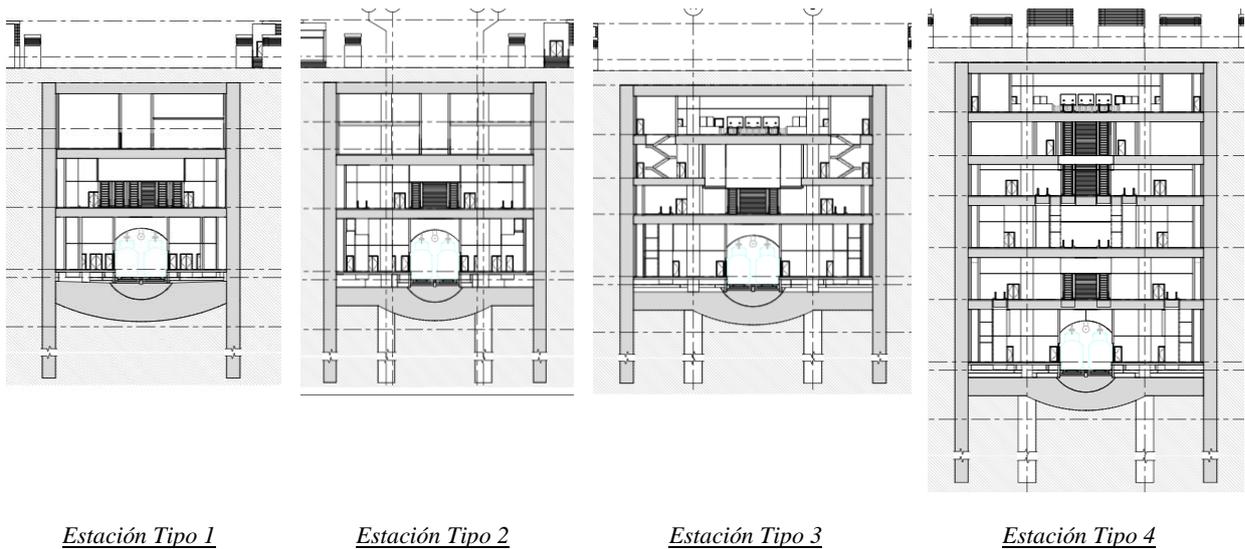


Figura 12. Esquemas de secciones de estaciones Tipo

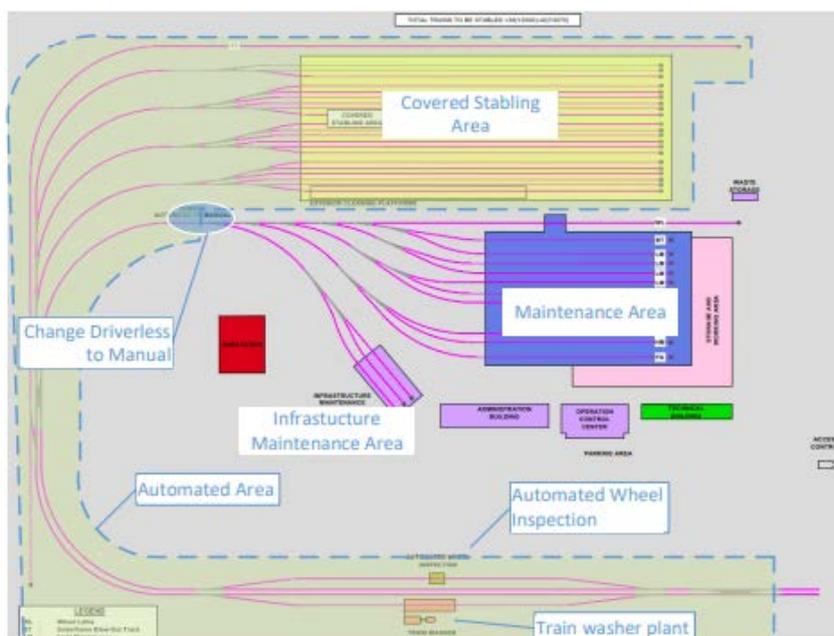


Figura 13. Esquema de las cocheras-taller (Depots)

Las estaciones y pozos se diseñan considerando que, durante la fase constructiva, según su posición en la ciudad, podrán tener empujes de agua limitados a la situación temporal y local que corresponda al momento de la construcción. Pero considerando la vida útil y cambios potenciales, para situaciones de máxima inundación, o en previsión de recuperación de los niveles de agua a cotas relativamente elevadas, las estructuras subterráneas deberán soportar elevados empujes de terreno y agua, y, en consecuencia, muy apreciables efectos de subpresión y de flotación.

Para ello se consideran formas de contrabóveda, losas y elementos de lastre (rellenos en cubierta y forjados intermedios), y/o pilas-pilote y muros-pantalla de gran capacidad, lo que supone considerar, con cierta frecuencia, muros-pantalla de 80m de profundidad y 1,80 m de ancho, y pilas-pilote de hasta 90 m y 2,4 m, de profundidad y diámetro, respectivamente.

Las excavaciones, tanto para las estaciones, pozos o rampas, como de los túneles y galerías, generarán un considerable volumen de materiales, más de 25 Mm<sup>3</sup>, para la red de 90 km.

Por su naturaleza fundamentalmente arenosa, se prevé la re-utilización de la práctica totalidad del material excavado en la configuración de rellenos y terraplenes, concretamente para las áreas destinadas a cocheras y talleres, y para nuevos desarrollos urbanos en zonas actualmente inundables, previo tratamiento de estabilización en los casos en los que se emplee lodo bentonítico, polímeros o espumas para acondicionamiento del terreno durante su excavación.

## 5. Características geológicas, geotécnicas e hidrogeológicas

### Geología

Bangladesh se encuentra sobre el mayor delta aluvial de la tierra -Ganges – Brahmaputra –Meghna- (GBM Delta Complex), situado en la Cuenca de Bengala. Su evolución transcurre paralela a la de la cordillera del Himalaya, a partir de la cual, un complejo sistema de ríos ha depositado, a lo largo de la evolución geológica de la zona, un enorme volumen de sedimentos fluvio-deltáicos.

Bangladesh, por tanto, se asienta sobre materiales de composición fundamentalmente granular a excepción de zonas con presencia de suelos arcillosos, de mucha menor entidad (Figura14).

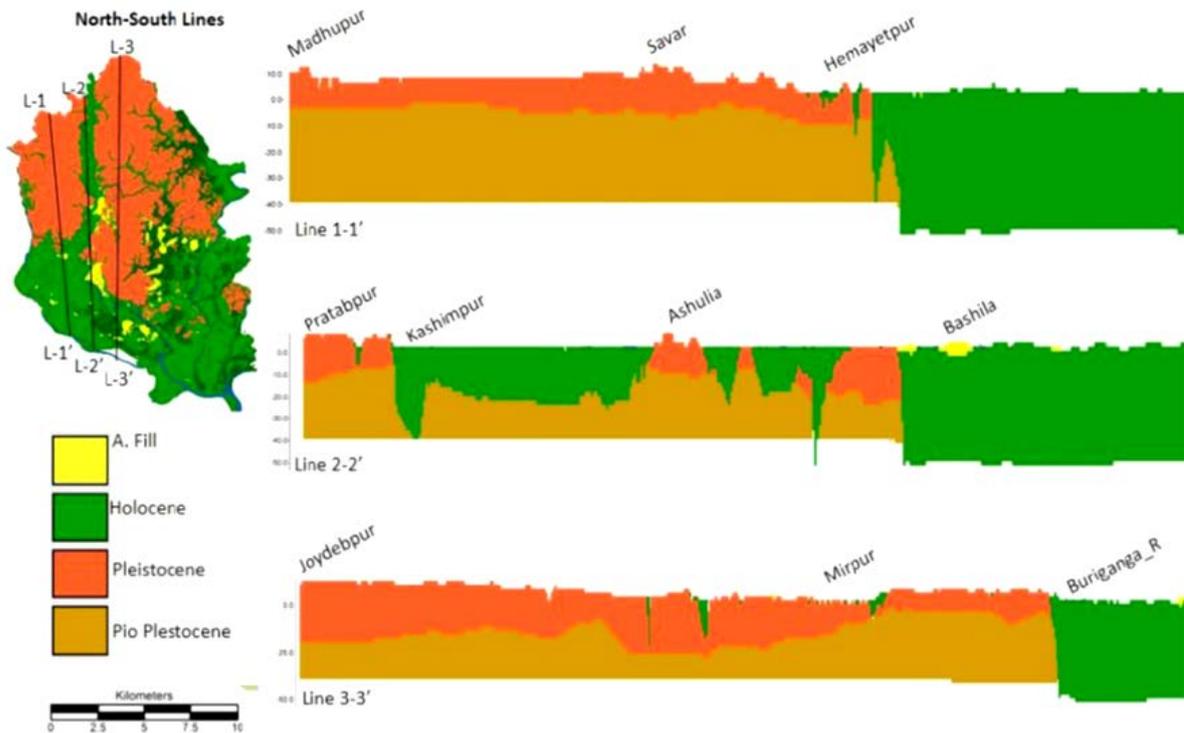


Figura 14. Perfiles geológicos tipo Norte-Sur (Geological Survey of Bangladesh)

Durante el desarrollo urbano se ha llevado a cabo un importante proceso de relleno de los canales y depresiones con el fin de construir nuevas áreas de ocupación y de viales. Este proceso es más frecuente en las nuevas zonas de expansión de la ciudad a lo largo de las llanuras de inundación que contornean la ciudad de Dhaka.

Estos rellenos se pueden componer de mezclas heterogéneas de materiales muy diferente procedencia, como excavaciones en arcillas de Madhupur, suelos de los depósitos holocenos, y materiales residuales de la construcción.

Bajo los rellenos antrópicos erráticos, propios de la actividad humana y del desarrollo urbano de la ciudad, las formaciones geotécnicas identificadas son las siguientes:

### Holoceno (HS y HD)

Los depósitos del Holoceno, la unidad geológica más reciente, constituyen la formación *Basabo* desde el punto de vista estratigráfico, y están compuestos por sedimentos fluviales y mareales recientes.

Los sedimentos Holocenos recientes rodean la terraza formada por la formación Madhupur y son en general depósitos granulares de granulometría variable en función de su origen y transporte.

Se trata de sedimentos fluviales y de marea recientes, localizados, en las márgenes oriental, meridional y occidental de Dhaka (llanuras aluviales de inundación), así como en diques naturales, barras puntuales, barras laterales, depresiones de humedales pantanosos o cenagosos, canales abandonados, barrancos erosionados y valles incisos de la superficie de la Terraza Madhupur

Cerca de la llanura de inundación del río Buriganga, los espesores oscilan entre 12 m y más de 70 m, en el resto de la zona investigada de Dhaka el espesor está entre 7 m y 24 m.

Se han considerado dos unidades: Holoceno flojo o blando (H-S), con golpes típicos de SPT menores de 10, y Holoceno Denso (H-D). (Figura 15)

La unidad blanda del Holoceno consiste, generalmente en limo arcilloso de color gris a gris oscuro, de consistencia muy blanda a rígida, con restos de arena o algo de arena fina, y en ocasiones con contenido orgánico. En ocasiones, a poca profundidad, se presenta como arcilla limosa de color gris rojizo, ligeramente oxidada.

La unidad densa del Holoceno consiste en arena fina a media, gris, densa a muy densa, con limo, o arena fina gris oscura con restos de limo y arena fina a media gris clara. A veces son frecuentes las capas intercaladas de color gris a gris oscuro, duro, limo arenoso o arcilla limosa con arena fina.

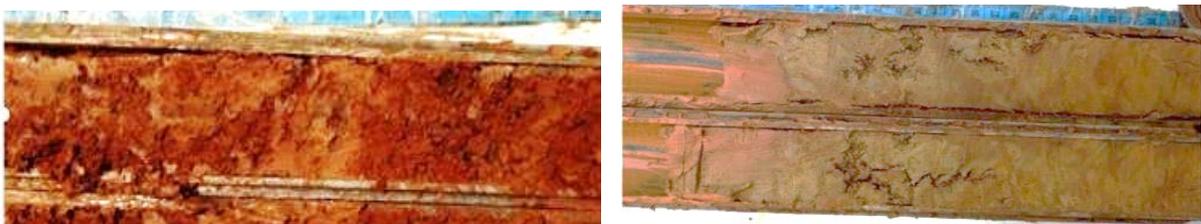


*Figura 15. Suelos del Holoceno finos y arenosos*

### **Madhupur clay (MC)**

La formación geológica de la arcilla de Madhupur está formada por sedimentos cuaternarios de edad pleistocena. Su origen es residual, habiéndose formado por la alteración química de sedimentos clásticos con tamaño de arcilla limosa micácea a arcilla arenosa, con caolinita e illita como minerales predominantes, de color gris amarillento, anaranjado, claro a rojo ladrillo y grisáceo cuya consistencia varía desde muy blanda a rígida (Figura 16).

Su espesor máximo es unos 25 m, siendo típicamente de entre 7 a 12 m, contiene pequeñas trazas de materia orgánica, y la fracción de arena aumenta con la profundidad, cerca del contacto con la formación inferior Dupi Tila sobre la que se deposita.



*Figura 16. Madhupur Clay*

### **Dupi Tila (DT-CG y DT-FG)**

Por debajo de la Madhupur Clay se encuentra la formación Dupi Tila, de edad Plio-Pleistocena, compuesta fundamentalmente por arenas limosas medias a gruesas, de granulometría creciente en profundidad, muy densas y con intercalaciones arcillosas.

Es la unidad más antigua en la zona de la ciudad de Dhaka, con una edad comprendida entre el Plioceno y el Pleistoceno inferior (Terciario superior - Cuaternario superior).

Se extiende hasta la zona más profunda de la cuenca de manera que su espesor alcanza los 2.500 ms.

El grupo geotécnico Dupi Tila comienza con una capa de arcilla limosa. Esta unidad de Dupi Tila de grano fino consiste en arcilla limosa o limo arcilloso, gris a gris oscuro con trazas de arena fina. En ocasiones se presenta como arcilla o limo gris-rojiza a marrón rojizo. Estos lentejones limo-arcillosos se han encontrado en los sondeos a profundidades variables, con espesores entre 2 m y 40 m.

Sobre esta capa, tras un contacto erosivo, se han depositado las arenas de Dupi Tila, conformando un gran delta fluvial que se fue extendiendo progresivamente hacia el sur.

Se trata de arenas masivas de grano fino a medio, normalmente consolidadas, ligeramente cementadas con óxido ferruginoso y enlaces arcillosos. Se trata de una arena de color marrón amarillento a marrón rojizo, masiva a laminada, con bastante limo y trazas de arcilla. Se han observado gravas silíceas redondeadas, pero son muy escasas (Figura 17). En ocasiones la arena es de color marrón grisáceo a gris, normalmente cuando se encuentra debajo de capas gruesas de arcilla.



Figura 17. Dupi Tila

### Geomorfología

Desde el punto de vista geomorfológico la terraza de Madhupur representa la zona más alta de Dhaka y está rodeada por extensas llanuras de inundación (*flood plains*) desarrolladas por los principales ríos (Figura 18). Estas llanuras aluviales son muy planas, ocupan las zonas bajas y están rellenas de los suelos blandos del Holoceno.

La Terraza de Madhupur está muy diseccionada por numerosos valles que corresponden a diferentes morfologías fluviales: canales fluviales abandonados, barrancos, pantanos, antiguos diques, motas y barras de canal. Además de ser formas erosivas, muchas de ellas también representan una variedad de tipos de suelo del Holoceno.

Desde el punto de vista geomorfológico, las áreas de la llanura de inundación son propensas a eventos anuales y excepcionales de inundación repentina, principalmente relacionados con las lluvias monzónicas. En función de su elevación respecto al nivel del mar, se pueden diferenciar tres tipos de zonas potenciales a la inundación:

- Anualmente inundadas, que corresponden a zonas muy bajas que se inundan cada año (llanura de inundación y terrenos pantanosos).
- Inundadas excepcionalmente, correspondientes también a zonas bajas, pero con más elevación, que sólo se inundan durante las crecidas estacionales (llanuras de inundación y barrancos que diseccionan la terraza de Madhupur).
- Zonas no inundables, correspondientes a zonas elevadas de la Terraza Madhupur.

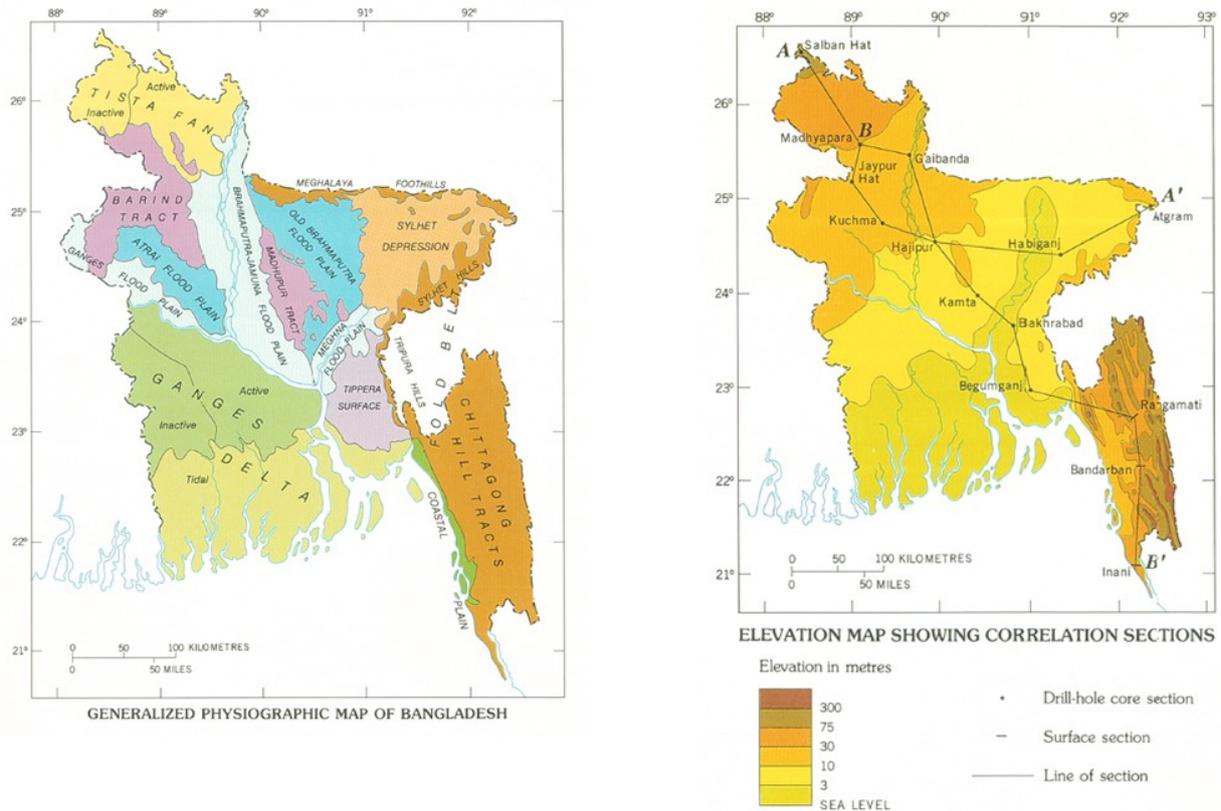


Figura 18. Mapas fisiográficos y elevaciones en Bangladesh (Geological Survey of Bangladesh, 1990)

### Hidrogeología

En entorno de la ciudad de Dhaka está situado en un paquete de sedimentos de más de 2000 m de espesor con edades comprendidas entre el Mioceno (Terciario) y el Holoceno (Cuaternario), que corresponden a la parte más superficial de los depósitos del Complejo Delta GBM.

La tasa de sedimentación y el hundimiento no fueron uniformes durante el Cuaternario. Así, pueden encontrarse sedimentos de litologías y edad geológica muy diferentes a profundidades similares.

Los sistemas acuíferos desde el punto de vista geológico son los siguientes:

- **Acuífero Plio-Pleistoceno:** está formado por materiales granulares situados bajo la formación Madhupur Clay. Se compone de arena de color marrón a gris, de media a gruesa, con algunos lechos de guijarros intercalados en algunos lugares. Proporciona toda el agua para la ciudad de Dhaka y no está contaminada por arsénico. Este acuífero corresponde a las arenas de Dupi Tila.
- **Acuífero del Pleistoceno tardío-Holoceno temprano:** Este acuífero es discontinuo y el agua no está contaminada por arsénico.
- **Acuífero del Holoceno medio:** Corresponde a una secuencia arenosa que se vuelve más gruesa en la parte superior. Varía mucho tanto vertical como horizontalmente. La mayor parte del agua de Bangladesh se ha venido extrayendo de este acuífero y está muy afectada por la contaminación por arsénico.
- **Acuífero del Holoceno superior:** Estos acuíferos se desarrollan en todas las zonas deltaicas y de llanura de inundación. Contiene varias capas de arena lenticulares apiladas e interconectadas y la

contaminación se propaga verticalmente de un lugar a otro. El agua también está muy afectada por la contaminación por arsénico.

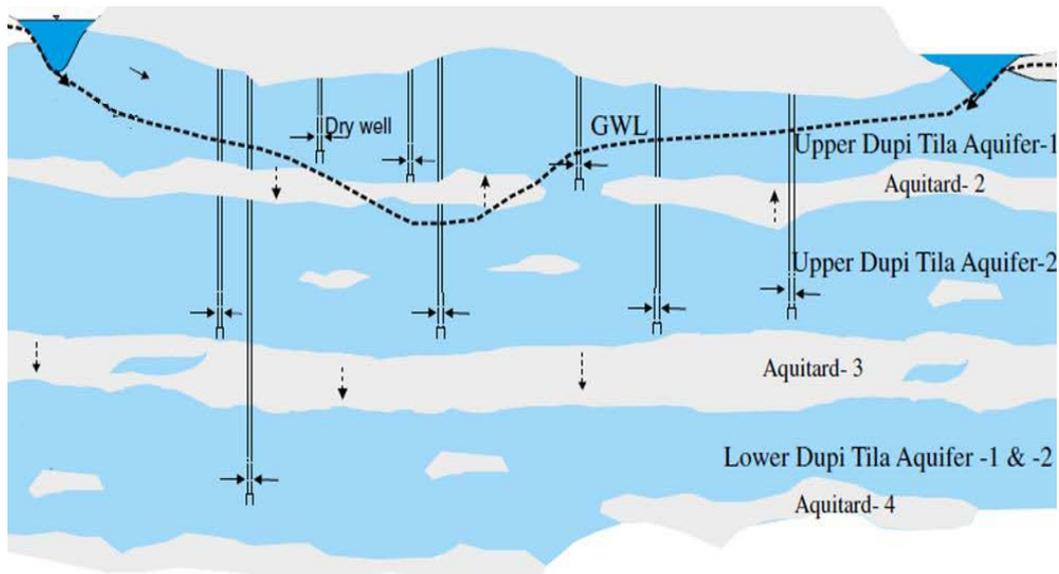


Figura 19. Esquema hidrogeológico en Dhaka (Kai M. Hermann (2016))

Rodeada de numerosos cauces, fluviales, canales, y zonas inundables, la superficie media de la ciudad de Dhaka está en torno al nivel +6,0. En la mayor parte de la ciudad de Dhaka existen niveles de agua colgada en materiales del Holoceno, sobre la arcilla de baja permeabilidad de la formación Madhupur

La formación Dupi Tila constituye una sucesión de acuíferos confinados y semi confinados de arenas medias – gruesas, que se recargan lateralmente a partir de la infiltración de los cursos de agua superficiales, pero también del agua de lluvia, del drenaje superficial y de las filtraciones de la red de abastecimiento, y constituye el acuífero más importante del que se abastece la población. (Figura 19).

Los materiales Holocenos constituyen un buen acuífero, pero sus aguas no son adecuadas para el consumo humano.

La extracción masiva de agua para el abastecimiento ha deprimido los niveles a razón de 2 – 3 m/año hasta alcanzar, en la actualidad, profundidades cercanas a los -80 m en algunos puntos. Este efecto a su vez está provocando una subsidencia generalizada en Dhaka, aunque los valores de asiento estimados son relativamente moderados.

Con el rápido crecimiento de la población de Dhaka, este descenso puede representar un grave problema para el suministro de agua de Dhaka, que exige a corto plazo la necesidad de construir pozos más profundos. Sin embargo, se prevé que, en el futuro, y a medio plazo, los pozos de bombeo puedan ser sustituidos por otros sistemas de abastecimiento de agua en Dhaka, lo que permitirá que el aprovechamiento del agua subterránea se reduzca progresivamente, favoreciendo que el nivel freático ascienda recuperando su cota natural inicial.

En la figura 20 se muestran descensos del cono de depresión con un máximo de -70 m en el año 2008 superado en la actualidad en algunos puntos.

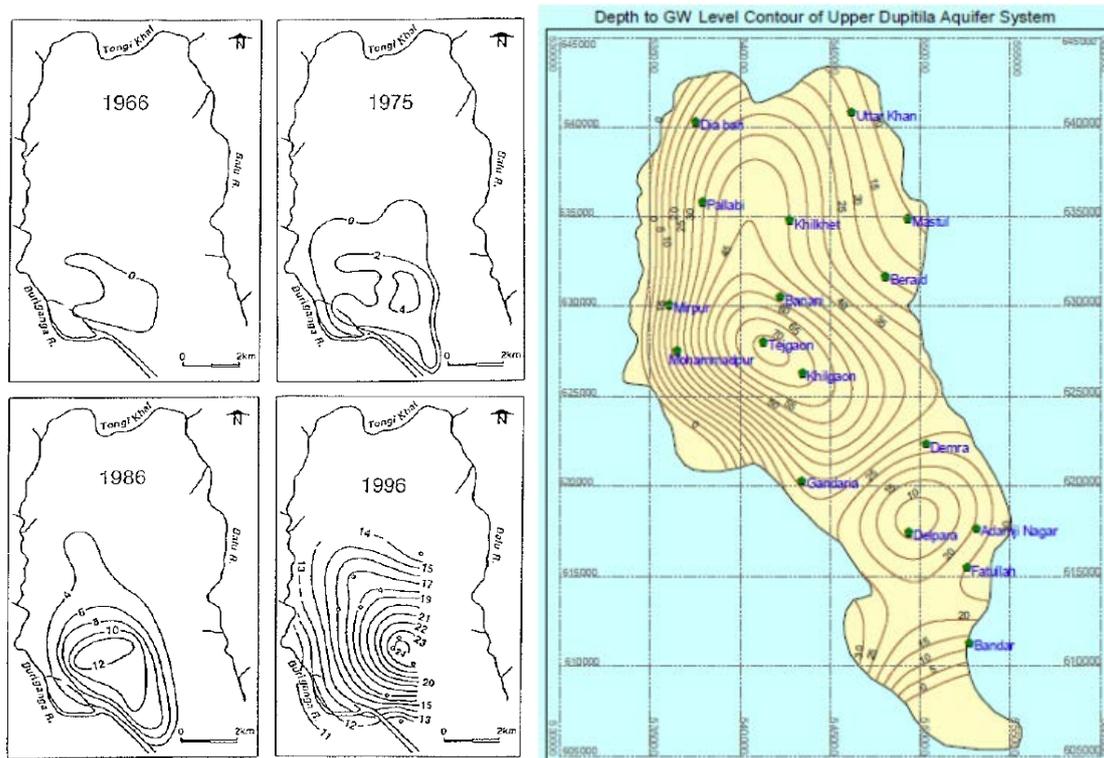


Figura 20. Conos de depresión en los niveles de agua de contorno en el sistema acuífero superior de Dupi Tila (Kai M. Hermann (2016))

Según los datos disponibles se determina que el nivel de agua varía entre, en los corredores por los que discurren los trazados, entre los 70 m de profundidad en el centro de Dhaka hasta una profundidad mínima de unos 20 m en las afueras de la ciudad.

En el entorno del río Buriganga existe un nivel de agua subterránea que está influenciado por el nivel de agua del río. Se ha considerado que el nivel de las aguas subterráneas en esa zona corresponde al nivel más común del nivel de agua a la cota +2,0.

Para los análisis el nivel freático se establece coincidiendo con el nivel del río Buriganga, que se encuentra a unos 4 m de profundidad, que corresponde a la cota +2,0. Para comprobaciones a largo plazo en superficie la cota máxima de inundación, variable según las zonas puede llegar a alcanzar la +8 o incluso superarla.

### Tectónica y sismicidad

Situada al sur de la antefosa de Bengala, en la denominada Depresión de Dhaka, Bangladesh se encuentra en una zona tectónicamente activa, próxima a los límites de las placas India y Euroasiática.

No existen evidencias de plegamientos superficiales en la ciudad, aunque el área central se ha elevado más de 5 m debido a movimientos diferenciales entre bloques.

Se han identificado al menos 6 fallas activas en Dhaka, que delimitan dos bloques elevados al Norte y Este, y dos bloques deprimidos al Sur y Oeste.

Dhaka y alrededores se encuentran en la Zona Sísmica Moderada con  $PGA = 0,18g$  (Pagani et al, 2018) con numerosos terremotos menores que constituyen algunas fuentes sísmicas con potencial para generar terremotos de  $M_w=7$  a 8, y relativamente cercana a los epicentros de grandes terremotos de magnitud cercana a 9 (Figura 21).

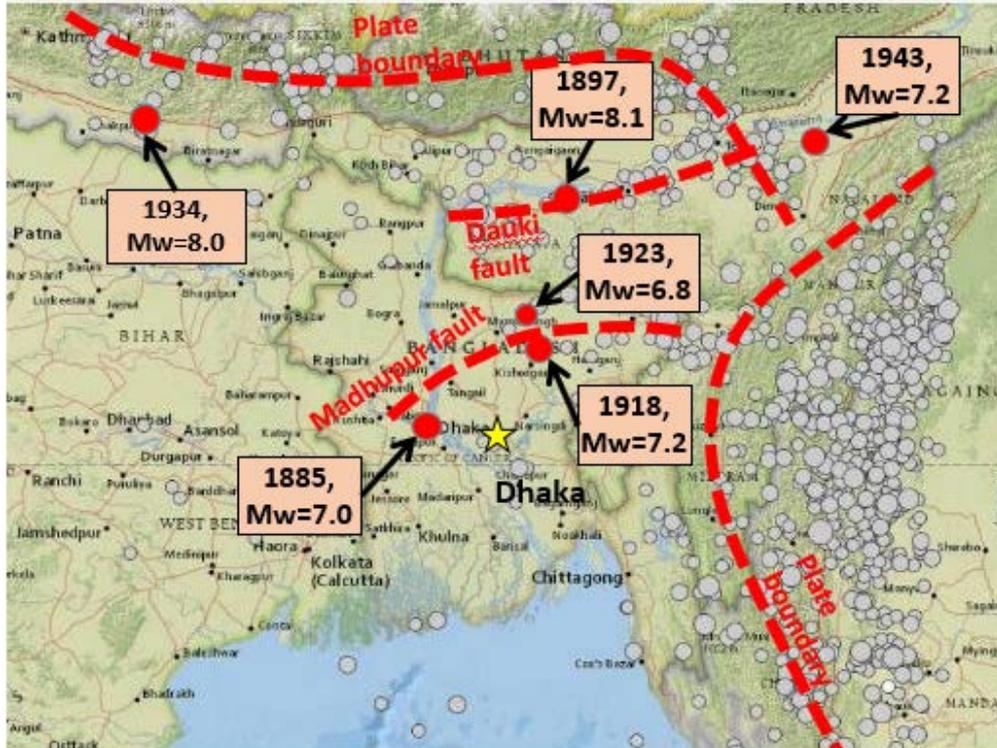


Figura 21. Zonas de contacto y sismos registrados (elaboración propia con datos de USGS)

Basado en lo anterior y en las referencias técnicas habituales (AASHTO 2017), se consideran dos escenarios:

- Escenario FEE: Las infraestructuras subterráneas deben resistir sin daños.
- Escenario SEE: Las infraestructuras subterráneas deben ser estables, sin colapsar, pero se permite algún daño.

Estos escenarios se evalúan para periodos de retorno de 475 y 2475 que corresponden a una probabilidad de ocurrencia, en 50 años, del 10% y del 2%, respectivamente. Los valores considerados se indican en la Tabla 2.

Escenario	Periodo de Retorno T (años)	PGA (Roca)	PGA (en superficie en suelos tipo C)
FEE: Functionality Evaluation Earthquake	475	0,18 g	0,26 g
SEE: Safety Evaluation Earthquake	2475	0,50 g	0,50 g

Tabla 2. Valores de aceleraciones sísmicas considerados

## 7. Cimentaciones

Las zonas más idóneas para la construcción de infraestructuras coinciden con las áreas elevadas del Madhupur, en parte porque son zonas no inundables y en parte porque las características geotécnicas de los materiales no son desfavorables a pesar de su naturaleza arcillosa.

En general, los edificios construidos sobre la formación Madhupur Clay se cimentan superficialmente hasta alturas de edificios de hasta 10 plantas. Para edificios de gran altura, o pilas de viaductos, la cimentación suele ser profunda, con pilotes que se empotran en la formación Dupi Tila.

Los edificios construidos sobre formaciones Holocenas necesitan sistemáticamente cimentación profunda a partir de una cierta altura.

Para estimar las posibles profundidades de pilotes existentes se ha realizado una intensa búsqueda de información a partir de la cual se han establecido correlaciones considerando distintas variables como la situación en la ciudad, el número de plantas y las formaciones geotécnicas sobre las que se cimentan. (Figura 22)

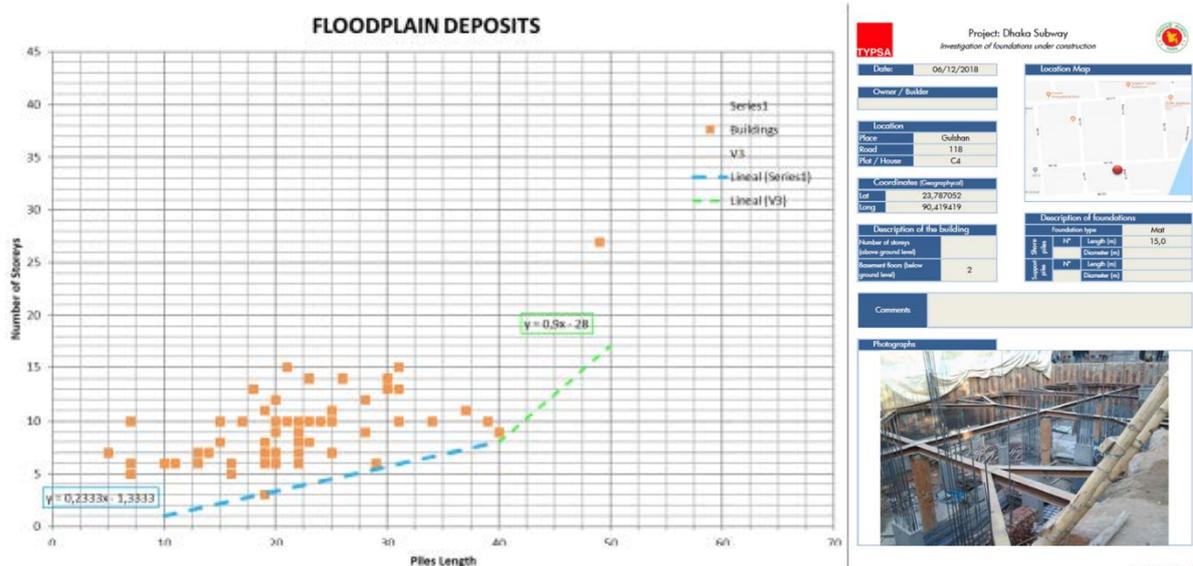


Figura 22. Análisis de profundidad de pilotes (TYP SA)

A partir de información topográfica y de imágenes de satélite se han desarrollado modelos digitales incorporando algoritmos en herramientas de información geográfica qGIS para interpretar la ciudad y los volúmenes de cimentación para cientos de miles de edificios, lo que permite establecer zonas de resguardo que considera el trazado, con objeto de minimizar la afección potencial a las estructuras en la zona de influencia de las excavaciones (Figura 23).

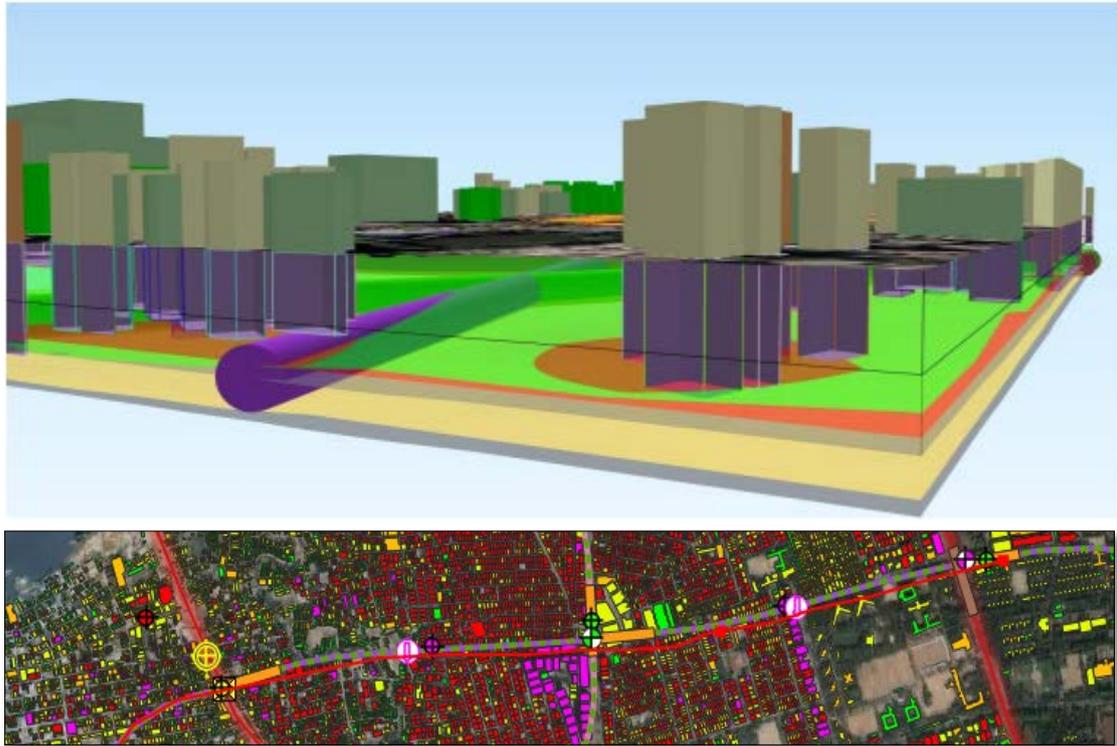


Figura 23. Interpretación de profundidades de cimentación mediante qGIS (TYP SA)

## 8. Reconocimientos de campo y ensayos de laboratorio

Los reconocimientos comenzaron en febrero de 2019 y se han ido adaptando a los distintos trazados de la red que se han considerado a lo largo del desarrollo del avance del estudio (Figura 24). Las dificultades climáticas y logísticas, y el fuerte impacto en el cese de la actividad, como consecuencia de los efectos de la pandemia COVID-19, han condicionado fuertemente el normal desarrollo de los trabajos de campo.

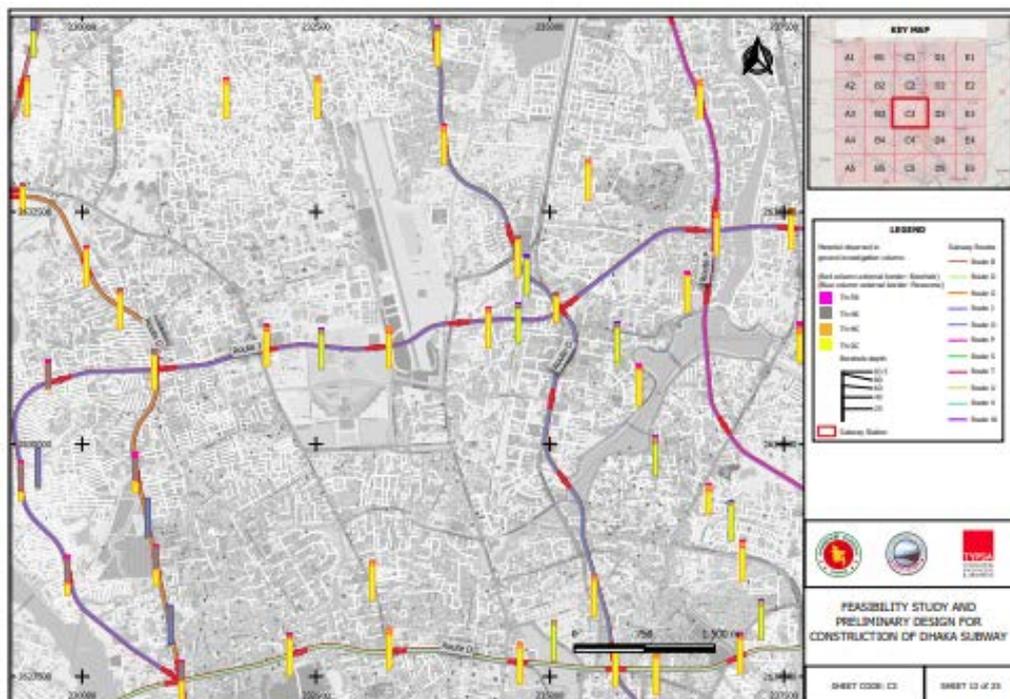


Figura 24. Esquemas de columnas estratigráficas por zonas (TYP SA)

El estudio ha contemplado, además de búsqueda de registros históricos disponibles, en la realización de:

- Calicatas
- Registros geofísicos
- Sondeos a destroza con toma de muestras alteradas (SPT) e inalteradas (*Shelby* y *Mazier*)
- Penetración estática mediante piezocono sísmico S-CPTU

Los reconocimientos geofísicos han consistido en lo siguiente:

- 2.100 m de tomografía eléctrica ERT, para medida de la resistividad, en 7 perfiles con extendimientos de 300 m de longitud reconociendo hasta 70 m de profundidad (Figura 25).
- Refracción sísmica para el estudio de la dispersión de las ondas superficiales (Rayleigh, y Love) generadas por fuentes de ondas provocadas (activa) o provenientes del ruido ambiental (pasiva), a partir de la cual se obtienen las velocidades de las ondas de cizalla ( $V_s$ ) (Figura 26).
  - 16.560 m de *Microtremor Array Method* (MAM o REMI)
  - 4.200 m de *Multichannel Analysis of Surface Waves* (MASW)

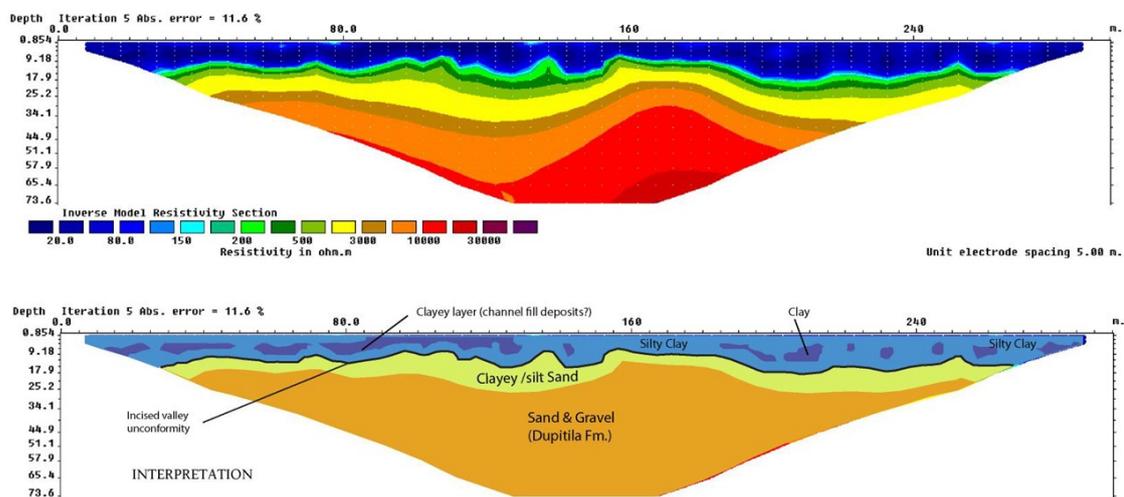


Figura 25. Perfiles ERT. Arriba: Sección de la inversa de la resistividad. Abajo: Interpretación en la zona de Shadhargat, (GT-005)

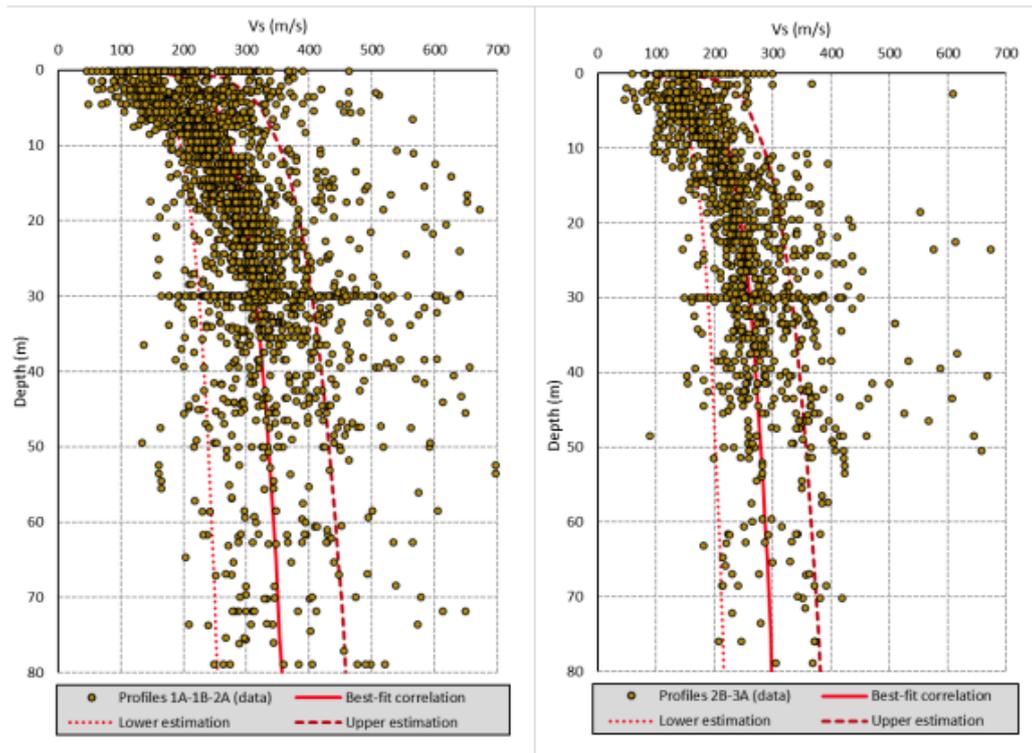


Figura 26. Variación de la Vs con la profundidad MAM-MASW

Las profundidades máximas reconocidas han sido de 50 y 120 m en MASW y MAM, con mayor o menor resolución respectivamente.

Hasta la fecha se han perforado 180 sondeos con las siguientes cifras:

- Longitud perforada: 12.340 m
- Tubería de PVC instalada: 7.283 m
- SPT: 6.804 muestras
- Shelby: 246 muestras
- Mazier: 231 muestras
- Pruebas de permeabilidad: 95 unidades
- Ensayos presiométricos de tipo OYO y MENARD: 149 unidades

Especialmente útil, dada la naturaleza del terreno, ha sido el empleo de tomamuestras de tipo Mazier (Figura 27). El tomamuestras Mazier es un dispositivo de doble tubo que evita el efecto negativo de la circulación del agua en la muestra. En el interior de este doble tubo se dispone un tubo de PVC donde se aloja la muestra, constituyendo un sistema de triple tubo.



*Figura 27. Tomamuestras de tipo Mazier*

Se han realizado pruebas de permeabilidad en todas las formaciones, pero especialmente en unidades permeables como Dupi Tila Coarse Grained (DT-CG) y Holocene Dense (H-D).

También se han realizado ensayos de permeabilidad en laboratorio utilizando la célula triaxial y en permeámetro.

Los sondeos se han realizado a profundidades comprendidas entre 10 y los 70 m, cubriendo prácticamente toda la profundidad de investigación afectada por el trazado.

Se han realizado 70 pruebas S-CPTU (Figuras 28 y 29), que permiten disponer de datos de interés geotécnico, tanto directos (velocidad de onda corte, resistencia de punta y de fuste, presión de poros, y ensayos de disipación) como indirectos a partir de correlaciones.



*Figura 28. Diferentes formas de proporcionar reacción al avance del cono en el terreno y golpeo para generación de onda de corte*

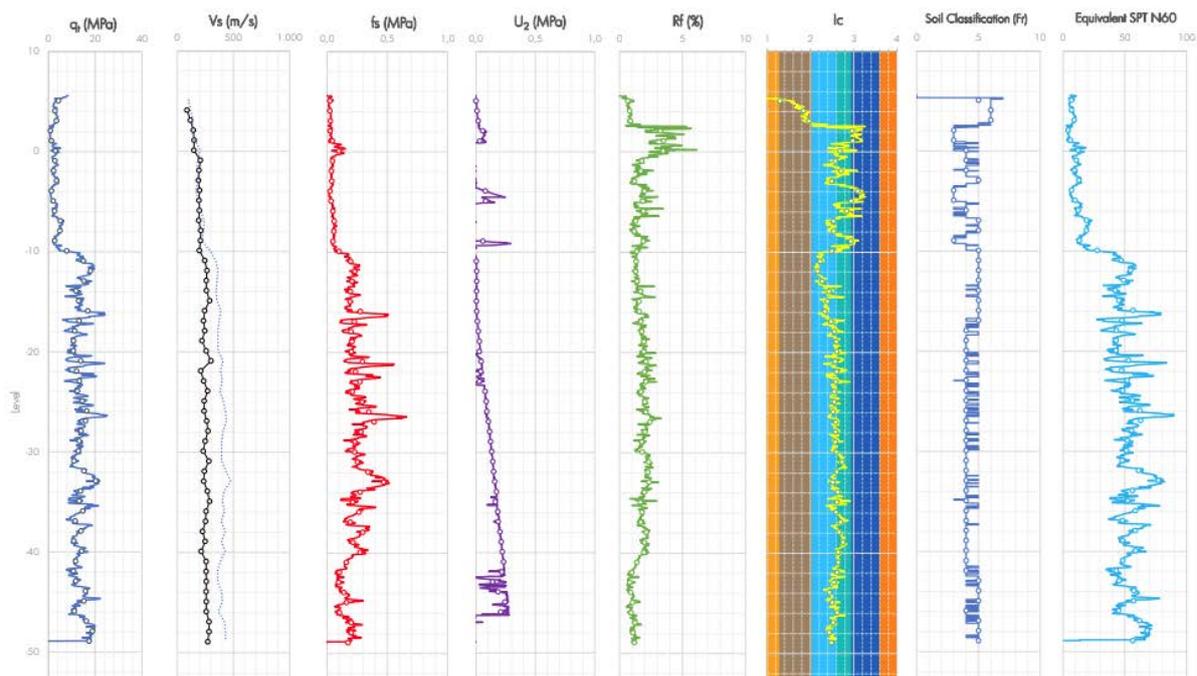


Figura 29. Registro de parámetros del ensayo S-CPTU 027

Adicionalmente, (en ocasiones sobre muestra remoldeada, dada la dificultad para obtención de testigo inalterado en suelos con bajo contenido de finos), se han realizado los correspondientes ensayos de laboratorio de identificación y estado, de resistencia y deformabilidad - edómetro, corte directo, triaxiales, UU, CU y CD, vane-test, compresión simple- y análisis químicos de suelos y agua freática.

## 7. Caracterización geotécnica

Se han caracterizado las propiedades típicas de las seis unidades geotécnicas en las que se han agrupado suelos de similar naturaleza:

- Relleno, (F)
- Holoceno blando (HS)
- Holoceno denso (HD)
- Madhupur Clay (MD)
- Dupi Tila de grano grueso (coarse grained) (DT-CG)
- Dupi Tila cohesiva, de grano fino (fine grained) (DT-FG)

A lo largo de los corredores se han considerado tres zonas principales y en cada zona, dos perfiles tipo:

- Perfil 1A: Centro de Dhaka, sin material fino de Dupi Tila en la unidad gruesa de Dupi Tila.
- Perfil 1B: Centro de Dhaka, con grandes espesor de material fino de Dupi Tila sobre la unidad gruesa de Dupi Tila.
- Perfil 2A: Cuencas del Holoceno, donde no hay material fino de Dupi Tila dentro de la unidad gruesa de Dupi Tila.
- Perfil 2B: Cuencas del Holoceno, donde hay un gran espesor de material fino de Dupi Tila a techo de la unidad gruesa de Dupi Tila.
- Perfil 3A: Márgenes del río Buriganga.
- Perfil 3B: Cauce del río Buriganga.

En la figura 30, se muestran de forma esquemática, los perfiles tipo y niveles de agua considerados para el encaje de prediseños en el estudio y proyecto preliminar.

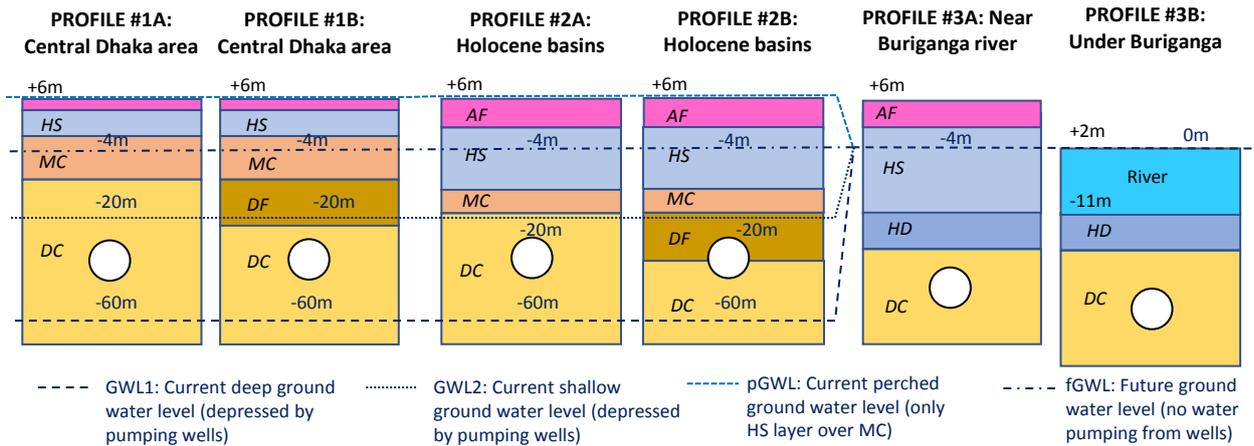


Figura 30. Perfiles del terreno simplificados para diseño preliminar

La superficie corresponde al nivel medio de la superficie en la ciudad de Dhaka, en torno a +6,0 y el nivel medio del río Buriganga es de alrededor de +2,0.

Además, con los datos disponibles se ha obtenido el perfil 3B, que muestra que el fondo del Buriganga está en torno al nivel -11,0, y considerando que el río habría erosionado todo el material blando del Holoceno.

Los resultados obtenidos en los trabajos de campo y ensayos de laboratorio han permitido identificar las propiedades de los suelos de Dhaka, que por su naturaleza deltaica presentan bastante homogeneidad dentro de las naturales variaciones, tanto laterales como en profundidad.

A modo ilustrativo, en las figuras 31 a 36, se presentan algunas gráficas de valores de parámetros obtenidos en distintas formaciones incluidas en el *Geotechnical Interpretative Report (GIR)* desarrollado como parte de los estudios realizados hasta la fecha.

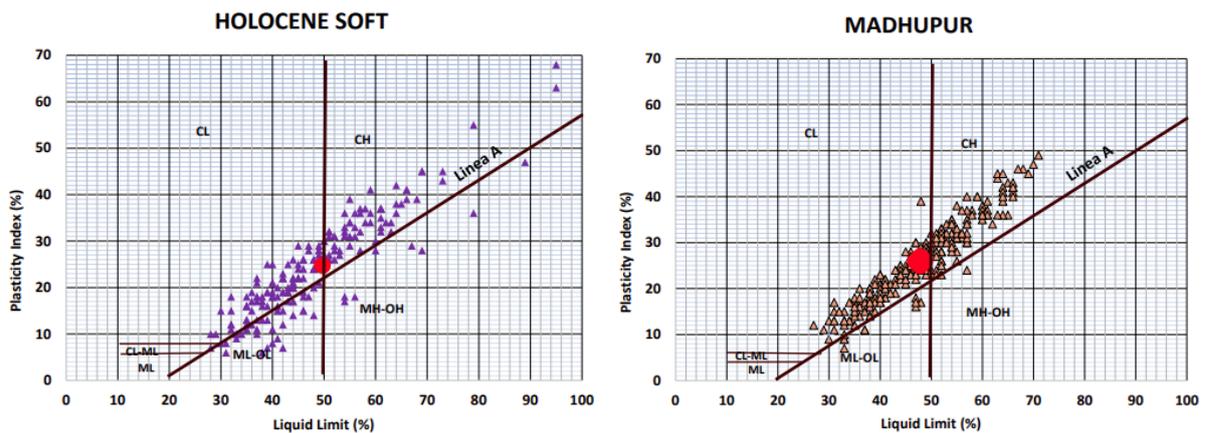


Figura 31. Plasticidad de los suelos Holocenos y Madhupur Clay

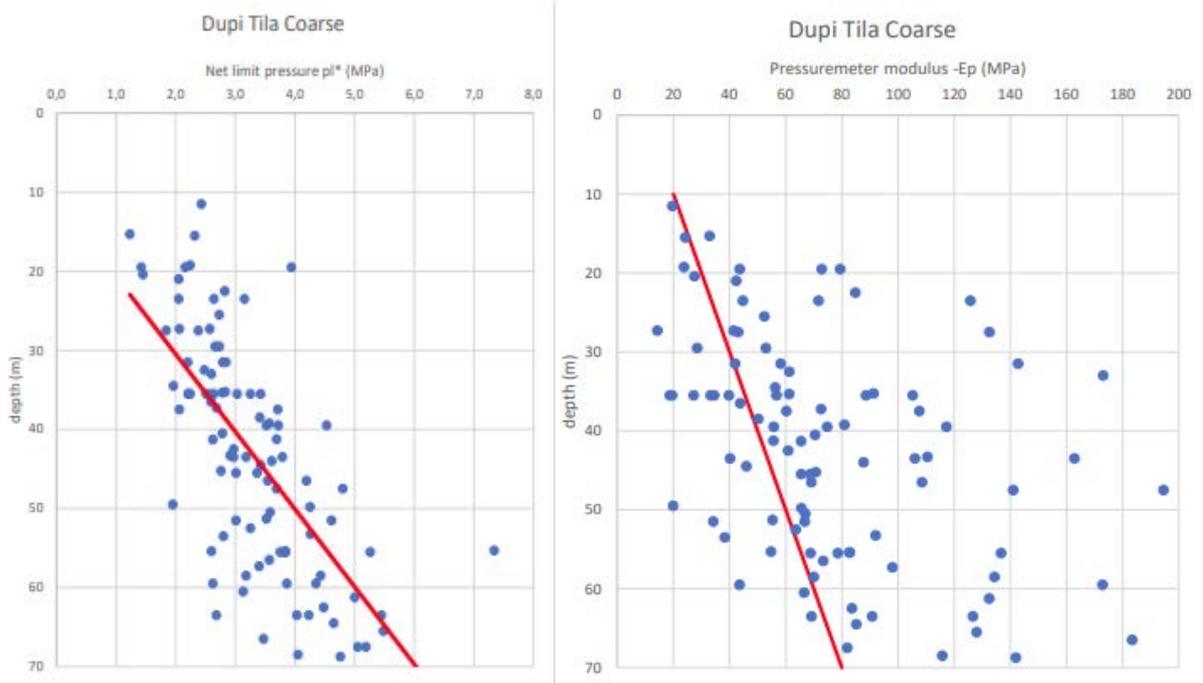


Figura 32. Presión límite y módulo presiométrico en Dupi Tila coarse

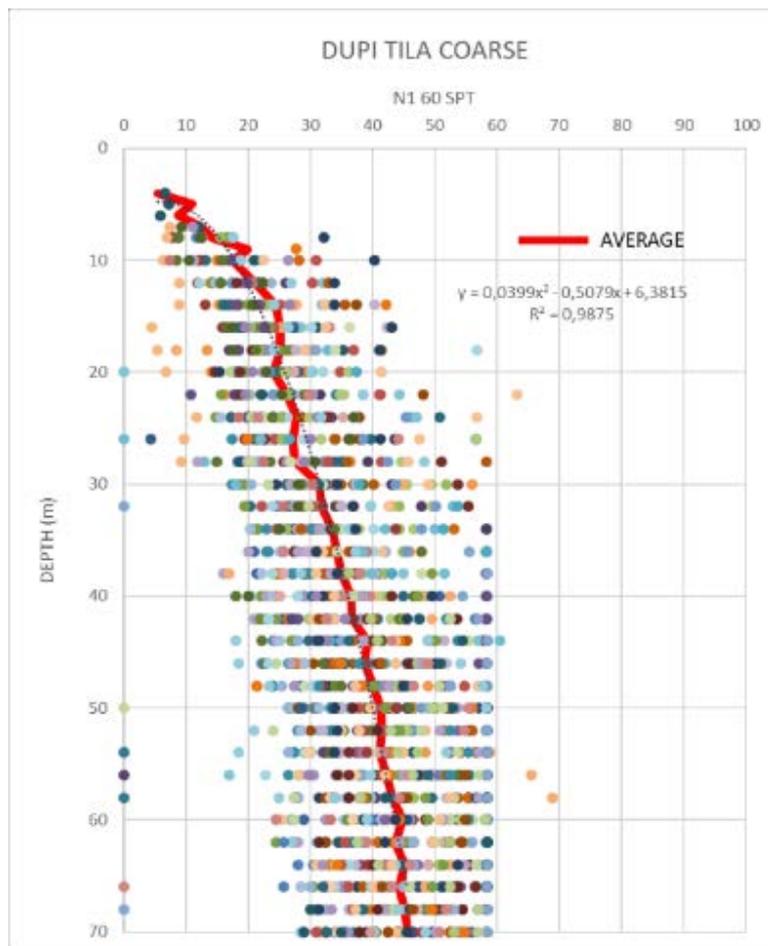


Figura 33. Variación del golpeo SPT  $N_{60}$  con la profundidad en la formación Dupi Tila coarse

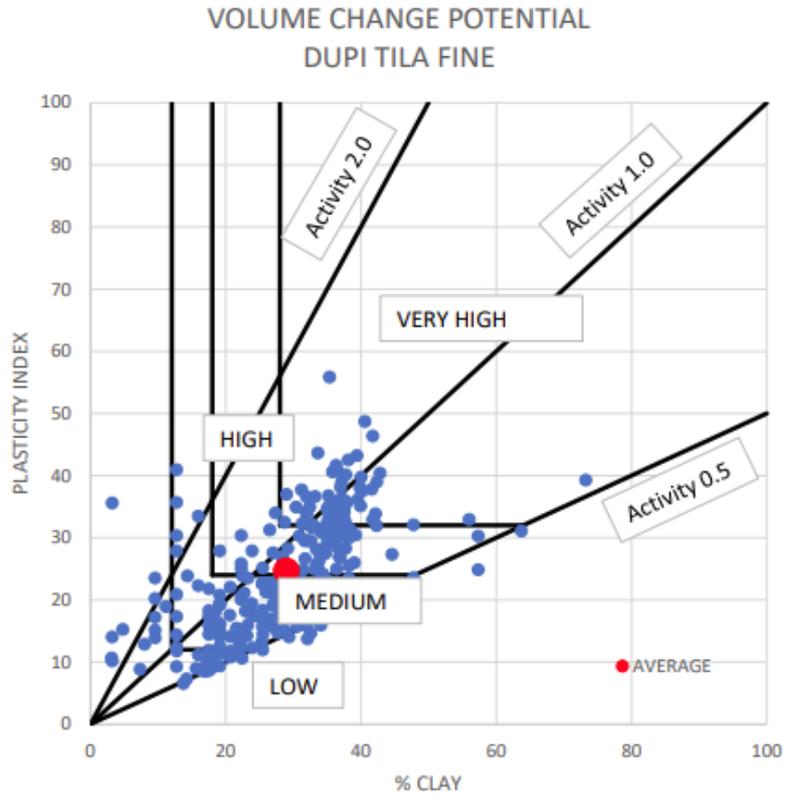


Figura 34. Cambio potencial de volumen en Dupi Tila fine

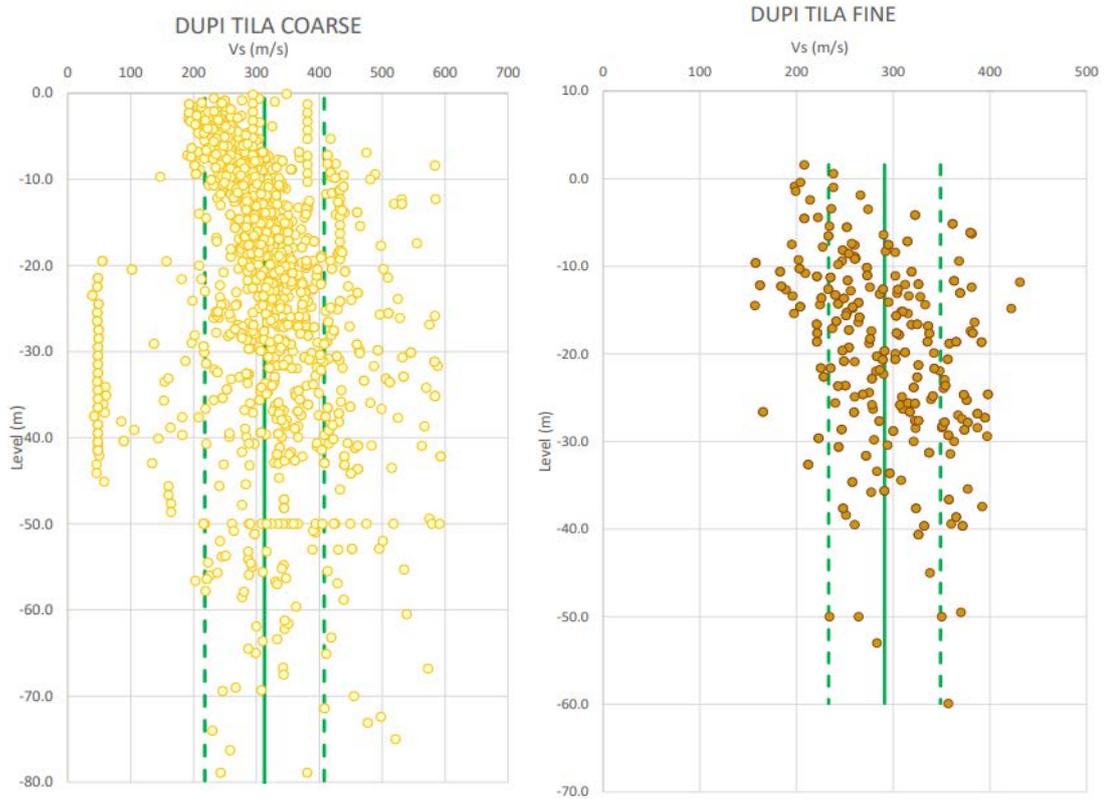


Figura 35. Variación de la onda de corte  $V_s$  con la profundidad en la formación Dupi Tila

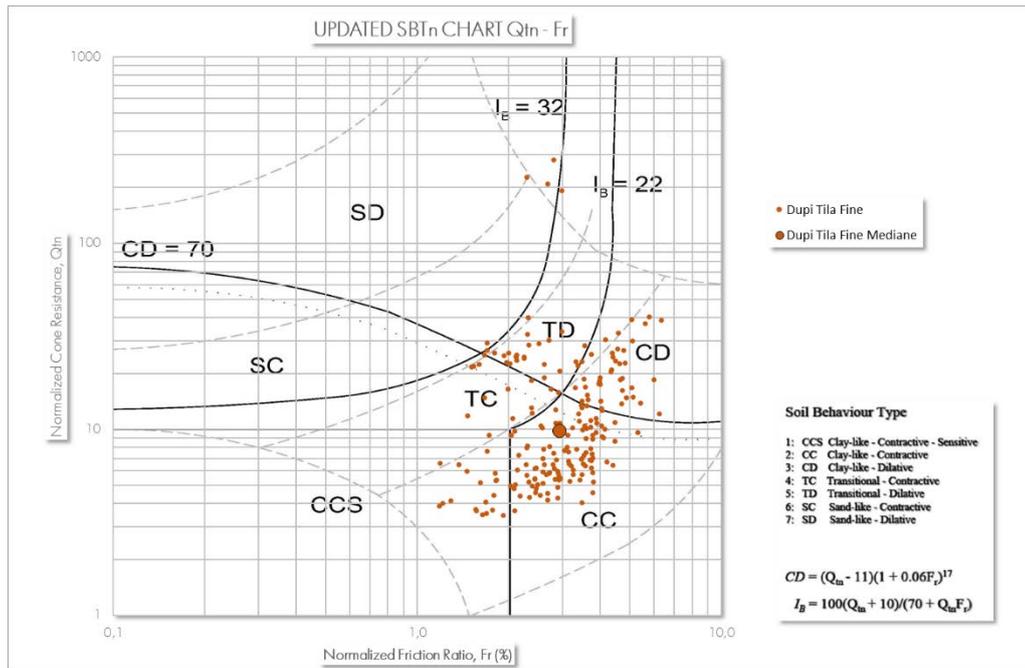


Figura 36. Análisis a partir de resultados de ensayos S-CPU en gráficos de Robertson et al. (2016)

En cuanto a los niveles actuales de las aguas subterráneas (Figura 37) se caracterizan por los siguiente:

- Un nivel de agua subterránea poco profundo (colgado) que afecta sólo a las capas más superficiales (sobre la arcilla impermeable de Madhupur). Podemos suponer que este nivel se encuentra en la superficie durante la temporada de lluvias.
- Un nivel freático profundo general que ha sido deprimido artificialmente mediante pozos de bombeo. Su ubicación es variable en toda la ciudad, desde una profundidad máxima de unos 60 m en el centro de Dhaka hasta una profundidad mínima de unos 20 m en las afueras de la ciudad.
- El nivel general de las aguas subterráneas se eleva hasta la cota del nivel freático en todas las zonas adyacentes al río Buriganga.

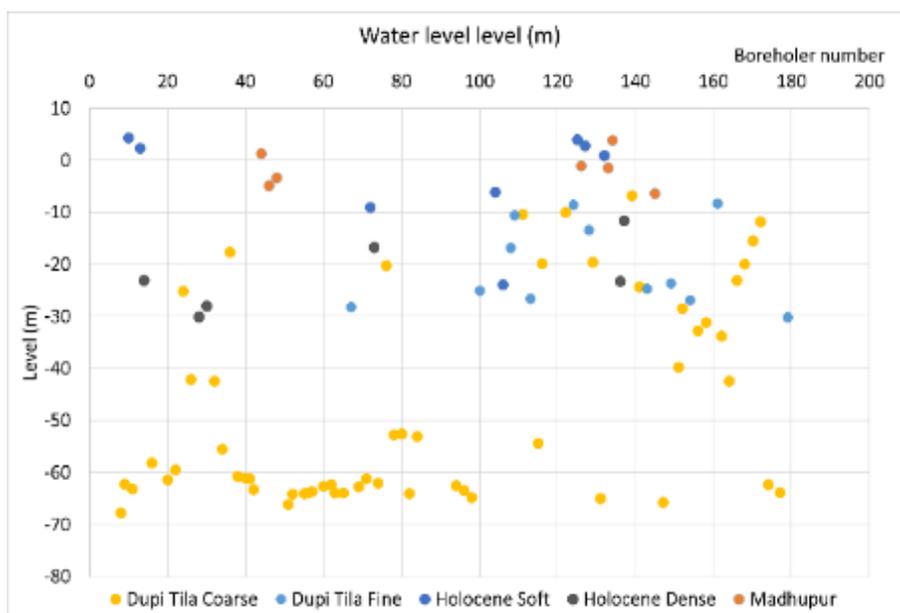


Figura 37. Niveles de agua registrados en sondeos

Sin embargo, se prevé que, en un futuro a medio plazo, los pozos de bombeo serán sustituidos por un sistema mejorado de suministro de agua en Dhaka, lo que permitirá que el nivel freático recupere su cota natural.

Por lo tanto, para los análisis a largo plazo, el nivel freático normal podría situarse coincidiendo con el nivel del río Buriganga, que se encuentra a unos 4 m de profundidad (cota +2).

A modo de resumen, en la tabla 3, se indican valores típicos o representativos de las unidades geotécnicas identificadas:

Formación	Artificial Fill	Holocene Soft	Holocene Dense	Madhupur clay	Dupi Tila coarse	Dupi Tila fine
Descripción y Clasificación ASTM	Suelo heterogéneo SM, SP, SM	Suelos finos CL, ML	Arenas SM	Arcillas CL-CH	Arenas SM	Suelos finos CL, ML, CH
Cont. de finos [%]	2-66 (34)	56-100 (81)	9-50 (29)	77-100 (89)	17-34 (26)	75-100 (87)
N <sub>60</sub> SPT	1-11 (6)	1-14 (7)	28-66 (47)	6-18 (12)	44-100 (71)	14-65 (40)
Densidad seca [kN/m <sup>3</sup> ]	15-17 (16)	12-16 (14)	16-18 (17)	13-16 (15)	14-18 (16)	13-16 (15)
Humedad [%]	20-31 (25)	19-48 (34)	14-25 (19)	23-34 (28)	13-21 (17)	20-34 (27)
Densidad aparente [kN/m <sup>3</sup> ]	18-20 (19,1)	17-20 (18,6)	18-21 (20,2)	17-20 (18,6)	18-21 (19,0)	18-21 (19,0)
Límite Líquido LL [%]	37-58 (47)	32-67(50)	NP	38-57 (48)	NP	36-57 (46)
Índice de plasticidad IP [%]	14-35 (25)	12-38 (25)	NP	17-35 (26)	NP	14-33 (24)
Comp. Simple UCS [kPa]	-	13-82 (47)	-	26-150 (88)	54-69 (59)	46-167 (106)
Corte directo $\phi'$ [°]	-	13-29 (21)	17-34 (26)	15-30 (22)	24-37 (30)	9-26 (18)
Corte directo $c'$ [kPa]	-	7-29 (18)	0-9 (5)	5-27 (16)	0-14 (6)	8-25 (16)
Triaxial CU $\phi'$ [°]	-	10-35 (24)	-	15-30 (22)	25-35 (29)	15-30 (23)
Triaxial CU $c'$ [kPa]	-	0-30 (20)	-	10-30 (28)	0-30 (15)	0-50 (27)
Presión límite PI [MPa]	-	1,0-3,0 (2,0)	1,8-3,9 (2,9)	0,9-2,3 (1,6)	2,7-5,0 (3,9)	2,0-4,5 (3,3)
Módulo Presiométrico [MPa]	-	17-82 (49)	30-66 (48)	9-38 (24)	15-159 (87)	20-140 (81)

Notas: NP: No Plástico; Entre paréntesis se indica el valor más representativo (para unos 30-40 m de profundidad)

*Tabla 3. Rangos y valores típicos de los suelos de Dhaka*

Considerando que muchas de las propiedades varían con la profundidad, y muy en particular la rigidez, a partir de la información disponible, y de los resultados obtenidos de la investigación *in situ* y pruebas, los resultados obtenidos de ensayos, y considerando valores de referencia típicos de los suelos de Dhaka, los parámetros geotécnicos representativos, y los modelos constitutivos que se han considerado adecuados para análisis geotécnico en cada unidad se resumen en la tabla 4.

Propiedades		Artificial fills	Holocene soft	Holocene dense	Madhupur clay	Dupi Tila coarse	Dupi Tila fine
Densidad	$\gamma_{ap}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,1	18,6	20,2	18,6	19,0	19,0
	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	19,8	18,7	20,5	19,1	20,0	19,2
Permeabilidad (*)	K (m/s)	1.0E-4	5.0E-7	1.0E-5	1.0E-8	1,0E-6	5,0E-8
Stress-strain relationship (Modelos FEM)	Modelo Constitutivo	Mohr-Coulomb	Soft Soil	HS-Small	Soft Soil	HS-Small	HS-Small
	Parámetros	E=20,0	Cc=0,26	E50 <sub>ref</sub> =15,7	Cc=0,21	E50 <sub>ref</sub> =26,4	E50 <sub>ref</sub> =19,5
	Módulo [MPa]	n=0,30	Cs=0,03	Eur <sub>ref</sub> =47,0	Cs=0,02	Eur <sub>ref</sub> =79,3	Eur <sub>ref</sub> =58,4
		-	OCR=1,2	G <sub>0 ref</sub> =104,3	OCR=2,0	G <sub>0 ref</sub> =158,7	G <sub>0 ref</sub> =146,1
		-	-	m=0,28	-	m=0,25	m=0,30
-	-	$\gamma_{0,7}=1,0E-4$	-	$\gamma_{0,7}=1,0E-4$	$\gamma_{0,7}=1,4E-4$		
Stress-strain relationship (Modelos de eq. límite)	Módulo de Young E [MPa]	15,0	20,0	30+1,3·z	40,0	40 + 1,6·z	30 + 1,6 z
		Parámetro z = profundidad bajo la superficie (m)					
	Coef. De Poisson	0,30	0,30	0,25	0,30	0,25	0,30
Parámetros de resistencia	Cohesión efec. c' [kPa]	1,0	20,0	5,0	25,0	5,0	20,0
	Roz. $\phi'$ [°]	28,0	23,0	32,0	23,0	35,0	24,0
	Dilatancia $\Psi$ [°]	0	0	2,0	0	5,0	0
	UCS Comp. Simple [kPa]	-	100	-	200	-	400
	Res.a tracción [kPa]	0	5,0	0	10,0	0	5,0
Interfases	Rinter	0,65	0,65	0,65	0,70	0,75	0,70
Razón de sobreconsolidación	OCR	1	1,1	1,1	2,0	1,5	1,5
Coef. de empuje al reposo	K <sub>0</sub>	0,53	0,64	0,46	0,92	0,57	0,75

Tabla 4. Parámetros representativos considerados en el estudio para los análisis geotécnicos

A partir de estos valores se han efectuado distintas comprobaciones, tanto empíricas como analíticas y numéricas (Figura 38) para ajustar el trazado e identificar condiciones de especial vulnerabilidad para incorporar tratamientos del terreno o soluciones especiales.

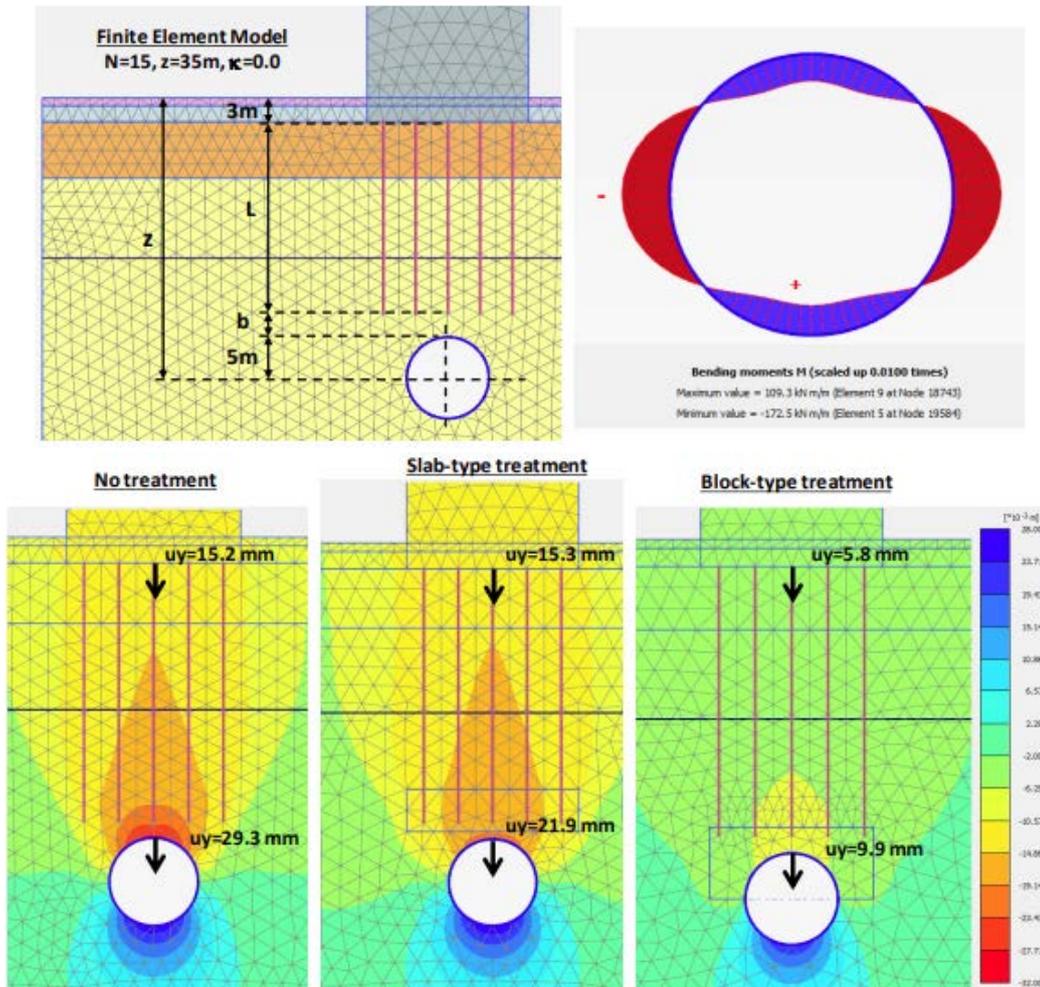


Figura 38. Análisis numérico en zonas bajo cimentaciones profundas. (TYP SA)

## 6. Condicionantes de diseño del proyecto

Como en toda obra subterránea, y en especial en un entorno urbano muy congestionado, en suelos, existen numerosos condicionantes a los que el diseño debe dar adecuada respuesta, considerando distintas alternativas de trazado, los procedimientos constructivos adecuados y sus posibilidades reales de aplicación.

En el caso del metro de Dhaka, los condicionantes generales para desarrollar la geometría del trazado y de las estaciones se pueden agrupar en los siguientes:

- Densa e irregular trama urbana con muchos edificios de gran altura.
- Ubicación de las estaciones y la distancia entre ellas.
- Líneas de MRT, BRT y diferentes proyectos futuros.
- Zonas edificadas / despejadas.
- Compatibilidad con las infraestructuras de transportes existentes y previstas
- Disponibilidad de materiales de construcción, capacidad de transporte y movilidad de maquinaria y mercancías.
- Accesibilidad a las obras en zonas congestionadas.
- Movimiento de tierras: excavación, transporte y relleno.
- Espacios disponibles y elevado precio de la vivienda.
- Recursos locales limitados: personal, maquinaria, materiales.
- Condiciones climáticas.
- Condiciones sociales y ambientales: seguridad y salud.

- Demolición de edificios, apertura de espacios abiertos, desvío de servicios, reasentamiento de población.
- Accesibilidad y disponibilidad de zonas de pozos de ataque, pozos permanentes y temporales necesarios para el progreso de las obras.
- Disponibilidad de energía y suministro eléctrico para la construcción y la explotación.
- Limitada experiencia local previa en obras subterránea y en empleo de maquinaria especializada (Hidrofresas, TBMs...)
- Cruces bajo ríos, canales, lagos, etc.
- Cruce por debajo/por encima de otras líneas de metro de Dhaka.
- Pasos elevados y autopistas existentes o en construcción.
- Protecciones arqueológicas.
- Líneas eléctricas aéreas.
- Otros factores técnicos (ferroviarios, hidráulicos, estructurales, etc.)

Y, en particular, desde el punto de vista geotécnico, con un fuerte impacto en el diseño:

- La naturaleza de terreno: Suelos de origen deltaico, arenosos, y arcillosos de flojos o de baja a media compacidad, en superficie.
- Variación de los niveles de agua subterránea y superficial en las zonas de trabajo. Temporal y a largo plazo (Riesgos medioambientales (inundaciones))
- Empujes de terreno y agua, subpresiones, flotación, drenajes temporales...).
- La subsidencia regional: tectónica y depresión de niveles de agua por bombeo.
- Condiciones sísmicas y potenciales riesgos de licuefacción.
- Problemas de interferencia de los cursos de agua: efectos “barrera”.
- Necesidad de trazados profundos por cimentaciones (y líneas subterráneas) existentes.
- Limitada experiencia local previa en obras subterránea y en empleo de TBMs.
- Incertidumbre sobre los cimientos existentes y servicios enterrados.
- Posibilidad de realizar tratamientos del terreno efectivos en túneles, estaciones, pozos y terraplenes.

Muy concretamente, los aspectos que pueden generar mayor incertidumbre tienen que ver con la dificultad de disponer de un conocimiento preciso de las condiciones reales de las cimentaciones, del estado de las edificaciones y de sus límites de deformaciones adicionales admisibles.

Estos condicionantes, y las posibles alternativas de solución, o de mitigación, han sido considerados en el desarrollo del estudio y diseño preliminar, con criterios de prudencia.

## **9. Desafíos constructivos del proyecto**

Debido a las condiciones especiales de la ciudad de Dhaka, la construcción de una mega-infraestructura como ésta representará un enorme reto constructivo para hacerla realidad.

No cabe duda de que una construcción de infraestructuras de transporte masivo repercute en el normal funcionamiento normal de una ciudad (Figura 39). Pero en el caso de Dhaka estos impactos se generarán sobre una ciudad ya muy al límite de su capacidad, que el estudio ha considerado para minimizarlos.

En todo caso hay que asumir que, durante la fase de construcción muchas de las actividades diarias de la ciudad se verán seriamente afectadas. Por ello, la programación de las obras debe solaparse para maximizar la construcción simultánea del mayor número posible de estaciones y túneles para que la infraestructura pueda entrar en servicio y ser operativa en el menor tiempo posible.

A lo largo del desarrollo del estudio se han considerado diferentes condicionantes que deben ser asumidos y superados para hacer viable un proyecto de esta magnitud y permitir su construcción.

De acuerdo con el alcance de las diferentes fases del estudio, son muchos los aspectos que deben ser analizados y desarrollados con el suficiente detalle que se requiera en cada caso.



*Figura 39. Vista aérea de la Calle Gulshan (TYPSA, 2020)*

Los retos de la construcción deben anticiparse durante las fases previas al diseño detallado y la planificación para reducir las incertidumbres y afrontarlos con las estrategias necesarias que deben ser asumidas, tanto por la propiedad, como por las empresas consultoras, constructoras y operadores del sistema.

Entre otros aspectos relevantes, los siguientes son los retos más importantes:

- Disponibilidad de fondos, contratistas y empresas de ingeniería con experiencia, maquinaria y mano de obra.
- Disponibilidad de materiales de construcción, capacidad de transporte y movilidad de maquinaria y mercancías.
- Acceso a las obras en zonas congestionadas.
- Movimiento de tierras: excavación, transporte y relleno.
- Variación de los niveles de agua subterránea y superficial en las zonas de trabajo.
- Problemas de interferencia de los cursos de agua: efectos “barrera”.
- Riesgos medioambientales (inundaciones).
- Profundidad real de los cimientos existentes y servicios públicos.
- Desvío de servicios
- Demolición de edificios y apertura de espacios abiertos.
- Accesibilidad y disponibilidad de zonas de pozos de ataque, pozos permanentes y temporales necesarios para el progreso de las obras.
- Tratamientos del terreno en túneles, estaciones, pozos y terraplenes. (Figura 40)
- Disponibilidad de energía y suministro eléctrico para la construcción y la explotación.
- Correcta ejecución del programa.

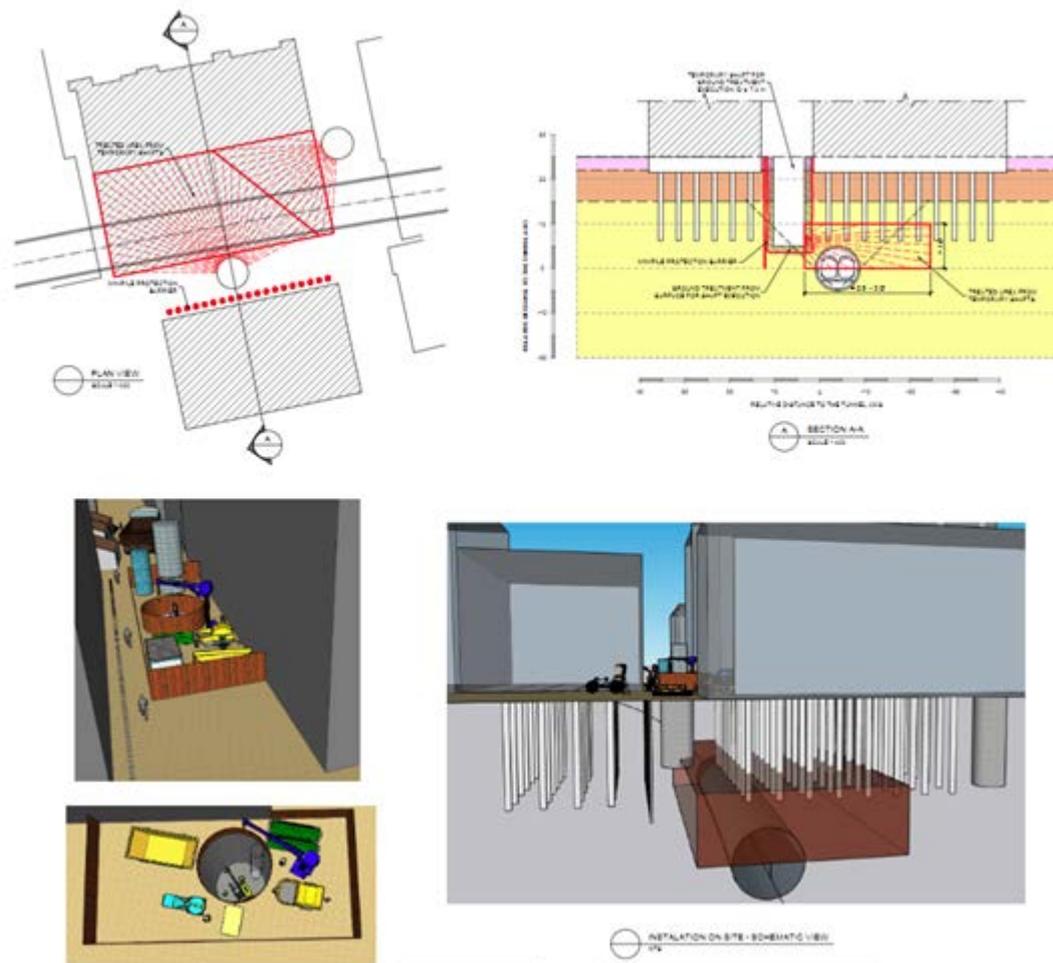


Figura 39. Esquema de tratamientos de cimentaciones profundas (TYPESA 2021)

## 10. Efectos potenciales del cambio climático y medidas de mitigación

En previsión de que en los años de desarrollo de esta nueva infraestructura los cambios climáticos se sucedan con episodios extremos de incierta intensidad se han considerado medidas preventivas de adaptación a esos posibles efectos, entre las que cabe señalar las siguientes:

- Desgaste de la infraestructura e inoperatividad del servicio por infiltración y entrada del agua al sistema (Aumento de las precipitaciones → Aumento de las inundaciones y su daño a la infraestructura) (Aumento de los eventos de inundación → Aumento de las inundaciones y su daño a la infraestructura)
- Establecer las estaciones como media a un metro por encima del nivel de máxima inundación.
- Establecer las infraestructuras estratégicas (depósitos de mantenimiento y cocheras) en posiciones elevadas a 1,5 m del nivel de máxima inundación en cada zona y en para estaciones, más un cierto resguardo (+1 m) de la cota de máxima inundación. En general esa cota corresponderá a la +8 por debajo de la cual no debería quedar el acceso a ninguna estación.
- El diseño considera unas condiciones de estanqueidad relativamente exigentes y al mismo tiempo un sistema de aljibes y almacenamiento amplio de modo que sea posible gestionar, en casos excepcionales, apreciables volúmenes de agua a modo de estanque de tormentas frente a situaciones excepcionales. Este aspecto redundará tanto en la seguridad de los usuarios como en la posibilidad de gestionar eficientemente el agua de filtración para su posible reutilización futura.

- En zonas de acceso a superficie (normalmente para conexión con cocheras y talleres), se generarán tramos en rampas con contención en “U” que pueden recoger precipitación directa de lluvia con riesgo de entrada de grandes cantidades de agua a la infraestructura. Para mitigar este riesgo se plantea el diseño de cubiertas, a dos aguas, siempre que sea posible además de interceptar el agua de filtración con zanjías colectoras y cruces transversales a modo de *by-pass* para su evacuación temprana al exterior evitando la progresión del agua hacia los aljibes profundos y el efecto barrera.
- La consideración de una sección de túnel único de vía doble frente a la alternativa del bi-tubo también favorece la posibilidad de disponer de un espacio más amplio bajo plataforma de vía para alojar los correspondientes sistemas de drenaje, arquetas, y tubos colectores, bombas de impulsión, además de evitar galerías de conexión que suponen una mayor vulnerabilidad con relación a la estanqueidad
- El propio trazado del proyecto establecerá criterios para evitar posicionar el mayor número de estaciones de entrada en zonas con alta probabilidad de inundación.
- Erosión de los suelos colindantes a las estaciones y túneles provocando daños en la estructura (Aumento de lluvias extremas → Erosión del suelo y socavación de las estructuras por las aguas fluviales o cauces de río).
- Establecer un recubrimiento revestimiento de un diámetro metro y medio en túneles que pasen bajo cerca de un cruce de río o cauce de agua; el objetivo es garantizar una infraestructura robusta frente a la erosión de las masas de agua, dragados y errores de batimetría.
- En la actualidad, el nivel freático en buena parte de Dhaka Central se encuentra por debajo de los 60 m de profundidad como consecuencia de los sistemas de bombeo forzado que aprovecha los recursos acuíferos naturales para abastecimiento de agua subterránea con distintos usos. Sin embargo, en previsión de que, a lo largo de la vida útil de la infraestructura, tanto por recuperación y usos de otros recursos hídricos, como por posible sobrelevación natural del nivel freático actual a su posición de equilibrio, todas las estructuras subterráneas se deben diseñar para poder soportar empujes de agua correspondientes a suelos totalmente saturados (y estructura sumergida).
- Construcción de infraestructuras estratégicas (Depósitos de mantenimiento y cocheras) con cimentaciones profundas y taludes protegidos contra la erosión.
- En terraplenes y rampas de nueva construcción las cimentaciones de estructuras se prevén mediante pilotes, para disponer sistemas orientados a la máxima estabilidad, y durabilidad frente a procesos de consolidación, erosión, y también de licuefacción potencial en caso de eventos sísmicos de magnitud apreciable.
- El diseño de detalle deberá incorporar los correspondientes ajustes para posibilitar la generación de “portillos” “almenado” o “sifones” para permitir el paso de agua de forma transversal al trazado, con objeto de limitar el riesgo de generar “efecto barrera” (a modo de presa) por interceptación de flujos de agua naturales o artificiales actuales, tanto superficiales como profundos, en particular, en aquellos tramos de longitud apreciable y que se construyan al amparo de muros-pantalla.

## 11. Resumen y conclusiones

Dhaka se sitúa en un contexto de condiciones naturales, poblacionales, sociales extremas, y al mismo tiempo se encuentra en una fase de crecimiento económico y poblacional creciente y sostenido, por lo que la posibilidad de disponer de infraestructuras de transporte masivo de calidad supone una necesidad urgente y una oportunidad para su desarrollo.

En grandes concentraciones urbanas cuando la superficie del terreno alcanza límites de máxima ocupación, el uso del espacio subterráneo aparece como una oportunidad de descongestión.

En las grandes capitales que ya disponen de ellos, los sistemas metropolitanos han demostrado su eficiencia, tanto para cumplir su función, como un modo de transporte masivo, con claras ventajas medioambientales frente a otros modos de transporte, favoreciendo la movilidad de la población, y, en consecuencia, y potenciando el desarrollo económico y social.

Las repercusiones positivas del proyecto de metro de Dhaka no se limitarán al beneficio de reducir la congestión del tráfico. Su mayor y más duradero legado será su capacidad para revitalizar la ciudad, y el país y catalizar la regeneración urbana y favoreciendo la calidad de la vida de la población y el avance social, como han demostrado los sistemas de metro existentes en grandes urbes.

La tecnología actual de construcción de obras subterráneas permite abordar hoy día desafíos que hace unos años parecían insalvables. Pero en el caso de Dhaka, los condicionantes existentes pondrán a prueba las posibilidades reales de superar los grandes retos que este proyecto exige.

Entre los muchos elementos que más condicionan el proyecto y la construcción, destacan con especial relevancia en este caso, los aspectos relativos a la geotecnia, el agua en el terreno y en superficie, y una extraordinariamente densa e intrincada trama urbana.

La enorme envergadura de este proyecto requerirá una inversión muy apreciable pero también con una clara rentabilidad social.

A lo largo del estudio en curso podrán efectuarse modificaciones a lo expuesto en este documento, que tiene carácter provisional, y no oficial. Por otra parte, en etapas posteriores del proyecto deberán ampliarse los reconocimientos y estudios realizados hasta la fecha, que tiene un carácter preliminar, para considerar, de forma precisa, las condiciones locales, y ajustar y modificar los parámetros considerados, y adecuar el diseño, en la medida en que resulte necesario.

#### **14. Agradecimientos**

El autor quiere agradecer a la propiedad, Bangladesh Bridge Authority (BBA), y a todas las personas que participan en este estudio y proyecto preliminar su contribución para la elaboración de este documento.

## Bibliografía

- AASHTO (2017). “LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications”, section 10 “Seismic considerations”. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Akhter, S. et al. (2017). Groundwater modelling of Dhaka and Surroundings Areas and Evaluation of the Effect of Artificial Recharge to Aquifers. WJRR, Vol. 5, pp 54 – 60
- BNBC - Bangladesh National Building Code. (2015)
- Carlton B.D. et al. (2018). Probabilistic Seismic Hazard Analysis for Offshore Bangladesh Including Fault Sources. Proceedings 5th Geotechnical Earthquake engineering and soil dynamic conference. Austin, Texas.
- Geological Survey of Bangladesh (1994). Geomorphologic Map of Greater Dhaka City.
- Hashash, Y.M.A., Hook J.J., Schmidt B., Chiang Yao JI. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. ITA-AITES
- Hermann, K.M. (2016) Groundwater Modelling in Dhaka. Groundwater modelling in Dhaka: a study to improve an existing groundwater model of Dhaka and to explore its applications. University of Twente.
- Hossain K.M. (1989). Seismicity and Tectonics of Bangladesh. IC/89/81 Internal Report
- Islam, M.S.; Shahin, H.M.; Banik, S.; Azam, F. (2014) Elasto-plastic constitutive model parameters and their application to bearing capacity estimation for Dhaka sub-soil Journal of Civil Engineering (IEB).
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H. (1990). Manual on estimating soil properties for foundation design. Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI, August 1990.
- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M. (1997). Cone penetration testing in geotechnical practice Blackie Academic, EF Spon/Taylor & Francis Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Mayne, P. W. (2014). Interpretation of geotechnical parameters from seismic piezocone tests.
- Nath, S.K. & Thingbaijam, K.K.S. (2012). “Probabilistic Seismic Hazard Assessment of India”. Seismological Research Letters, vol. 83, no. 1, Jan-Feb 2012.
- Pagani M., Garcia-Peláez J., Gee R., Johnson K., Poggi V., Styron R., Weatherill G., Simionato M., Viganò D., Danciu L., Monelli D. (2018). “Global Earthquake Model (GEM) Seismic Hazard Map”, (version 2018.1 - December 2018).
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D. and Rice, A. (1986). Seismic CPT to Measure In-Situ Shear Wave Velocity. ASCE, Geotechnical Eng. Journal
- TYPSA, PADECO, BCL Associates Ltd., BETS, & KS Consultants- JV. (Jun 2021) Feasibility study and preliminary design for construction of Dhaka Subway (Draft)
- U.S. Geological Survey (2019). NASA and METI Release ASTER Global DEM V3.

# **El pozo de Blackfriars y otros retos geotécnicos**

**Jose Flors Villaverde**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos / Director Técnico Tideway Central – FLO JV, Ferrovial

## **1- Introducción**

En el año 2001, el Thames Tideway Strategic Study Group recibía el encargo de investigar el impacto de las descargas de aguas residuales en el río Támesis de Londres con el objetivo de abordar una solución al problema de los desbordamientos. Después de años de estudio, Tideway comenzó la construcción de Thames Tideway Tunnel, un proyecto ambicioso en el corazón de Londres para uno de los ríos más icónicos del mundo. El nuevo plan consistía en la construcción de un túnel de 25 kilómetros, que se extiende hasta los 66 metros por debajo del río, para la recogida, almacenamiento y conducción de las decenas de millones de toneladas de aguas residuales que desembocan en el río cada año.

Los trabajos preparatorios comenzaron en 2015 y la construcción en los tres tramos principales del túnel en 2016. Thames Tideway Tunnel evitará el vertido de aguas residuales no tratadas en el río Támesis y frenará el desbordamiento que se produce actualmente en 34 puntos de la red de alcantarillado londinense. Un trabajo que se completará previsiblemente para el año 2024.

En el año 2015, Ferrovial Construcción, junto con Laing O'Rourke, firmó el contrato para la construcción del tramo central del Thames Tideway Tunnel por un importe próximo a 1500 millones de libras. Un proyecto clave para la modernización de la red de alcantarillado de Londres, que debe hacer frente a las necesidades de la creciente población de la ciudad británica.

En este artículo se pretende dar una idea de la complejidad técnica del proyecto con el foco en uno de los 8 puntos en los que el nuevo sistema intercepta los vertidos al río Támesis en la actualidad. En el desarrollo del proyecto se han implementado optimizaciones lideradas por Ferrovial abarcando desde la tipología de soluciones estructurales hasta las técnicas constructivas utilizadas, resultando en considerables ahorros en plazo y coste. Debido a la ubicación de los trabajos próximos a los monumentos más icónicos de la capital, el diseño de las soluciones ha estado condicionado por un minucioso estudio de los posibles impactos, asientos y movimientos creados en el entorno.

## **2. Necesidad del proyecto.**

La gran mayoría de la ciudad de Londres cuenta con un sistema no separativo de alcantarillado que se encarga de recoger aguas residuales junto con el agua de escorrentía. Este sistema, construido por el ingeniero Joseph Bazalgette tras el 'Great Stink' que tuvo lugar en Londres en el verano de 1858, sigue siendo la columna vertebral de la red de alcantarillado de Londres en la actualidad. El proyecto fue a su vez uno de los grandes impulsos urbanísticos del siglo XIX en la capital del Reino Unido con el encauzamiento del río y reurbanización de las zonas colindantes. No obstante, el sistema carece de la capacidad suficiente para satisfacer las necesidades actuales de la ciudad, ya que la población se sitúa en torno a los ocho millones de habitantes frente a los cuatro para los que fue diseñado, y continúa creciendo.

A través de un sistema subterráneo de alcantarillas que aprovechaban la orografía de la ciudad, el diseño de Bazalgette puso fin a la distribución de aguas residuales que se extendían por toda la ciudad y dio comienzo a la limpieza del río Támesis. En total, se instalaron 133 kilómetros de alcantarillas principales y 1770 más pequeñas.

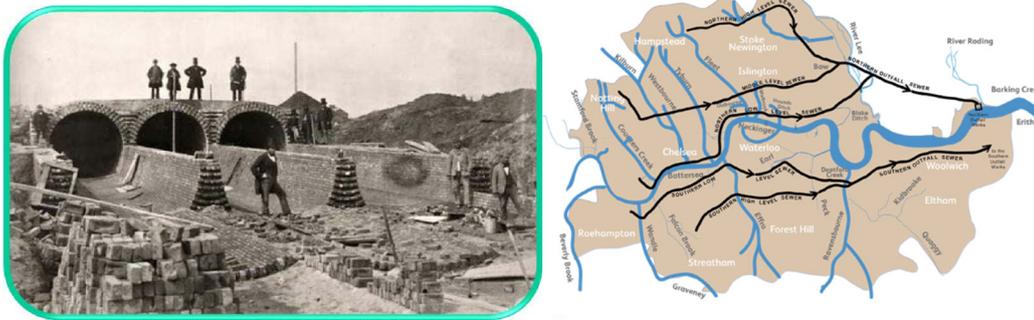


Fig.1 Esquema de la solución de Bazalgette y foto de época de los colectores con Bazalgette en primer plano

En tiempos de tormentas severas, el sistema fue diseñado para desbordarse a través de puntos de descarga en las orillas del río hacia el río Támesis, en lugar de inundar calles y hogares. En aquella época esto podría suceder una o dos veces al año, en la actualidad sucede prácticamente todas las semanas.

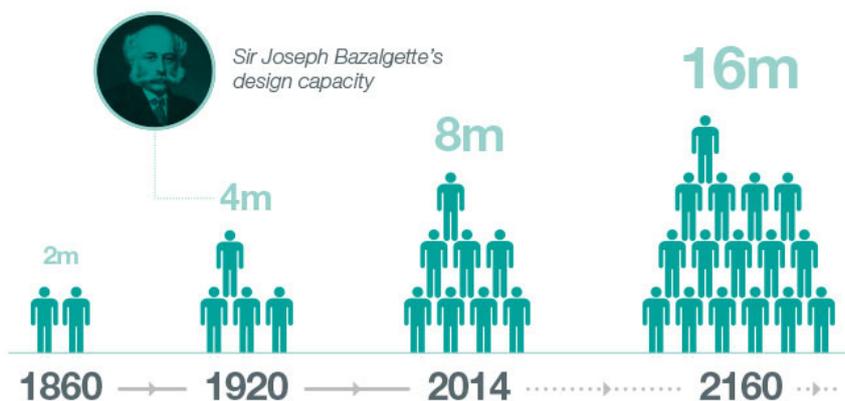


Fig.2 Población de Londres

Se estima que para 2022 habrá cerca de 9,4 millones de personas viviendo en Londres y, para hacer frente a dicho aumento, se necesitarán alrededor de 600.000 nuevas viviendas. Para poder hacer frente a esta construcción, la red de alcantarillado necesita ser mejorada. Un promedio de 60 millones de toneladas de aguas residuales no tratadas se vierte al río Támesis cada año y, de no encontrar una solución, seguirán creciendo en el futuro.

## 2. La intervención de Ferrovial Construcción.

El túnel del tramo central se divide en dos secciones de 7,3 metros de diámetro interno, partiendo ambas en Kirtling Street, el pozo de lanzamiento de las tuneladoras. La primera sección consta de 5 kilómetros de longitud hasta alcanzar en el este a Carnwath Road, pozo incluido en otro contrato. La segunda es de 7,7 kilómetros hacia el oeste hasta finalizar en Chambers Wharf, también construido por otro tercero. En total, 12,7 kilómetros, el proyecto más largo de los tres lotes en los que se dividió Thames Tideway Tunnel para su construcción, que tendrá una longitud total de 25 kilómetros cuando sea completado.

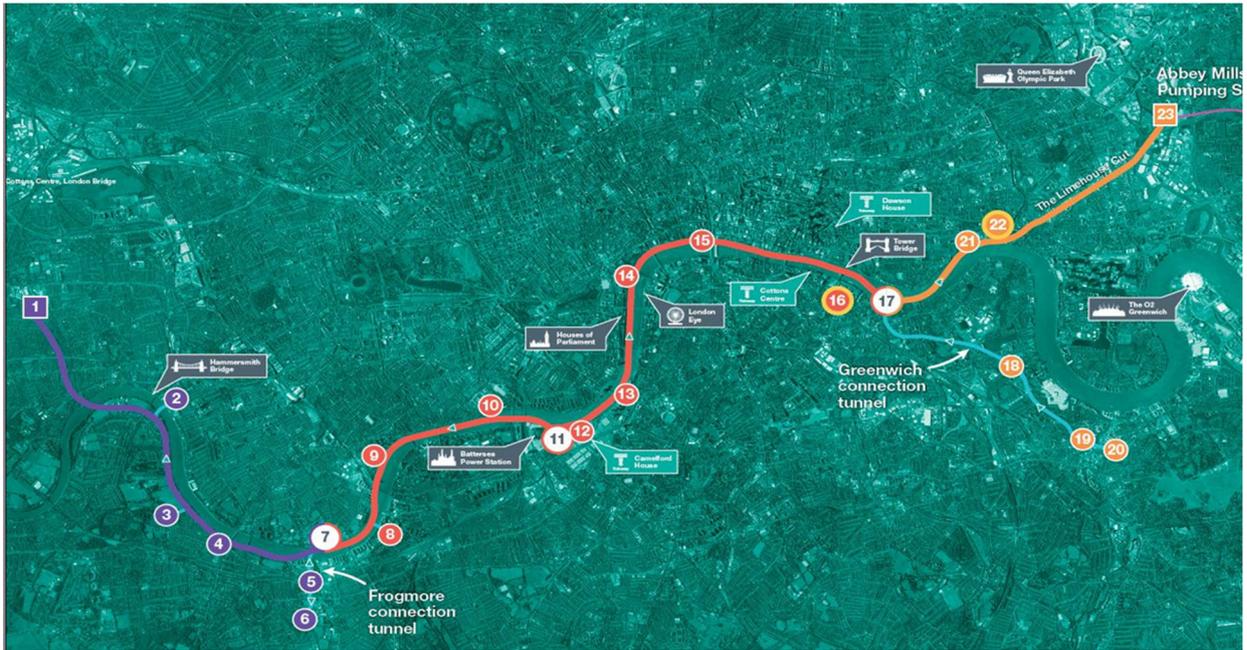


Fig.3 Trazado de los 25 Km de túnel en Londres

Además del diseño y construcción del túnel principal, el contrato incluye ocho puntos de captura de las descargas actuales, formados por pozos de entre 42 y 62 metros de profundidad y hasta 30 m de diámetro, seis túneles de conexión entre los pozos y el túnel principal, colectores entre los distintos elementos, cámaras de descarga y operación, reurbanización de 8 nuevas áreas públicas y equipos mecánicos, eléctricos, telecomunicaciones y de operación. En el esquema de la figura 5 se detallan los elementos principales de cada punto de conexión, y en la figura 6 se resume el alcance del proyecto de Ferrovial.

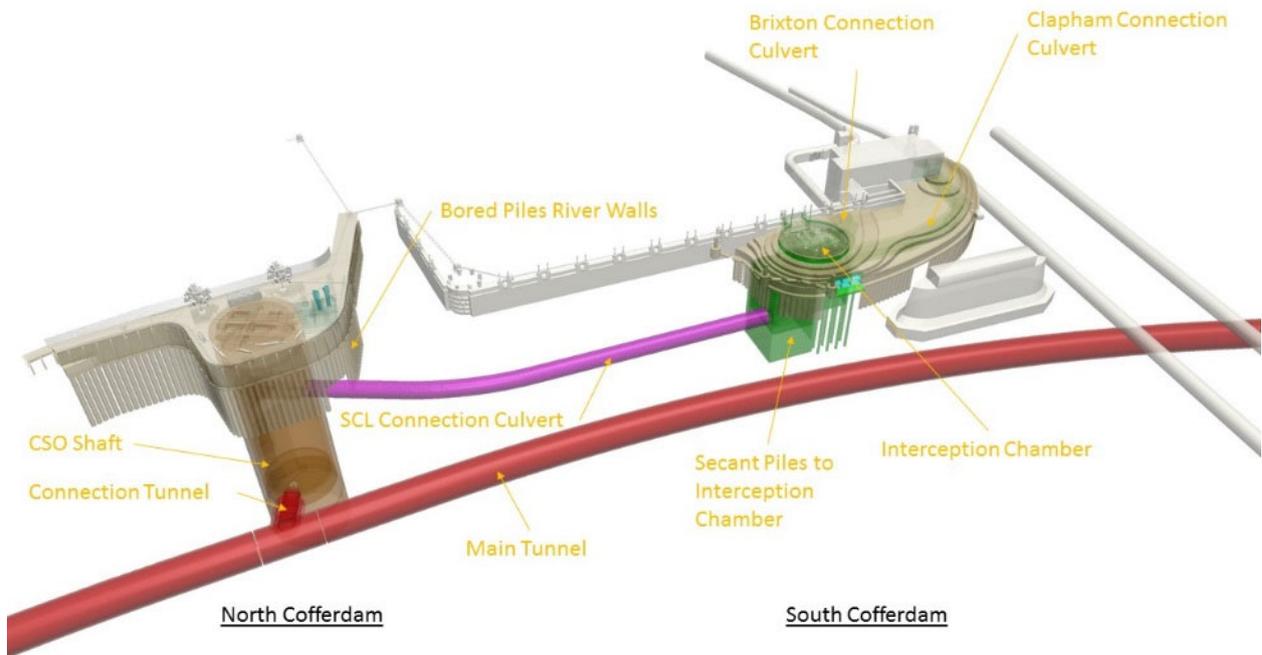


Fig.5

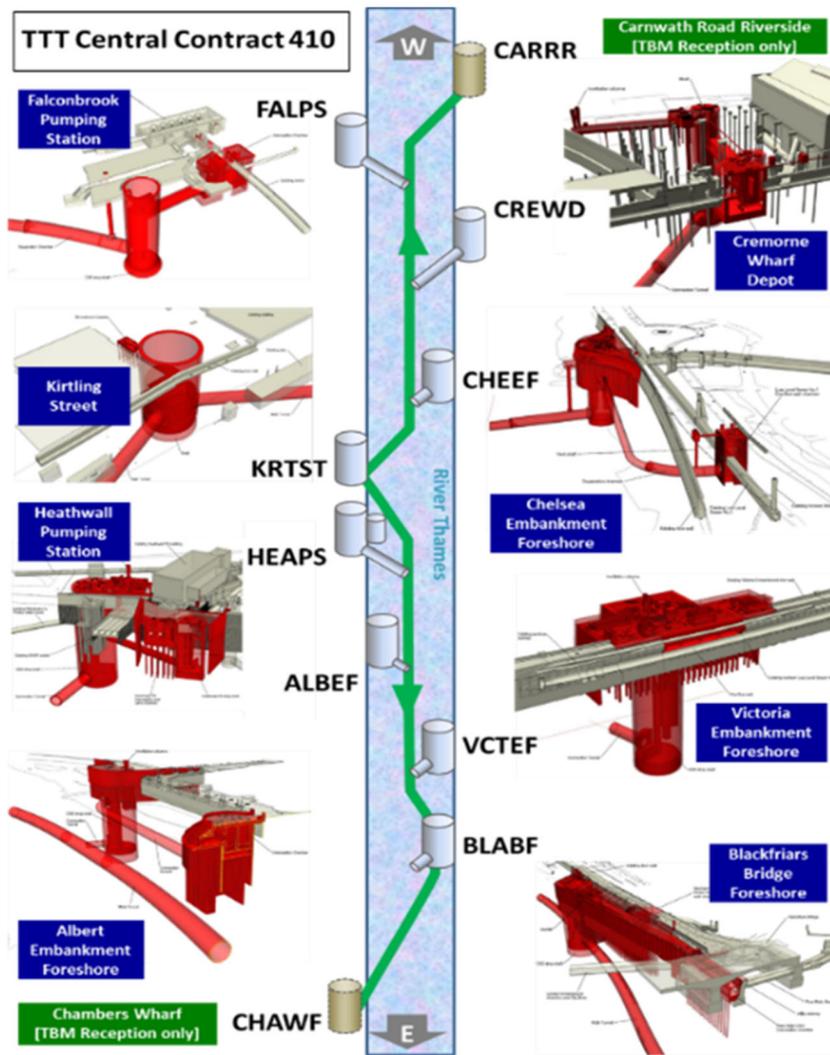


Fig.6 Representación esquemática de los elementos del proyecto

Además del diseño de los elementos estructurales, arquitectónicos y de operación, Ferrovial es responsable de analizar y mitigar efectos en los elementos existentes. Teniendo en cuenta la particularidad del proyecto y tratándose de un túnel que recorre el río Támesis en el centro de Londres, esto ha generado muchos retos técnicos. El número de elementos impactados excede los 1000: todos los muros del actual cauce, edificios tan emblemáticos como Houses of Parliament, todos los puentes en el centro de Londres incluyendo el icónico Tower Bridge, la práctica totalidad de las líneas de metro cruzando el río, además una gran cantidad de servicios existentes de todo tipo al tratarse de una zona muy consolidada.

#### 4. Retos en el diseño

El diseño del tramo central tiene un nivel de complejidad único debido a la particularidad de la ubicación del proyecto, alcance de los trabajos, pliego de condiciones del contrato y el número de afectados - corre a cuenta de Ferrovial conseguir la aprobación del diseño y los trabajos por parte de todas las partes implicadas e impactadas. El diseño liderado por Ferrovial ha cubierto todas las áreas, desde geotecnia, hidrogeología, hidráulica, diseño de estructuras, medios y técnicas de construcción, hasta estudios de impacto, trabajos marítimos, instrumentación y auscultación.

A continuación se revisan algunos de los puntos más relevantes desde el punto de vista geotécnico aplicables en particular al entorno del pozo en Blackfriars en el centro de Londres así como al túnel principal.

## Encuadre geológico

La sección central del proyecto se encuadra en la cuenca de Londres (London Basin) formada por una conocida secuencia de formaciones geológicas debido al número de proyectos subterráneos realizados en la capital.

La cuenca se formó en la parte superior del Grupo de tiza (Chalk) del Cretácico tardío. Dentro del centro de la cuenca, la tiza está cubierta principalmente por paleoceno, eoceno y rocas más jóvenes, aunque la tiza también es llevada a la superficie por pliegues y fallas localizadas.

La estratigrafía encontrada durante la construcción de los pozos y del túnel se detalla en la figura 7: abarca desde el London Clay predominante en el oeste hasta la tiza en el este, pasando por la una formación errática llamada Lambeth group donde se alternan niveles arcillosos y arenosos, y las arenas finas de la Thanet Sands.

En cuanto a la hidrogeología, el proyecto ha lidiado con 3 acuíferos. El superior, río Támesis que se extiende hasta el techo del London Clay. El intermedio, un acuífero artesiano en la formación del Lambeth Group. Y el inferior, en la tiza y Thanet sands, que actualmente abastece de agua potable a parte de la población de Londres

En el dibujo de abajo también se ha representado esquemáticamente un sistema de fallas, relevante durante las operaciones de las tuneladoras y en los análisis hidrogeológicos.

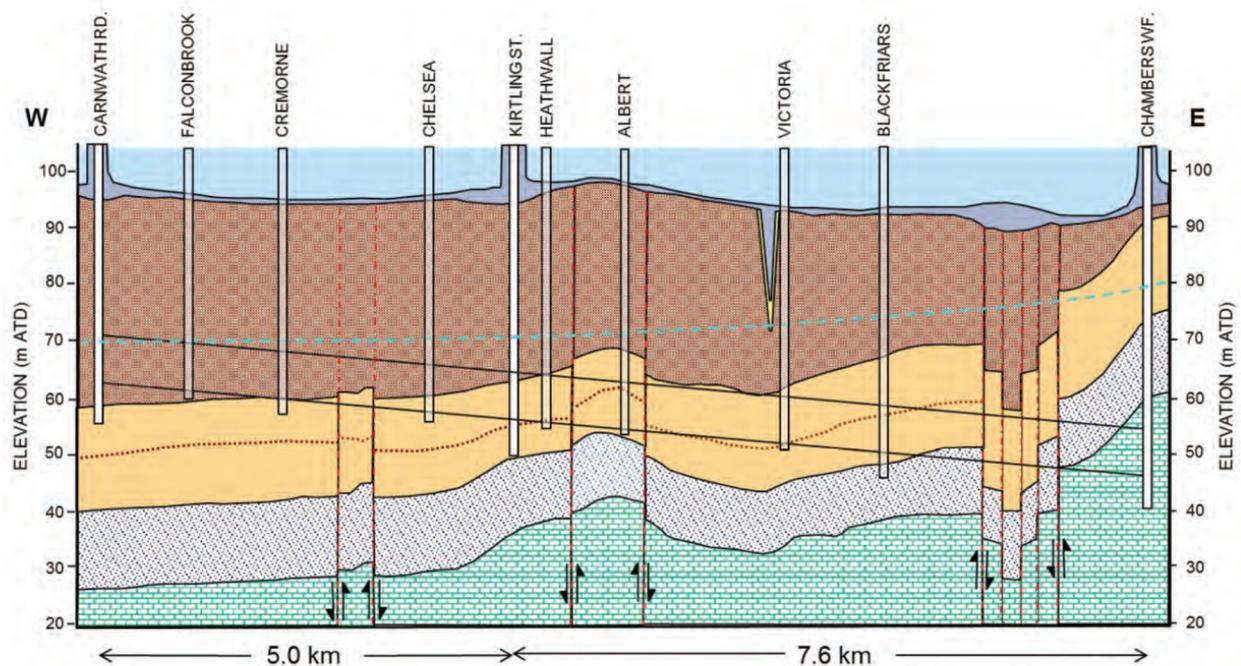


Fig.7

## El túnel principal

El tramo central construido por Ferrovial abarca casi 13 Km de túnel del total de los 25 Km del proyecto, y un diámetro de excavación próximo a los 9 m. Ha sido construido con dos tuneladoras EPB, Ursula y Milliscent, trabajando por encima de los 5 bares de presión a unos 60 m de profundidad. Los ciclos de producción punta han estado próximos a los 30 anillos por día, casi 60 m, con las dos tuneladoras trabajando simultáneamente desde el pozo de lanzamiento central hacia el este y el oeste.

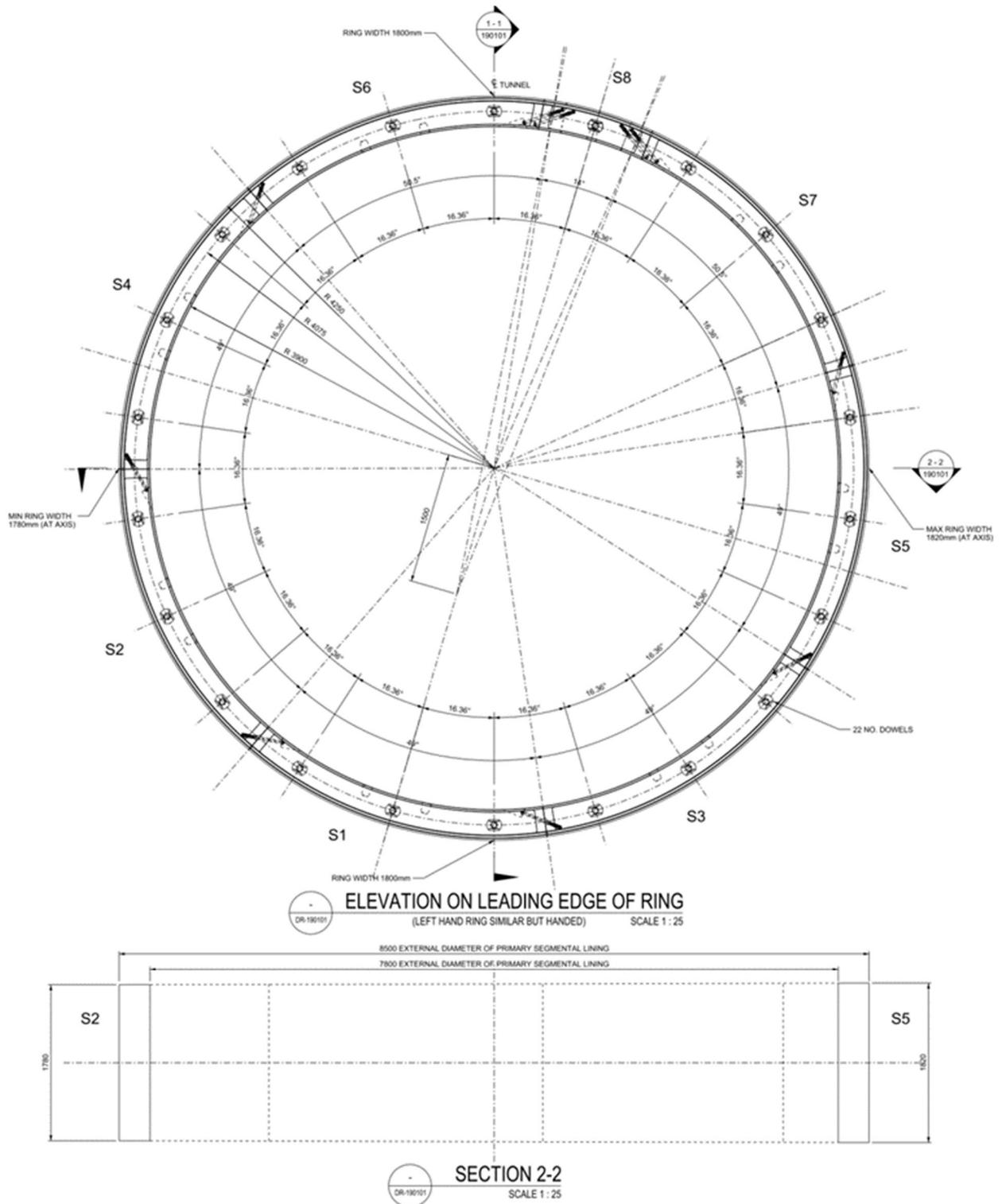


Fig.8 Sección túnel principal

La sección estructural del túnel está compuesta de un anillo universal de 350 mm de espesor y 1800 mm de longitud formado por 8 dovelas de hormigón prefabricado armado con fibras, y un revestimiento interno de hormigón in situ también de hormigón con fibras, originalmente de 300 mm de espesor y reducido a 250 mm tras el rediseño por parte de Ferrovial.

Los principales elementos desde el punto de vista técnico han sido los siguientes:

- Los anillos se han diseñado para resistir una presión externa e interna de hasta 6 bares, limitando las filtraciones a menos de 0.1 l/m<sup>2</sup>/día conforme a los requerimientos del contrato. La presión interna no suele ser un condicionante en los túneles de estos diámetros usualmente construidos en el ámbito del transporte. Las juntas de EPDM se ensayaron hasta los 10 bares con un offset de 10 mm y un gap de 3 mm. En línea con la práctica habitual, el diseño se basó en modelos numéricos. La interacción suelo estructura se analizó con un modelo de elementos finitos en PLAXIS 2D, donde se tuvo en consideración el efecto de las juntas radiales mediante dos alternativas, la clásica reducción de inercia utilizando elementos placa, o utilizando elementos volumétricos y juntas sin capacidad a tracción. Se realizaron también estudios de sensibilidad sobre el efecto de las juntas circunferenciales con LUSAS 3D. El resumen de resultados se presenta en la siguiente tabla:

Type of Analysis	Joint opening (mm)
PLAXIS 2D continuous plate element - No joints	1.13
PLAXIS 2D volume elements - Joints	1.57
LUSAS 3D shell element - No joints	2.12
LUSAS 3D shell element - Joints	1.45
LUSAS 3D shell element - Joints and consecutive rings	1.43

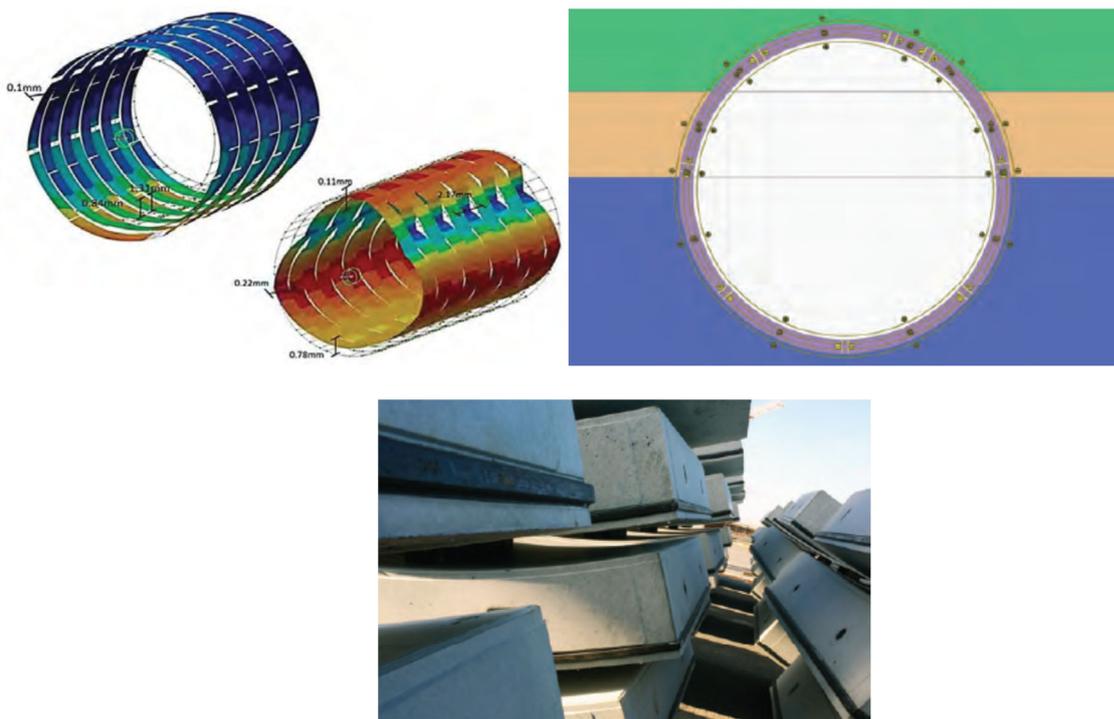


Fig. 9 Modelos numéricos y anillos del túnel principal

- Reducción del espesor del revestimiento interno de 300 mm a 250 mm. Esto ha implicado una reducción de volumen de hormigón de 15.000 m<sup>3</sup>, y además de los ahorros en coste, ha permitido mejorar significativamente el programa de construcción ya que el túnel es parte del camino crítico del proyecto, con ciclos próximos a las 12 horas para secciones de 12 m de longitud. El diseño de los anillos para que fueran capaces de satisfacer las limitaciones de infiltraciones y exfiltraciones del pliego ha permitido simplificar el dimensionamiento del revestimiento interior que tiene como función principal asegurar los 120 años de vida útil requeridos en el contrato, protegiendo los anillos de la abrasión y ataque químico.

El dimensionamiento de la estructura se basó en modelos de elementos finitos en PLAXIS 2D, y a título informativo se incluye en la tabla de abajo la distribución de carga obtenida en los análisis de sensibilidad teniendo en cuenta diferentes condiciones geotécnicas y estados de carga:

Chainage	Range of shared load (%) in the secondary lining	
	Lower Bound	Upper Bound
7+100	1 - 30	1 - 29
11+220	1 - 27	0 - 26
12+580	1 - 26	0 - 27
18+440	1 - 14	0 - 10
18+620	1 - 12	1 - 8
19+040	1 - 8	1 - 8
19+200	1 - 5	0 - 6

Fig.10 Distribución de esfuerzos entre anillos prefabricados y revestimiento

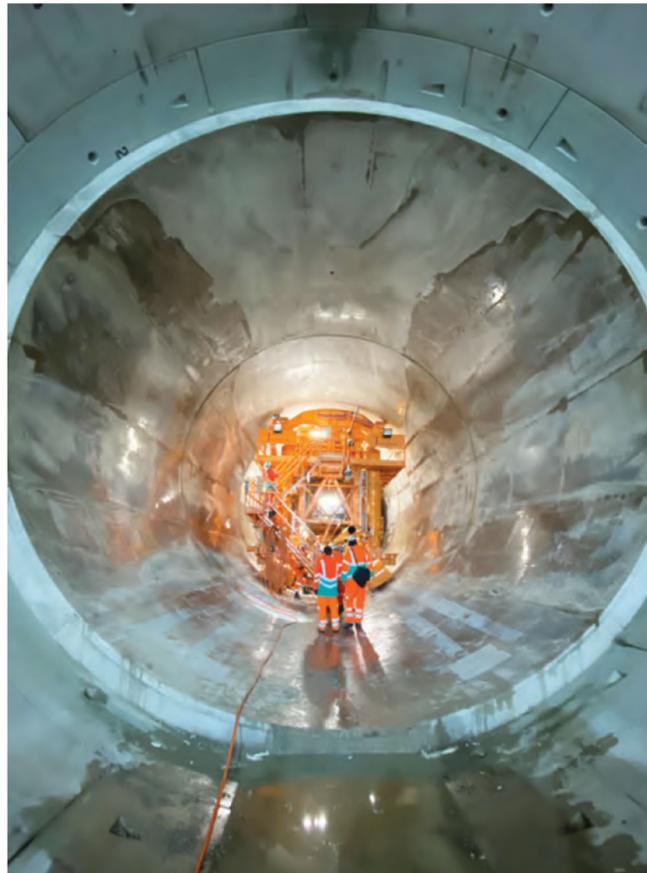


Fig. 11 Revestimiento del túnel principal

- Control del impacto en las estructuras existentes. Durante la construcción se han conseguido unas pérdidas de volumen próximas al 0.3%, pero peso a eso han sido necesarios análisis de detalle de gran complejidad debido a la particularidad de las estructuras (la mayoría catalogadas de interés cultural) y la interacción suelo estructura. Probablemente el ejemplo más significativo ha sido el análisis del puente Tower Bridge, uno de los iconos de Londres. En el análisis se predijo que tras el paso de la tuneladora por el centro del vano principal habría una reducción de la junta entre los labios de los puentes levadizos de 9 mm pero sin impactos en la capacidad de la estructura. El movimiento medido finalmente en el puente no excede los 4 mm.

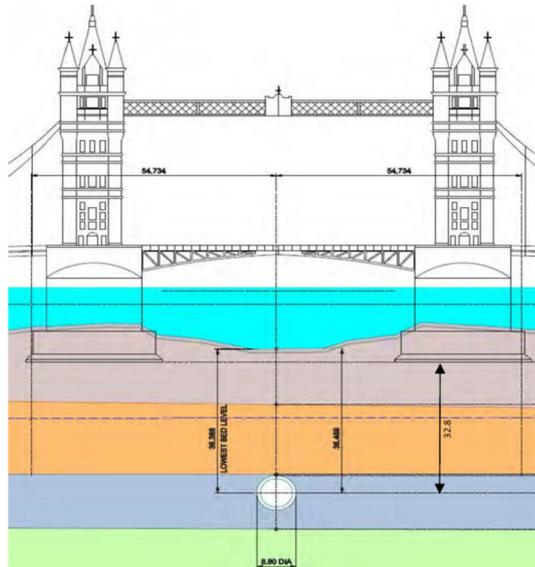


Fig. 12 Modelo para estimación de asientos



Fig. 13 Instrumentación en la junta del puente levadizo del Tower Bridge

- Durante la excavación de los túneles han sido necesarias intervenciones hiperbáricas al no haber pozos intermedios en el trazado. Las presiones de agua esperadas superaban los 4 bares de presión, y en Reunido Unido, por prescripción del organismo gubernamental de seguridad y salud (Health and Safety Executive), las intervenciones debían limitarse a 3.65 bares. Desde la oficina técnica se coordinó la reducción el número de intervenciones y presión correspondiente. En primer lugar, se identificaron ventanas a lo largo del proyecto donde tanto por las condiciones geotécnicas (presión de agua y naturaleza impermeable del terreno) como impactos a los distintos elementos del entorno, la presión podía reducirse a los entornos operables de 2 bares. En segundo lugar, para cada posible ubicación, se realizaron estudios de detalle de estabilidad del frente para fijar los intervalos óptimos de presión a aplicar.



Fig.14 Operarios realizando una operación hiperbárica

- Por la naturaleza del proyecto, sistema de recogida de aguas, el túnel tiene conexiones en las distintas ubicaciones de los pozos, como se detalla en la Fig. 5 y 6, a través de unos túneles de conexión de unos 3 ó 4 m de diámetro y de hasta 250 m de longitud a unos 50 m de profundidad. Las conexiones se realizan con el túnel terminado y el revestimiento interno actuando como elemento estructural fundamental tomando las cargas asimétricas que se generan al demoler los anillos. Se han realizado análisis en Plaxis 3D para estudiar el impacto en la apertura de las juntas entre anillos, fases de excavación y esfuerzos en el revestimiento.

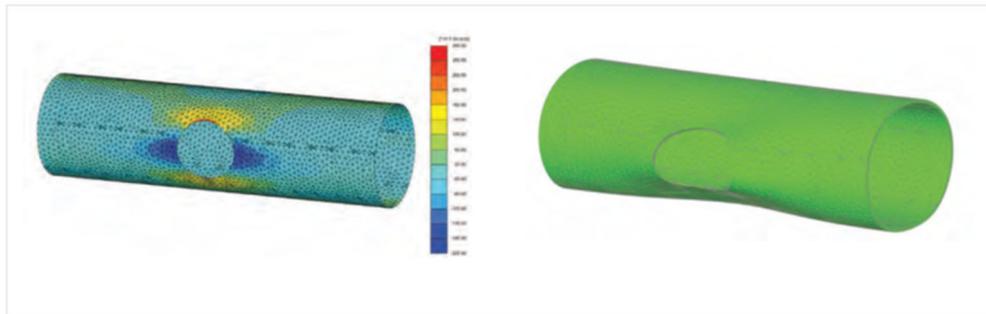


Fig. 15 Esfuerzos y deformaciones en el túnel principal en los puntos de conexión

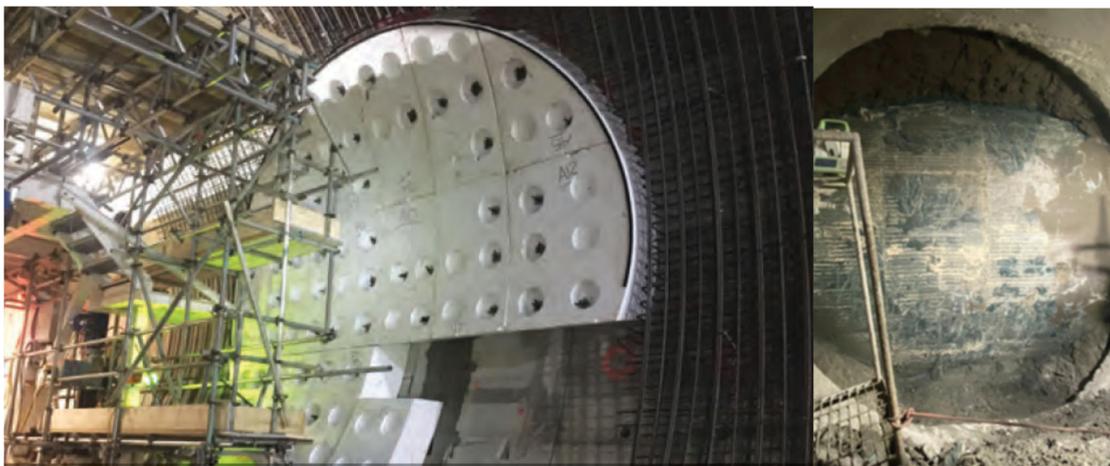
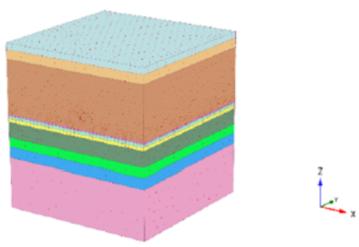
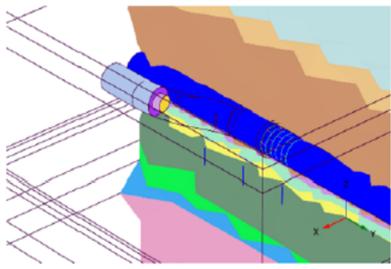
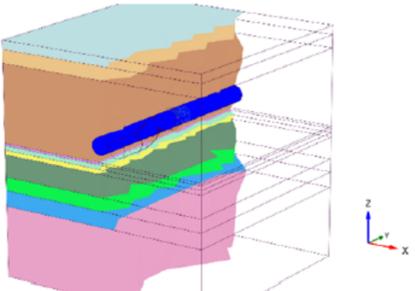
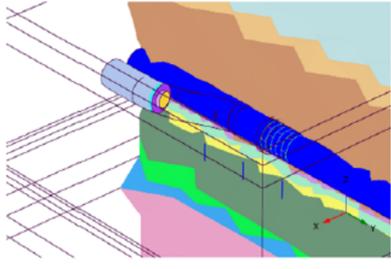
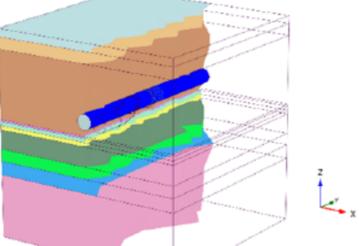
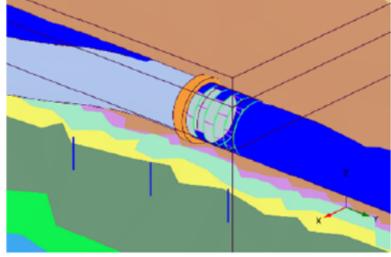
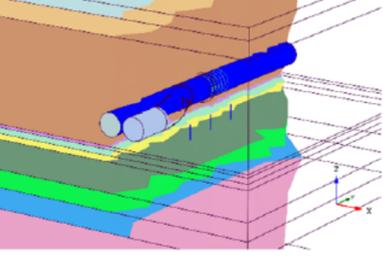
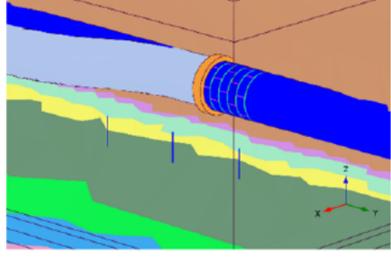


Fig.16 Preparación del revestimiento y trasdós del túnel en los puntos de conexión

Otro elemento de conexión que ha requerido estudio de detalle por parte de Ferrovial ha sido el entronque con el proyecto del oeste construido por otro contratista. Originalmente la tuneladora debería haber terminado su trayecto en el pozo de Carnwath para ser recuperada y extraída. Sin embargo, debido a retrasos en el programa del otro contratista, el pozo no estuvo listo a tiempo y la tuneladora tuvo que abandonarse enterrada junto al pozo fuera del trazado original. El contratista del oeste construirá un túnel de unos 8 m de diámetro con hormigón proyectado que conectará el pozo con el túnel construido por Ferrovial. El túnel terminado se rellenó en la sección del entronque con mortero, cubriendo unos 5 m más allá del punto de entronque (del entorno de medio diámetro del túnel) sin puntales adicionales a continuación. El estudio de Ferrovial ayudó, además de validar la operación en términos de capacidad de la estructura, a anticipar los movimientos de túnel y movimientos en las juntas entre anillos que podrían resultar en infiltraciones futuras requiriendo reparación. El estudio se realizó con Plaxis 3D con las etapas que se detallan a continuación.

 <p>Initial phase. Initial soil stress state according to the soil mechanical model and the <math>k_0</math> considered</p>	 <p>Phase5-Phase74: 1 m in advance Pilot tunnel excavated and pilot surface spray concrete lining is activated</p>
 <p>Phase1-Phase2: TBM pass and MNTLB tunnel activated</p>	 <p>Phase5-Phase74: Crown-invert excavation, 75 mm layer of spray concrete lining on all excavation surfaces and Primary Lining are activated</p>
 <p>Phase3: MNTLB backfill</p>	 <p>Phase75: Flare enlargement is activated</p>
 <p>Phase4: First 13 m of the SCL connection tunnel is activated. The wells are activated</p>	 <p>Phase76: Excavation of the last 2.5m of backfill</p>

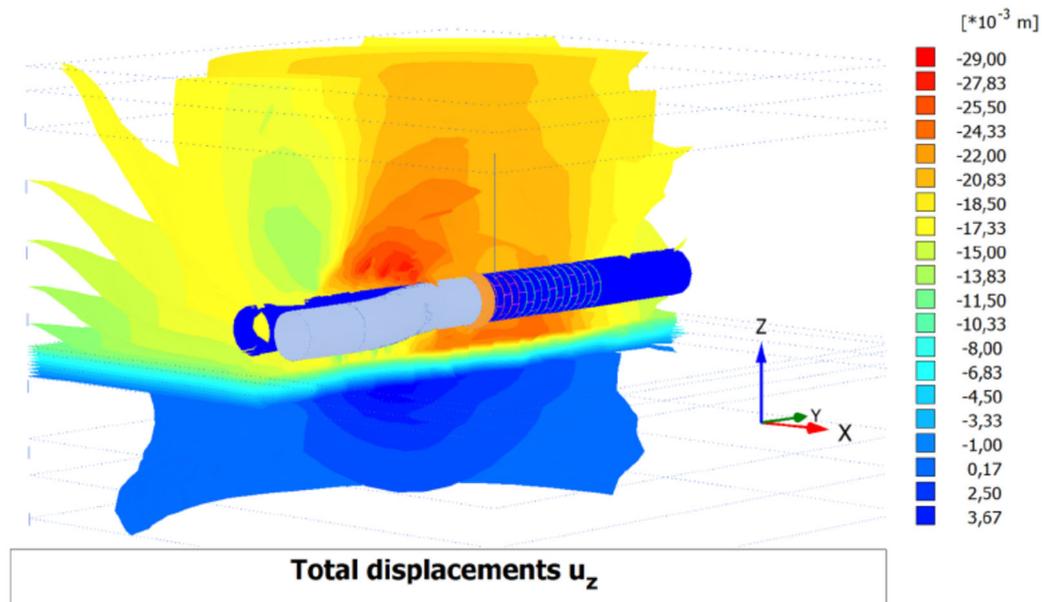


Fig.16 Etapas de calculo del modelo para estudiar efectos del contrato Oeste, y asientos generados por la excavación y agotamiento del nivel freático asociado

### ***Obras marítimas (cofferdams)***

La mayoría de los pozos se ubican en el lecho del río Támesis, junto a los puntos de descarga actuales. La primera actividad que tuvo que desarrollar Ferrovial fue la construcción de los cofferdams para crear los espacios de trabajo adecuados. El diseño de las soluciones se ha coordinado desde la oficina técnica de Ferrovial, resolviendo los siguientes retos:

- Eficiencia de las soluciones, tanto en coste y programa como en la reducción de posibles afecciones a los elementos existentes. Desde el esquema original de elementos de gravedad entre recintos de tablestacas, el concepto evolucionó en las ubicaciones que lo permitieron a muros en voladizo usando soluciones tipo combiwall. En el diseño de las tablestacas se han utilizado tanto modelos de interacción suelo-estructura (Plaxis 2d y 3D) para estudio de estabilidad y asientos en zonas colindantes, como programas de cálculo de estructuras para el dimensionamiento de todos los elementos estructurales. En los modelos de cálculo se incluyeron los pozos y túneles debido a los efectos que los cofferdam pueden generar, y viceversa al haber excavaciones muy próximas a los pies de las tablestacas.
- El río Támesis es uno de los ríos mas transitados en Europa, y los cofferdams del proyecto están expuestos al impacto de buques y barcazas con desplazamientos significativos. Durante el diseño de los cofferdams se realizaron estudios de detalle para evaluar en un caso real la energía que es capaz de disipar una estructura temporal sin llegar a colapsar y manteniendo unos adecuados niveles de seguridad con relación a la capacidad estructural residual post-impacto. Esto permitió garantizar unas condiciones de seguridad adecuadas durante la construcción del proyecto.
- Los cofferdams deben cerrarse contra los muros existentes para crear los espacios estancos de trabajo. Debido a la carrera de marea de 6 m de río Támesis los elementos de conexión con los muros existentes se han diseñado para permitir movimientos relativos y reproducir la forma de los muros de gravedad que limitan el cauce del río en la actualidad

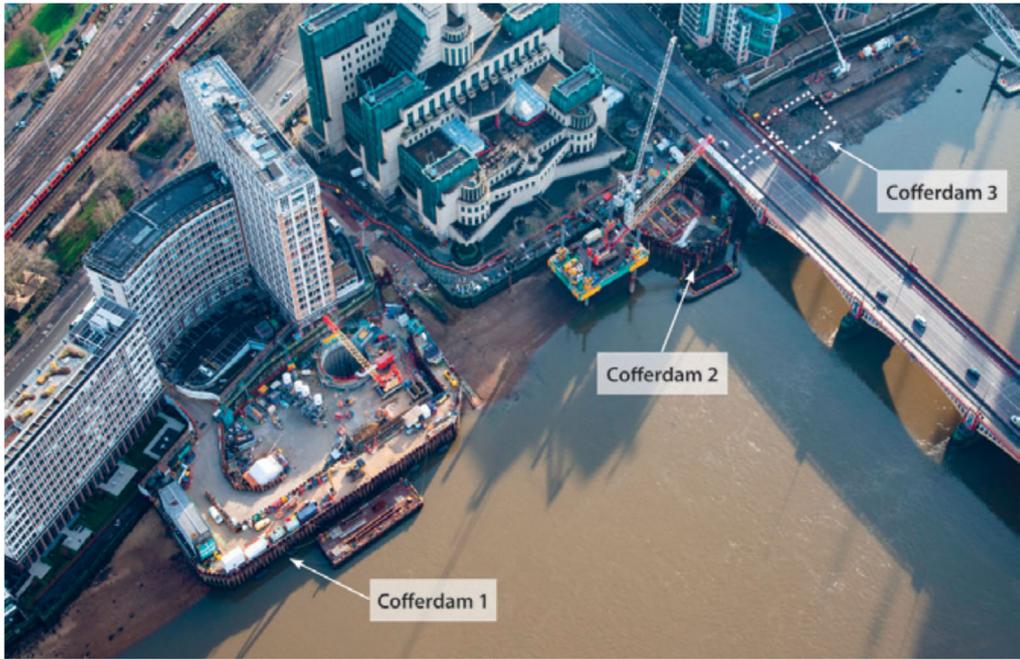


Fig. 17 Solución de gravedad en ALBERT



Fig.18 Vista aérea de la solución en voladizo en BLACKFRIARS



Fig.19 Solución en voladizo en Blackfriars

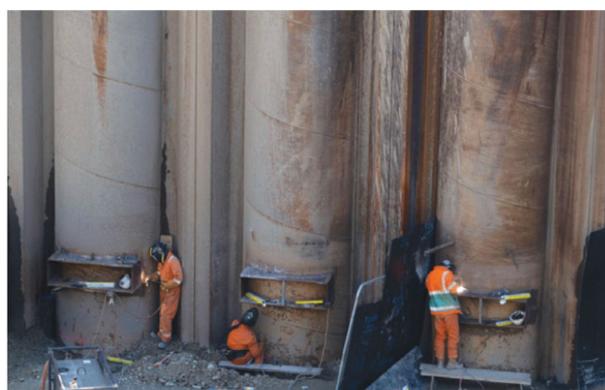


Fig.20 Pilotes hincados de 1800 mm de la solución en voladizo en Blackfriars

### ***Los pozos***

Los pozos son los elementos fundamentales del esquema hidráulico y permiten la bajada controlada del agua y disipación de energía cubriendo desniveles por encima de los 50 m. Son estructuras que atraviesan las terrazas del Támesis, la arcilla del London Clay, la formación del Lambeth y en algunas ocasiones alcanzan las arenas del Thanet sands. Los diámetros de los 8 pozos del proyecto cubren desde los 10 m de los pozos menores en la parte oeste hasta los 30 m del pozo central en Kirtling o los 24 m de Blackfriars. En su construcción se han utilizado técnicas distintas. La solución más eficiente desde el punto de vista coste/programa y reducción de asientos en el entorno es la solución compuesta por pilotes secantes hasta los 25-30 m de profundidad y hormigón proyectado hasta la base de pozo, acompañado por agotamiento de los niveles freáticos si la excavación se realiza en estratos granulares o si la estabilidad del fondo de excavación lo requiriera. Esta es la solución que se ha acabado adoptando durante el diseño progresivo a iniciativa de Ferrovial, cambiando la solución original que se basaba en el uso de pantallas profundas (hasta los 85 m de profundidad).

La obra de Blackfriars se toma a continuación como referencia, ya que cubre la mayoría de los retos comunes con el resto de los pozos y al mismo tiempo muestra la complejidad de los trabajos realizados por Ferrovial en el centro de Londres.

El pozo se encuentra en el distrito de City of London, la zona más central y consolidada históricamente de la ciudad, y es una de las obras que componen el proyecto más complejas y con mayor presupuesto después

del túnel principal, y se trata del único pozo que intercepta al túnel, aparte del pozo de lanzamiento de las tuneladoras en el centro del trazado.

El sistema de contención del terreno que permite la excavación está formado por pilotes secantes de 1.5 m de diámetro en los primeros 25 m de profundidad, y hormigón proyectado con una sección de 600 mm a continuación. El equipo de excavación necesario con estas técnicas es mucho más reducido, sencillo y ágil que el propuesto en la solución original con pantallas, punto importante considerando que el pozo forma parte del camino crítico de todo el proyecto y la limitación del espacio ganada al río. El pozo tiene una losa de fondo de 4 m de espesor para resistir las subpresiones con un diámetro interior de 24 m.

El pozo atraviesa las formaciones del Lambeth y las Thanet sands con sendos acuíferos, por lo que fue necesario desarrollar un robusto sistema de agotamiento para permitir la excavación, así como evitar inestabilidades de fondo en las finas arenas del Thanet. El cono de depresión, debido a la permeabilidad del Chalk y las Thanets, se extendía kilómetros, y fueron necesarios sofisticados análisis numéricos con MODFLOW para demostrar a los particulares con licencia de extracción (nótese que parte de la población de Londres se abastece con agua potable del acuífero inferior de las Thanets y el Chalk) que la capacidad de sus bombeos no se vería afectada.

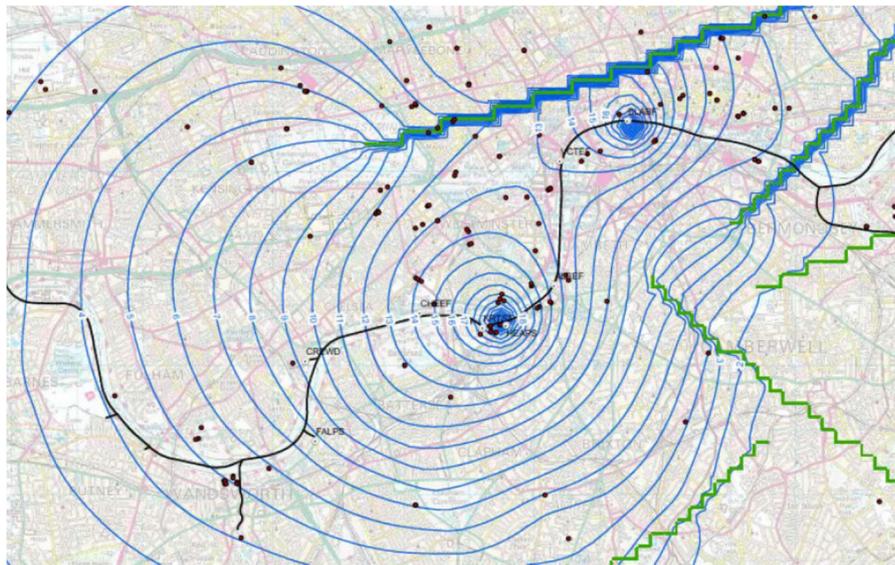


Fig. 21 Resultados MODFLOW para hipótesis de sistemas de agotamiento en Victoria y Blackfriars, puntos representando puntos de abastecimiento de agua potable impactados por la obra

Además del sistema de agotamiento, para minimizar asientos en el entorno y evitar inestabilidades locales del terreno en los estratos granulares durante la excavación y proyección del hormigón se consolidó el terreno mediante columnas secantes de Jet Grouting. La profundidad del tratamiento de 52 m constituyó un récord en Reino Unido, siendo también una de las pocas ocasiones en las que se ha alcanzado esa cota en Europa. Para garantizar los parámetros óptimos de tratamiento y alcanzar los diámetros objetivo para garantizar la continuidad del tratamiento, se realizó una prueba a escala real en el pozo de Kirtling donde la excavación permitió comprobar la idoneidad de distintas combinaciones de parámetros. Tras la comprobación del diámetro alcanzable y rango de tolerancias en verticalidad para el terreno en cuestión, y fijado el hueco aceptable entre columnas por consideraciones hidráulicas y pérdida de gradiente, se definió el intereje de diseño por métodos probabilísticos (método de Monte Carlo).

Tras la ejecución del tratamiento se comprobó la verticalidad de las perforaciones mediante inclinómetros, siendo solo necesarias 3 columnas adicionales para sellar posibles entradas de agua frente al total de 140 columnas.

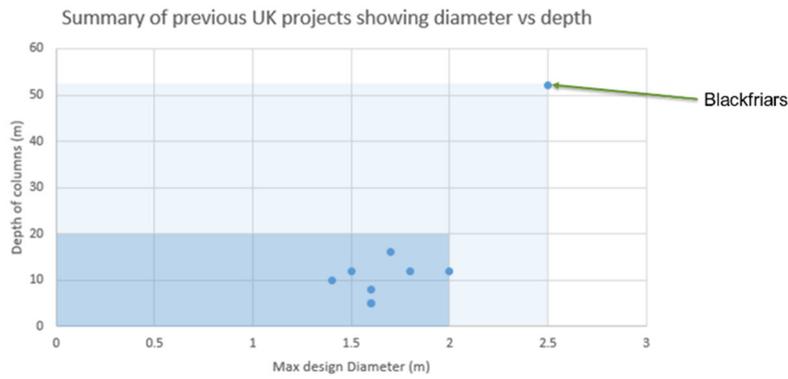
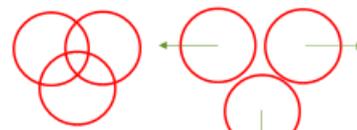
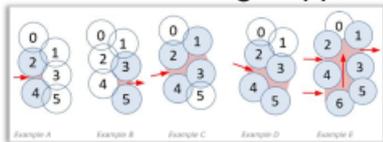


Fig.22 Diámetro vs profundidad de aplicaciones en Reino Unido



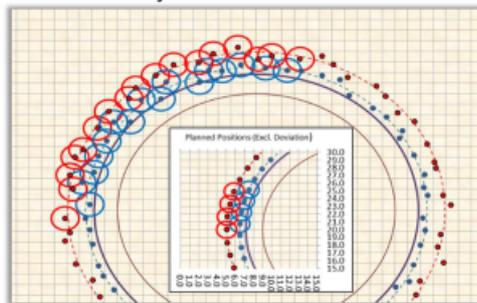
Fig.23 Ensayos en el pozo de Kirtling

**Blackfriars: Design Approach**



Typical means to define a grid ↓

**Monte Carlo Analysis**



Strata	Maximum allowable gap (m)
Thanet Sand	0.5m
Lambeth Group	0.1m
TBM intervention Canopy	0.5m

Fig.24 Definición del interje por métodos probabilísticos

Desde el punto de vista del dimensionamiento estructural y de afección al entorno, se realizaron análisis numéricos con Plaxis 3D y Lusas 3D. Las acciones del terreno y presiones de poro calculadas con Plaxis se aplicaron a un modelo Lusas para validar las secciones de hormigón y secuencia de excavación. Las cargas en las secciones de hormigón son muy sensibles las fases y tiempos de excavación, con lo que se optimizó la secuencia de construcción maximizando la contribución de terreno simulando la carga de los hormigones a edades tempranas mediante el ajuste de Chang & Stille (1993).

Uno de los puntos críticos del diseño fue la interacción con el túnel al tratarse de un pozo que lo. Al tratarse del camino crítico de todo el proyecto, no solo del esquema en Blackfriars, el diseño del pozo se realizó de manera que fuera posible bien el paso de la tuneladora en vacío, o como acabó sucediendo dada la producción récord de las tuneladoras, que el pozo se pudiera excavar alrededor del túnel ya construido parcialmente - sin el revestimiento interior. Para ello el túnel se rellenó con mortero cubriendo 5 anillos en la zona de intersección de las dos estructuras, y la excavación del pozo se realizó con avances muy limitados y por sectores para controlar inestabilidades del terreno ya alterado por el paso de la tuneladora.

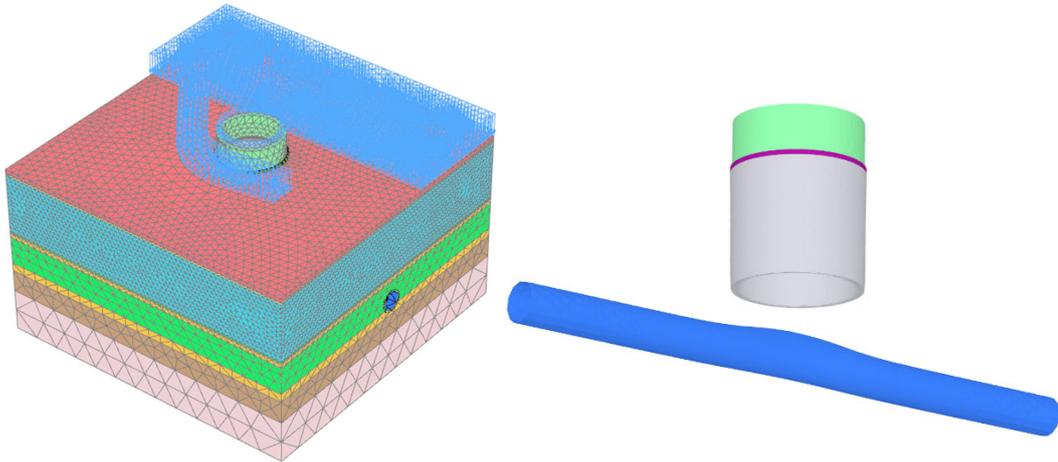


Fig.25 Modelos de EF para el cálculo del pozo

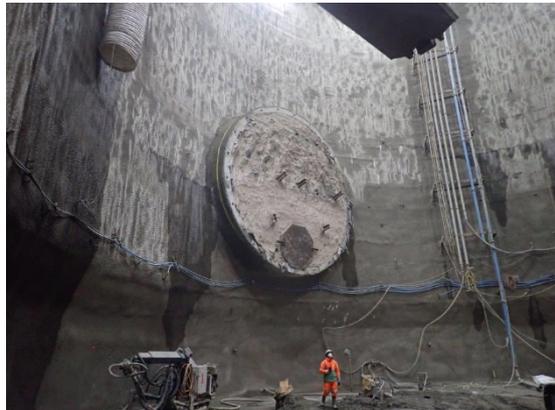


Fig.27 Imágenes de la excavación del pozo en Blackfriars

Actualmente, el pozo de Blackfriars ya está completamente excavado, con la losa de fondo y muros de compartimentación y descarga hidráulica completos, y el revestimiento interior se extiende hasta la mitad de la altura. El pozo y el resto de los elementos que componen el punto de conexión se completarán antes de 2024 para poder comenzar el periodo de pruebas antes de completar los trabajos.

# SILVERTOWN TUNNEL. PRIMER POZO DE LANZAMIENTO PLURICELULAR EN LONDRES

**JOSE LUIS RODRIGUEZ SANCHEZ**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Engineering Manager

Ferrovial Construcción

## 1- Introducción

El túnel de Silvertown conectará la península de Greenwich con el barrio de Silvertown y está siendo ejecutado por una UTE de Ferrovial Construcción, BAM Nuttal y SK Ecoplant por un importe cercano a mil millones de libras. La obra consiste en dos túneles de 11 m de diámetro exterior y 1.2 km de longitud excavados con TBM (EPB) complementados con tramos de falso túnel y sección subterránea a cielo abierto hasta conectar con la red existente en ambas bocas.

Una vez terminada la ejecución de las obras, y durante 25 años, la operación y el mantenimiento de las mismas correrá a cargo de Riverlinx, una sociedad compuesta por Cintra, BAM PPP PGGM, Aberdeen Standard Investments, Macquarie Capital y SK E&C

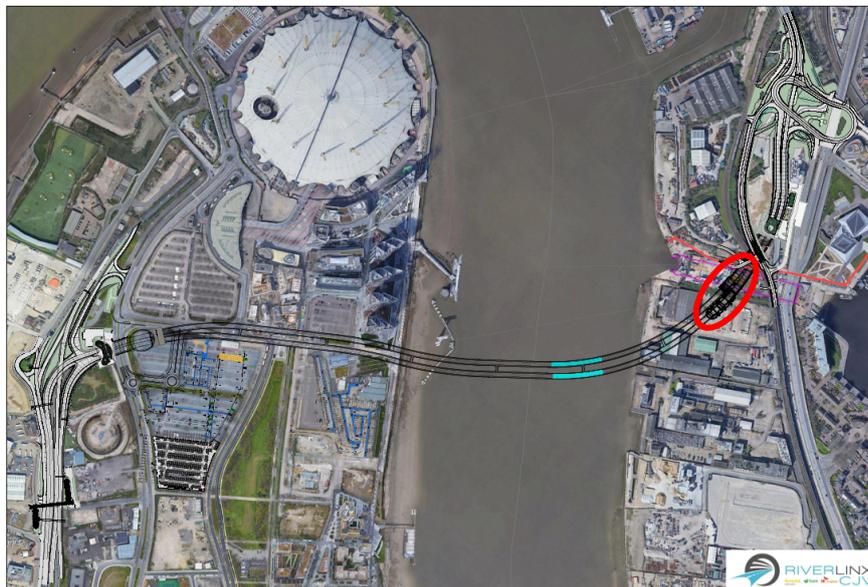
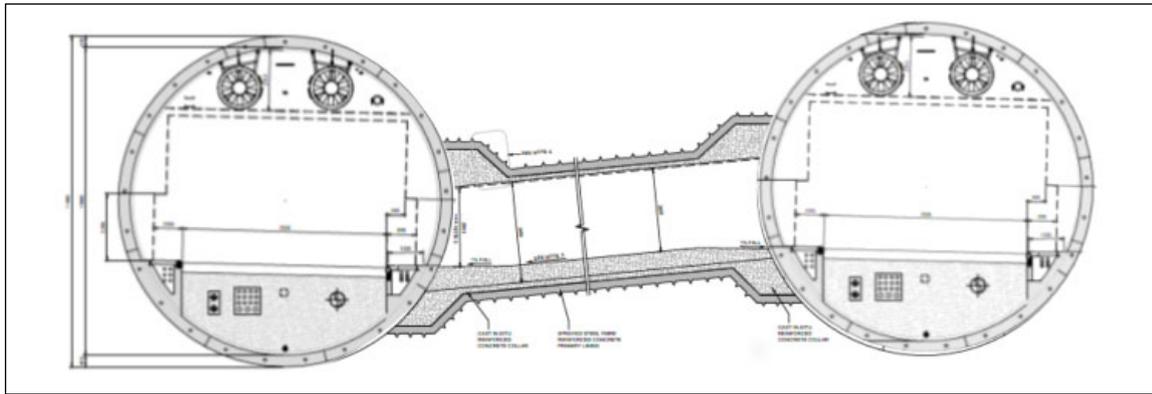


Figura n°1.-Localización General del proyecto y de la zona del pozo de lanzamiento



**Figura n°2.-Sección tipo de túnel a la altura del Cross Passage n° 6 (en azul en la Figura n°1)**

Dentro de estos trabajos se encuentra la ejecución del pozo de lanzamiento de la tuneladora, actualmente en ejecución una vez terminado el diseño de construcción, donde hemos contado con la colaboración de Ayesa como diseñadores y la UTE Ramboll/Fhecor como revisores Cat 3.

La construcción del pozo de lanzamiento debe estar terminada en la primera mitad del año 2022 para efectuar el montaje y lanzamiento de la tuneladora.

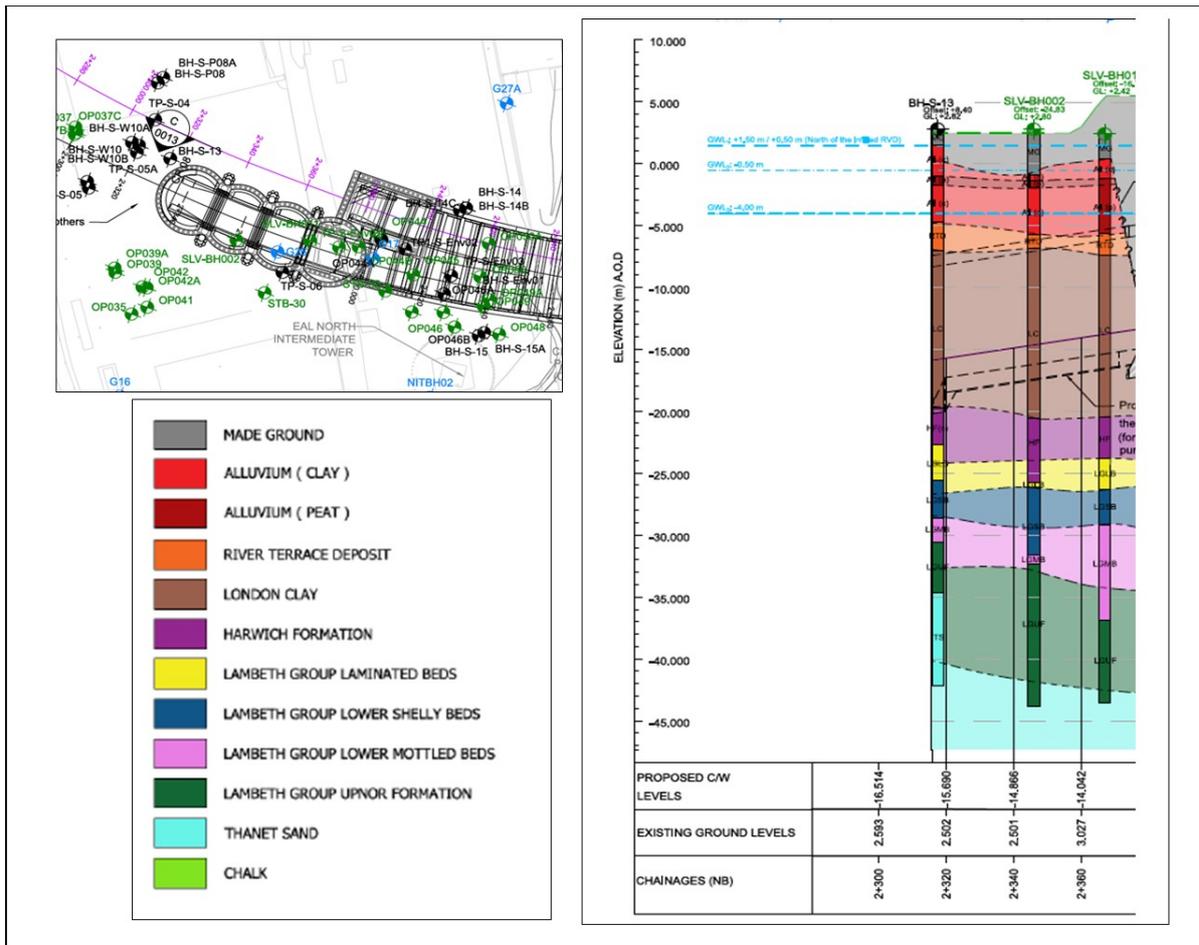
Dado que la solución adoptada (pozo pluricelular) es novedosa en el Reino Unido, en el presente documento se trata de presentar, de manera general y muy resumida, alguno de los aspectos más relevantes estudiados durante su diseño y primeras fases de su construcción. Se ha dividido esta presentación en tres apartados: condicionantes del terreno, estudio de opciones consideradas y descripción del diseño final. Adicionalmente, hemos incluido un apartado de conclusiones con algunas fotografías donde se puede ver el progreso de la construcción hasta el momento actual.

## **2. Condicionantes del terreno**

El pozo de lanzamiento se sitúa en Silvertown, en el Este de Londres en la orilla del río Támesis, en una zona industrial en rápida transición a residencial en los próximos años.

Dada su proximidad al río, el perfil estratigráfico está dominado por los depósitos aluviales recientes y las terrazas granulares que se depositan por encima de la arcilla de Londres, que separa los acuíferos superficial – ligado al río Támesis- y el intermedio-conectado con el nivel regional asociado al substrato rocoso. Este acuífero intermedio se compone de depósitos de alternancias granulares y cohesivas conocidos como Lambeth Group.

Esta formación se sitúa a techo de las Arenas del Thanet y del substrato rocoso de la zona, conocido como Chalk. En la Figura 2 se presenta el perfil longitudinal en la zona y la planta donde se ha representado la información geotécnica disponible.



**Figura nº3.-Perfil Geotécnico Longitudinal y planta de investigación**

De acuerdo con los ensayos de bombeo realizados en la zona, se puede concluir que en el área de excavación del pozo de lanzamiento los acuíferos superior e intermedio están desconectados, por lo que no hay transmisión de contaminación vertical entre ambos ni comportamiento mareal en los niveles profundos.

En cualquier caso, debido a condicionantes del trazado, la parte frontal del pozo de lanzamiento se sitúa por debajo del muro de la London Clay, en una formación granular (gravas y arenas limosas), denominada Harwich Formation. En el resto de la cámara, el fondo de excavación se sitúa en la London Clay pero con un espesor reducido, con lo que está sujeta a problemas de rotura de fondo debido a la subpresión del acuífero intermedio.

Los parámetros geotécnicos adoptados para estos materiales han sido los siguientes:

Geotechnical Units	$\gamma$	$\phi'$	$C'$	$S_u$	$E_{50,ref}$	$E_{ur,ref}$	$\nu_{ur}$	$K_0$
-	$\text{kN/m}_3$	(°)	$\text{kN/m}_2$	$\text{kN/m}^2$	MPa	MPa	-	-
Made ground, MG	17	30	1	-	10	30	0.2	0.50
Alluvium (Clay), All (c)	17	21	1	22	5.3	19.9	0.2	0.64
Alluvium (Peat), All (p)	14	17	1	20	4.8	18	0.2	0.71
River Terrace Deposits, RTD	18	34	1	-	19	57	0.2	0.44
London Clay Formation, LC	19	25	5	$88+4.7z$ (1)	30.8	115.5	0.2	1.60
Harwich Formation, HF	18	33	1	-	150	450	0.2	1.50
Lambeth Group - Laminated Beds, LGLB	20	33	1	-	100	300	0.2	1.20
Lambeth Group - Lower Shelly Beds, LGSB	20	25	5	150	250	937.5	0.2	1.20
Lambeth Group - Lower Mottled Beds LGMB	20	30	10	-	170	637.5	0.2	1.20
Lambeth Group - Upnor Formation, LGUF	19	33	1	-	200	200	0.2	1.20
Thanet Sand, TS	19	34	1	-	200	200	0.2	1.20

(1) Z es la cota de techo de la London Clay

**Tabla n° 1. Parámetros geotécnicos.**

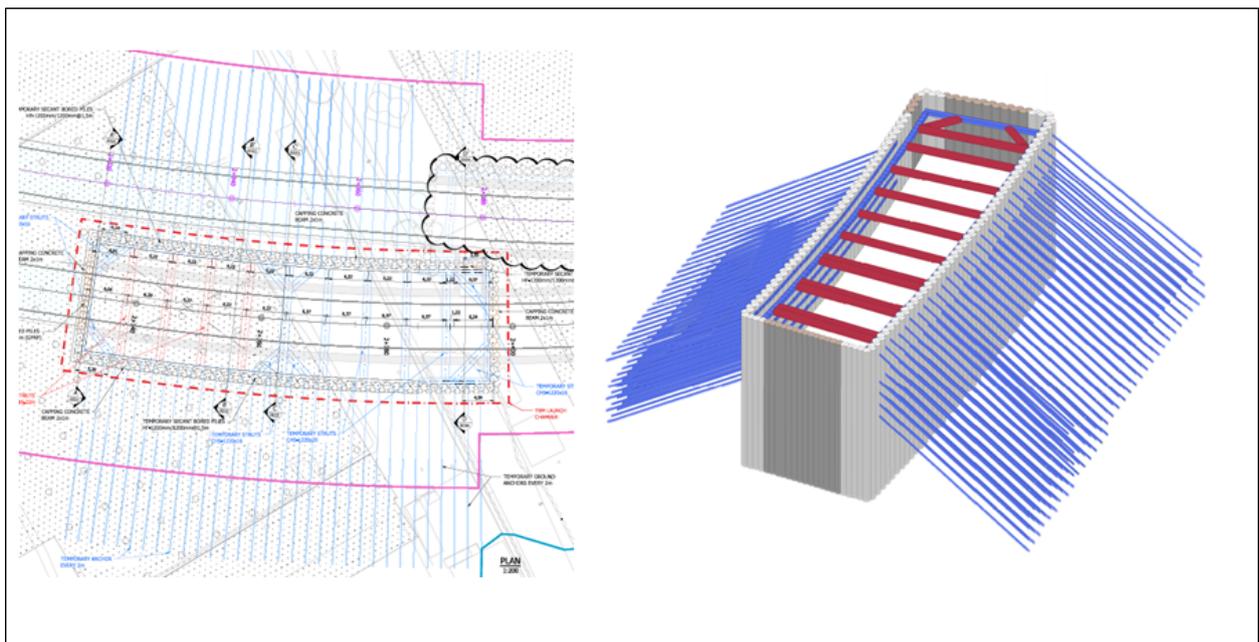
### 3. Estudio de opciones consideradas

Al tratarse de una excavación en ámbito urbano, rodeada de servicios afectados, estructuras existentes y pobres condiciones geotécnicas, la primera opción considerada fue la de realizar un pozo de lanzamiento con las dimensiones estrictas para alojar solamente el escudo de la TBM y realizar el lanzamiento de la misma de manera umbilical, resultando un pozo de unos 30 m de diámetro-

Sin embargo, la complejidad logística de este procedimiento, unido a la posibilidad de emplear este pozo como zona de salida de los materiales de excavación de los dos túneles hizo que se considerase la excavación de un pozo de mayor longitud. De esta manera se planteó la solución de una excavación de un área interior de unos 22 m de ancho y 80 m de largo.

Debido al alto número de obstrucciones detectadas en la zona y la posible existencia de proyectiles no explotados tras los bombardeos sufridos en la zona durante la Segunda Guerra mundial, el empleo de pantallas continuas se desestimó, decidiendo emplear pantallas de pilotes secantes, más flexibles ante elementos enterrados y obstrucciones no salvables con pantalladoras convencionales.

La primera versión de esta excavación fue un recinto rectangular de pilotes secantes arriostrados durante la excavación por anclajes temporales, como puede verse en la Figura 3.



**Figura nº4.-Solución rectangular anclada. Planta y modelo 3D**

Esta solución presentaba varios inconvenientes, entre los que destacaban los siguientes:

- Afecciones a terceros por la longitud requerida por los anclajes, que excedían la zona autorizada para la obra
- En el lado norte del pozo, los anclajes interferían con la excavación del túnel norte, lo que añadía mayor complejidad al programa, al necesitar estar destesados al paso de la tuneladora y ejecutados con vitroresina (GFRP) para poder ser perforados por la EPB sin inconveniente. A esta dificultad se añade a que estos anclajes de GFRP resultaban de una longitud superior a los máximos ejecutados con éxito según la bibliografía existente.

Como alternativa, se planteó la posibilidad de emplear un pozo pluricelular que permitiese las mismas dimensiones interiores sin la necesidad de ejecución de anclajes al trabajar principalmente a compresión debido a su geometría de pozos circulares secantes.

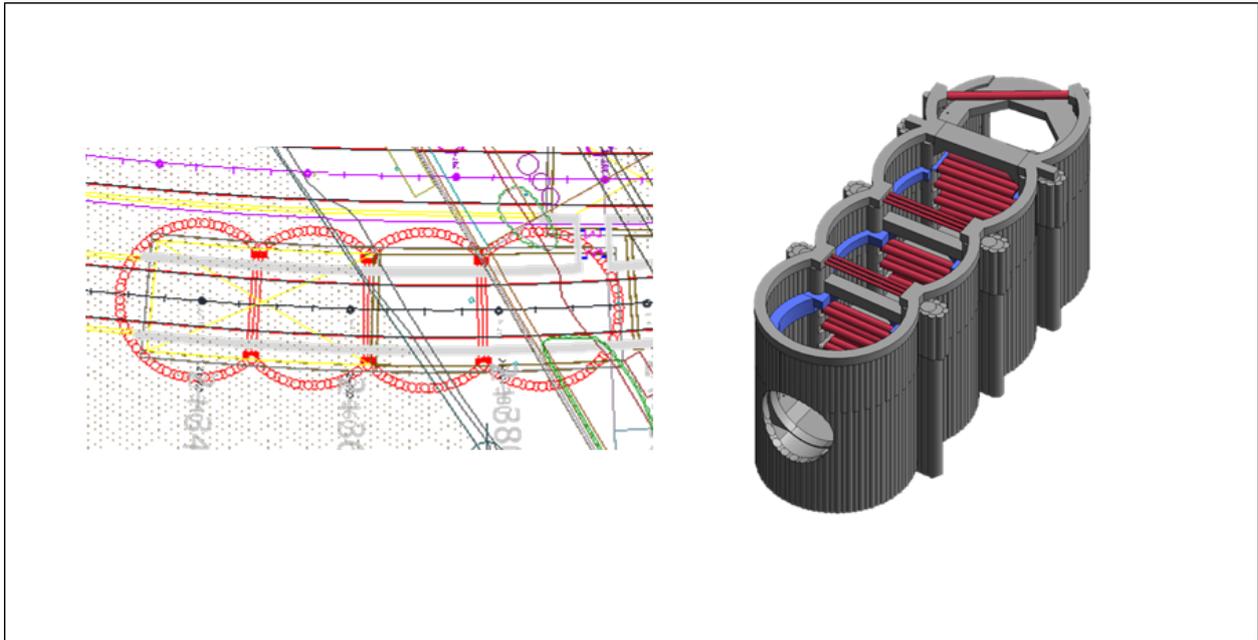
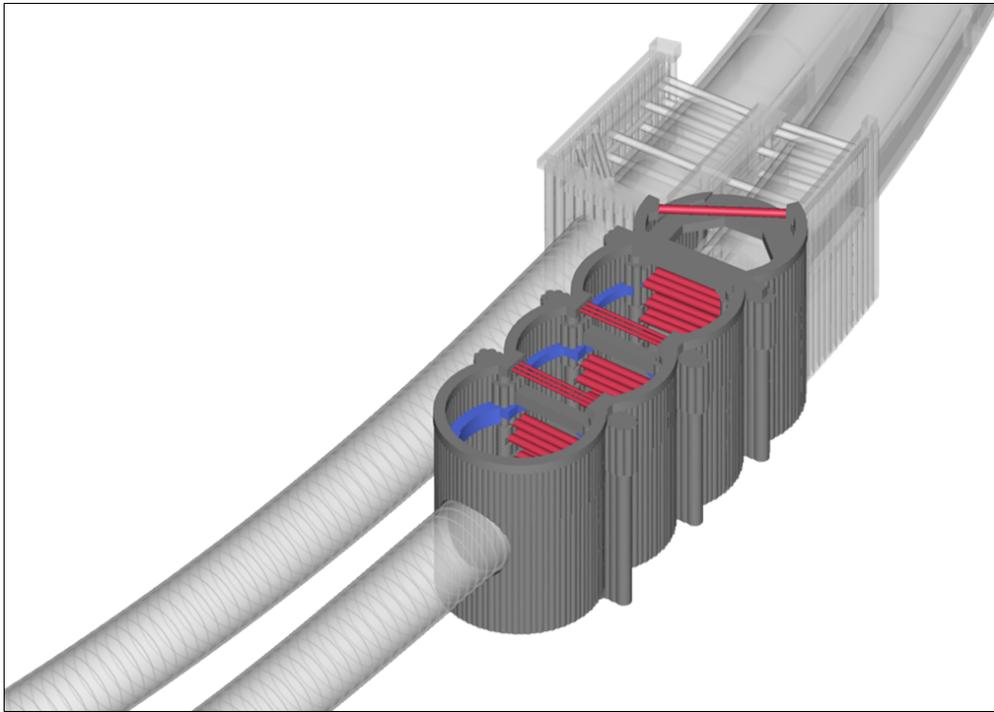


Figura nº5.-Solución pluricelular. Planta y modelo 3D

#### 4. Descripción del diseño final

Aunque la geometría del pozo pluricelular presenta un comportamiento estructural más ventajoso, existen varios aspectos que reducen la eficiencia del trabajo a compresión teórica de las pantallas en este caso, como es la excavación del túnel de salida en las proximidades y la apertura de la última célula – Pozo 4 - para empezar los trabajos del falso túnel y de la cámara de extracción de la tuneladora.

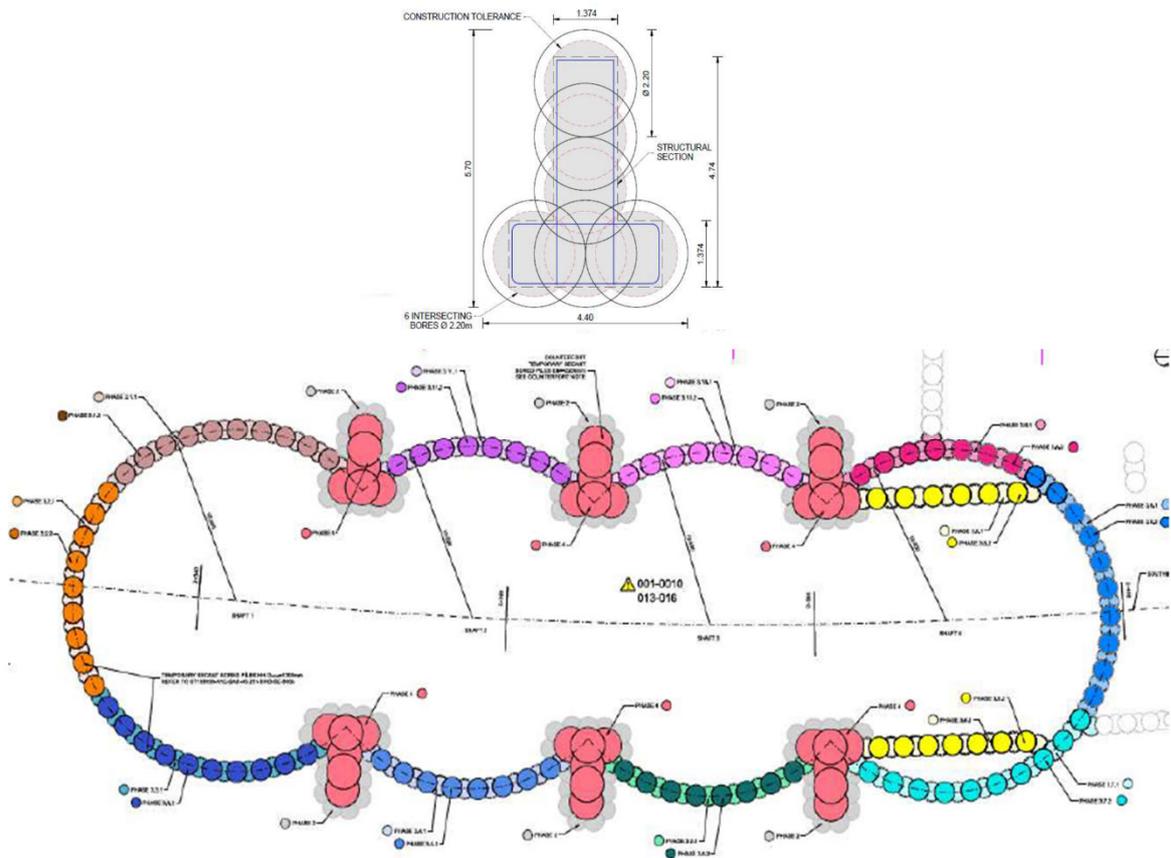


**Figura nº6.-Posición del túnel norte, cámara de extracción de la tuneladora y falso túnel**

El modelo empleado para el cálculo de detalle de esta estructura se ha basado en modelos elementos finitos realizados con Plaxis y Midas Civil 3D, donde se han incluido las fases de construcción y las acciones derivadas no solamente de la excavación e instalación de los elementos de contención sino también de las labores de rebajamiento del nivel freático dentro y fuera del pozo para evitar la rotura de fondo de la London Clay, la excavación del túnel norte y la apertura de las excavaciones afectando al pozo número 4.

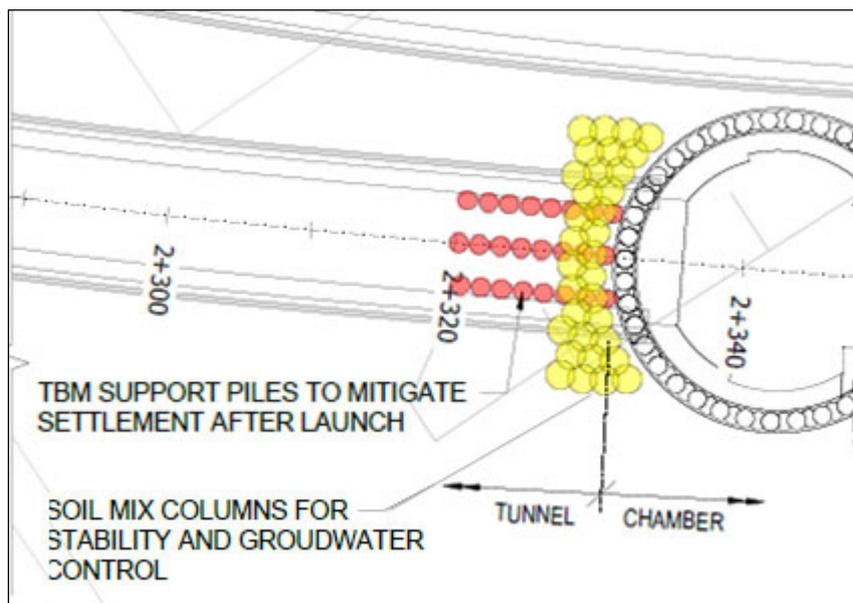
Uno de los elementos destacados de este diseño son los contrafuertes definidos en la intersección de los pozos. Con el fin de facilitar las labores de excavación de la cámara, se decidió eliminar pantallas transversales interiores, con lo que estos contrafuertes y algún nivel de apuntalamiento interior son los responsables de recoger todos los esfuerzos de compresión transmitidos por los recintos circulares.

Los contrafuertes, que trabajan bajo flexiones muy importantes – con un máximo del orden de los  $140 \times 10^3$  kN m – son fundamentales para el funcionamiento estructural de la solución, ya que permiten asumir el comportamiento asimétrico de las cargas del terreno alrededor de las pantallas. Estos contrafuertes se han ejecutado combinando 6 pilotes de 2.20 m de diámetro y de una profundidad media de 30 m.



**Figura n°7.-Detalle y posición de los contrafuertes**

Otro aspecto a destacar en el diseño geotécnico de la solución son los tratamientos del terreno que se están ejecutando en el frente del pozo 1 para el lanzamiento de la tuneladora. Este tratamiento está compuesto por un ‘corralito’ de soil-mixing para limitar la entrada de agua al recinto en el caso de fallo de la junta de sellado (bull-eye) y para permitir el arranque sin presión en el escudo, y por tres hileras de pilotes hormigonados a modo de cuna bajo el escudo para evitar el cabeceo del mismo en el lanzamiento.



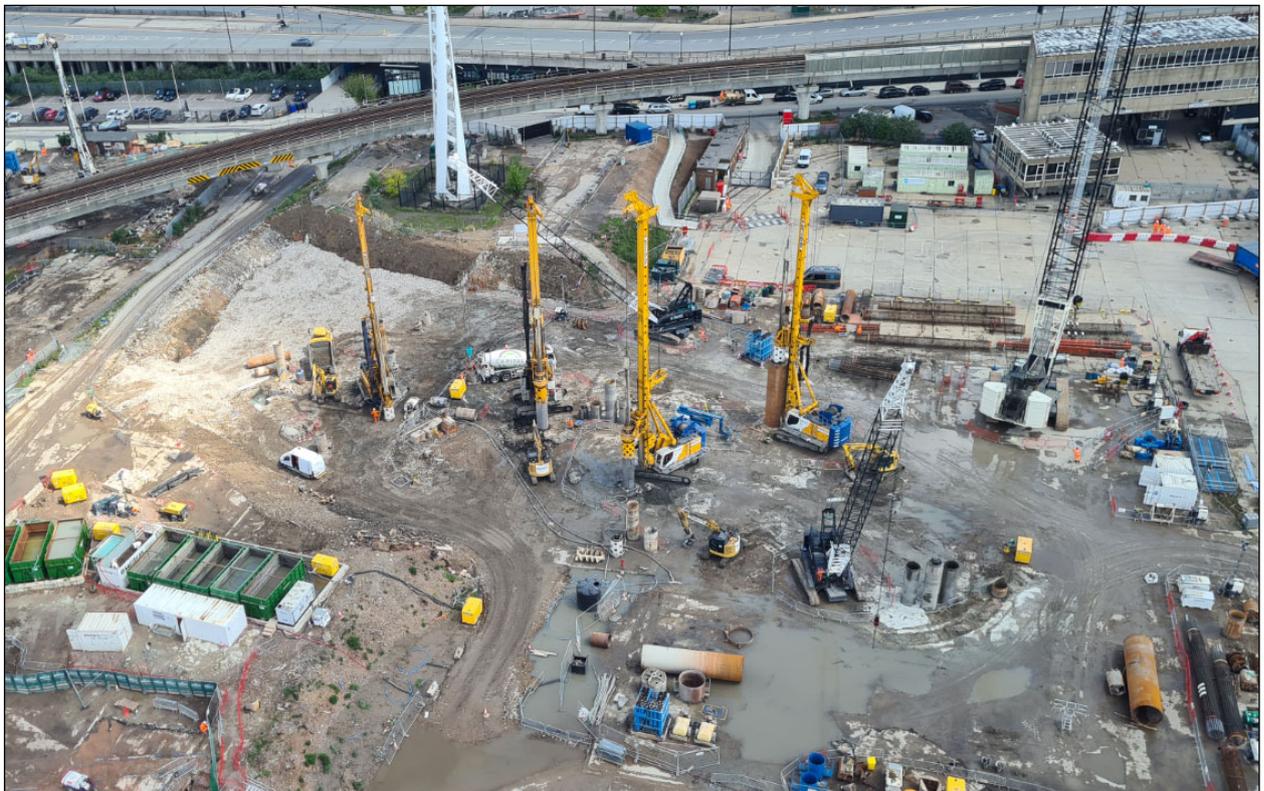
**Figura n°8.-Tratamientos del frente de ataque (COWI)**

## 5. Conclusiones y situación actual de las obras

Para el diseño y ejecución del pozo de lanzamiento de la tuneladora a emplear en el Tunnel de Silvertown en Londres se ha diseñado un pozo pluricelular ejecutado con pantallas de pilotes secantes que permite una excavación aproximada de 80 x 20 m en planta y unos 20 a 25 en profundidad en terrenos geotécnicamente pobres en condiciones de empuje de agua sin la necesidad de ejecución de anclajes o arriostramientos externos al perímetro de excavación con deformaciones reducidas, evitando el impacto en estructuras y servicios existentes.

Para el diseño de esta estructura se ha contado con una extensa campaña geotécnica que ha incluido sondeos tradicionales y ensayos de bombeo y se ha modelizado el efecto de todos los trabajos a ejecutar en la zona empleando modelos geotécnicos y estructurales complejos.

En la actualidad se han ejecutado la mayoría de los pilotes secantes y los contrafuertes y se está procediendo a la excavación del primer pozo, como se puede ver en las siguientes fotografías.



**Fotografía n°1.-Inicio de la ejecución Pilotes secantes de los pozos**



**Fotografías n°2 y 3.-Colocacion de armado de contrafuertes**



**Fotografía n°4.-Excavacion del primer y segundo pozos para ejecucion de la viga de coronacion**



# **PANTALLAS DE HORMIGÓN ARMADO EJECUTADAS CON HIDROFRESA: POZO DE ATAQUE DE KIRTLING ST, THAMES TIDEWAY TUNNEL PROJECT (LONDRES)**

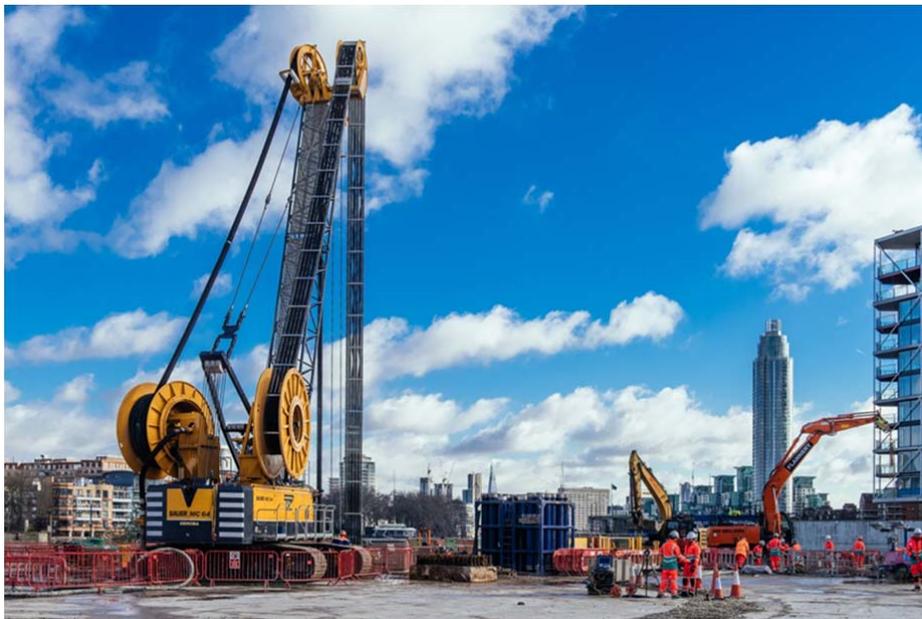
**LUIS DEL AMO VILLA**  
Ingeniero Técnico de Obras Públicas  
Geotecnia y Cimientos S.A (Geocisa). Project Manager

## **1. Introducción**

El Thames Tideway Tunnel (TTT) constituye uno de los mayores proyectos de Ingeniería Civil, que se están llevando a cabo en este momento a nivel europeo. Se trata de un túnel destinado a servir de colector de margen, que discurre de oeste a este de Londres y a lo largo de la orilla del río Támesis.

El túnel, que ha quedado dividido en tres sectores (oeste, central y este), tendrá una longitud de más de 25 Km de longitud y 7,5 m de diámetro, transcurriendo hasta a 66 m por debajo del río Támesis.

Como parte destacada del proyecto, dentro del sector central, se encuentra el Pozo de Kirtling Street. Este pozo, entre otras funciones, se destinará a pozo de ataque para las dos primeras tuneladoras (TBM), desde aquí se ensamblaran las dos tuneladoras para ir avanzando en sentido este y oeste al mismo tiempo.



En la primavera de 2016 Geocisa fue la empresa seleccionada para la ejecución de los muros pantallas que servirán de contención, para la ejecución del Pozo de Kirtling St. La solución adoptada ha sido la ejecución de las pantallas de hormigón armado mediante una hidrofresa capaz de alcanzar hasta 100 m de profundidad de excavación, y espesor de pantalla de hasta 1,5 m. Para asegurar el éxito de los trabajos en plazo y presupuesto, Geocisa desplegó un equipo humano compuesto de especialistas altamente cualificados, que se ocuparon de la ejecución de los trabajos, así como de la gestión que requería una obra de estas características y de esta manera llegar a alcanzar los altos estándares de Calidad, exigidos en Reino Unido.

## 2. Antecedentes

La actual red de saneamiento de la capital británica, data de mediados del siglo XIX. En 1.850 más de 400.000 toneladas de aguas residuales eran vertidas directamente al río Támesis. Durante el inusualmente seco verano de 1858 se produjo el denominado “Gran Hedor” durante el cual el olor de residuos humanos no tratados y vertidos al río Támesis fue insoportable en el área central de la ciudad de Londres. Este mismo año el Parlamento Británico aprobó una ley para habilitar la mejora del sistema de saneamiento de aguas de la metrópolis.

El Ingeniero Jefe de la Junta Metropolitana de Obras (Joseph Bazalgette) ideó el nuevo sistema de la red de alcantarillado, que implicó dos años de desarrollo en su fase de proyecto, £3 millones de presupuesto y 15 años de ejecución. En aquel entonces supuso el mayor proyecto de ingeniería civil, jamás llevado a cabo en Inglaterra. Esta red comprendía 1.770 km de pequeño alcantarillado, que alimentaban a 134 km de colectores de gran diámetro que discurrían de oeste a este de la capital, paralelamente al río. Esta red de alcantarillado transportaba una mezcla de aguas residuales y de tormentas que descargaba en el río Támesis, aguas abajo de la capital (ver figura 1).

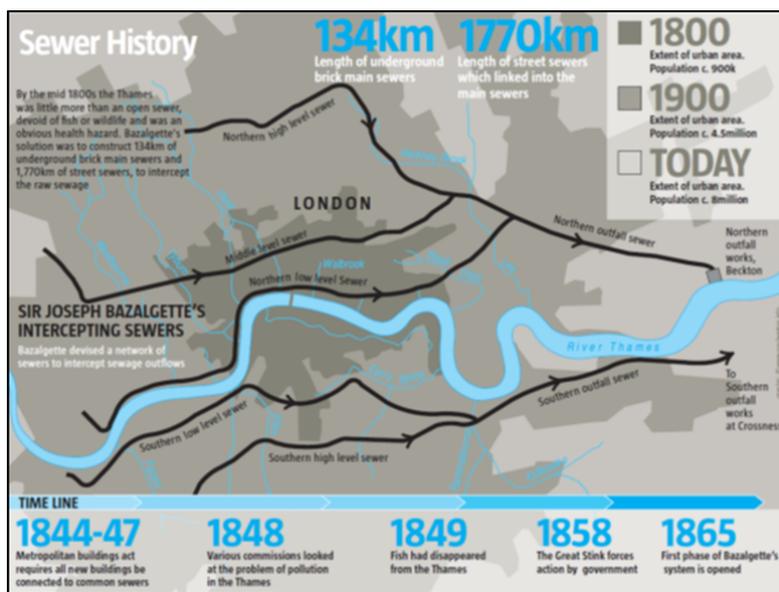


Figura 1: Esquema de la red de alcantarillado de Sir Joseph Bazalgette

Joseph Bazalgette estimaba que este nuevo sistema de alcantarillado evitaría cerca de 12.000 muertes anuales por cólera y otras enfermedades transmitidas a través del agua. En aquel momento la ciudad de Londres contaba con 2,5 millones de habitantes pero Bazalgette también anticipó el crecimiento futuro de la metrópolis, diseñando su sistema para perdurar, aplicando la más alta calidad de construcción y una considerable capacidad de respuesta. Para hacer frente a avenidas excepcionales, incluyó 57 aliviaderos en su red de alcantarillado, permitiendo que el exceso de caudal vertiera de vuelta al río Támesis evitando así inundaciones.

Este sistema de alcantarillado diseñado por Sir Joseph Bazalgette, ha dado respuesta a las necesidades de evacuación de aguas residuales de la ciudad, durante más de un siglo y medio, pero aquellas avenidas excepcionales que predijo Bazalgette, ahora se producen una vez por semana, al haberse triplicado la población de la urbe y haber aumentado notablemente la superficie de la misma.

Actualmente cerca de 39 millones de metros cúbicos de aguas residuales, mezcladas con agua de lluvia, son vertidas a través de los aliviaderos al río Támesis, casi el 40% de estas descargas se producen a través del aliviadero de Abbey Mills hacia el río Lee (afluente del río Támesis).

La compañía encargada de la gestión de la red de alcantarillado de Londres (Thames Water) ha desarrollado el Programa de Mejora Thames Tideway, cuyo objetivo es minimizar la cantidad de aguas residuales que vierten estos aliviaderos directamente al río Támesis, así como mejorar la red de alcantarillado de la ciudad.

Las actuaciones de este Programa están divididas en tres fases: la primera consiste en la mejora de los tratamientos de aguas residuales, la segunda consiste en la construcción del Lee Tunnel y la tercera la construcción del Thames Tideway Tunnel (TTT). El TTT discurrirá desde Acton al oeste de Londres paralelo al río hasta antes de virar al noreste hacia Abbey Mills (ver figura 2).

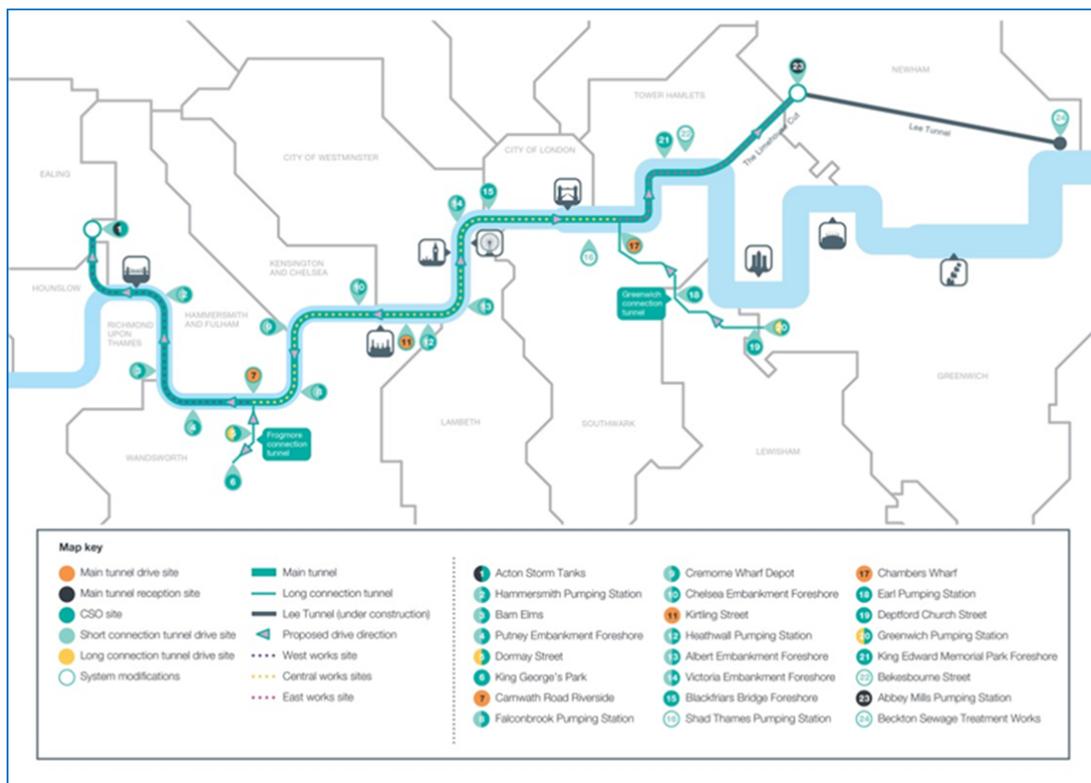


Figura 2: Esquema del Thames Tideway Tunnel (TTT).

Desde Abbey Mills conectará con el Lee Tunnel para conducir las aguas residuales hasta la Estación depuradora de Beckton. Este colector de margen, discurrirá a gran profundidad para evitar la infinidad de servicios existentes bajo Londres. El colector fluye por gravedad, por lo tanto será más profundo en la zona final del este.

El proyecto supondrá un incremento de la capacidad de la red de alcantarillado y una mejora de la calidad del agua en el río, diseñado para dar uso durante los próximos 120 años y ser un legado para la Capital. Creará unos 4.000 puestos de trabajo en los próximos años. Se prevé que esté finalizado en el 2023, ayudando en reducir el vertido de aguas residuales al río Támesis en 39 millones de metros cúbicos al año.

### 3. Thames Tideway Tunnel

De los dos túneles previstos dentro del Programa de Mejora Thames Tideway, el Thames Tideway Tunnel (TTT) será, desde el punto de vista de la ejecución, el túnel más complicado, convirtiéndose cuando esté terminado, en el túnel más profundo de todo Reino Unido. Tras 2,5 años de diseño y desarrollo del trazado del túnel se ha conseguido mejorar el mismo, reduciendo la longitud original en 7 Km, pasando a medir 32 Km. El presupuesto final de ejecución del TTT supondrá una inversión de 4.200 millones de libras.

El TTT se ha dividido en tres partes que corresponden por su situación geográfica al Sector Oeste, Sector Central y Sector Este (ver figura 3). Cada uno de estos sectores ha sido adjudicado a diferentes contratistas, habilitando así, que se estén ejecutando todos los tramos al mismo tiempo, para asegurar que el túnel se ejecuta dentro de los plazos previstos.

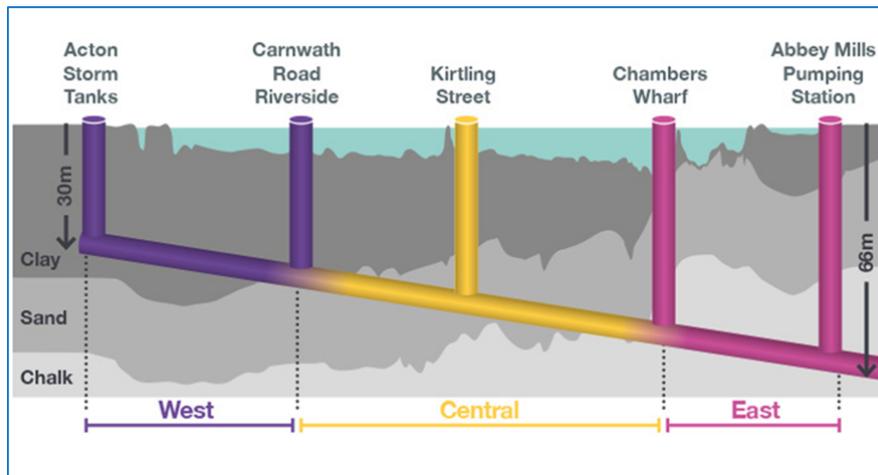


Figura 3: Esquema de subdivisión en sectores del TTT

West Section: Adjudicada a la Joint Venture formada por BAM Nuttall, Morgan Sindall y Balfour Beatty Group.

Central Section: Adjudicada a la Joint Venture formada por Ferrovial Agroman UK y Laing O'Rourke.

East Section: Adjudicada a la Joint Venture formada por Costain, Vinci Construction Grounds Projects y Bachy Soletanche.

### 4. Sector Central

El consorcio formado por Ferrovial UK y Laing O'Rourke (FLO Joint Venture) ha sido adjudicatario del Sector Central por importe de 746 millones de libras.

Este Sector Central es el más largo de los tres en que se divide el TTT, con 12,7 km de longitud divididos en dos tramos de túnel de 7,2 m de diámetro que arrancan del pozo de ataque de Kirtling St, 5 km hacia el oeste y 7,6 km hacia el este. Estos túneles se ejecutarán con dos Tunnel Boring Machine (TBM) que comenzarán su excavación desde el pozo de ataque de Kirtling St. La encargada de dirigirse hacia el este es la bautizada como Úrsula y la que se dirigirá hacia el oeste será Millicent. Esta sección central también incluye la ejecución de 8 pozos de entre 9 y 30 m de diámetro y entre 42 y 62 m de profundidad, así como 6 túneles cortos de conexión de entre 30 y 257 m de longitud y entre 3,2 y 4 m de diámetro interior.

De todos estos pozos destaca el pozo de ataque de Kirtling St. desde donde se introducirán las dos TBMs para ejecutar simultáneamente ambos túneles.

## 5. Pozo de Kirtling Street.

El pozo de Kirtling St. está situado en la orilla sur del río, integrándose dentro de la recuperación del área de Battersea Power Station, antigua central eléctrica actualmente en reconstrucción como centro comercial y zona residencial, dentro del barrio de Wandsworth.

Se trata de un pozo de planta circular de 32 m de diámetro y que se excavará interiormente hasta 62 m de profundidad. Este pozo constará de dos revestimientos uno primario con una función de contención, que será ejecutado mediante una pantalla de hormigón armado de 1,20 m de espesor y 86,4 m de profundidad (ver figuras 4 y 5) y un revestimiento secundario e interior al primario, para conseguir una mayor estanqueidad en el pozo.

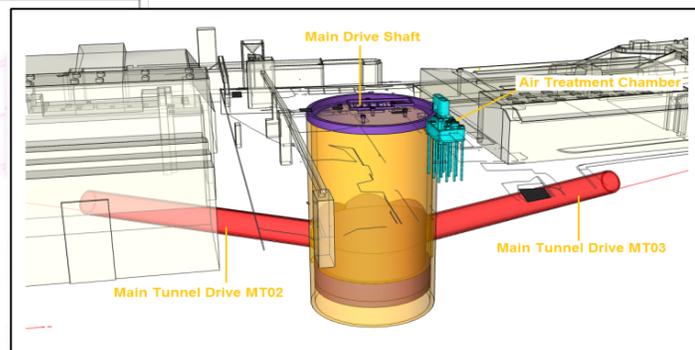
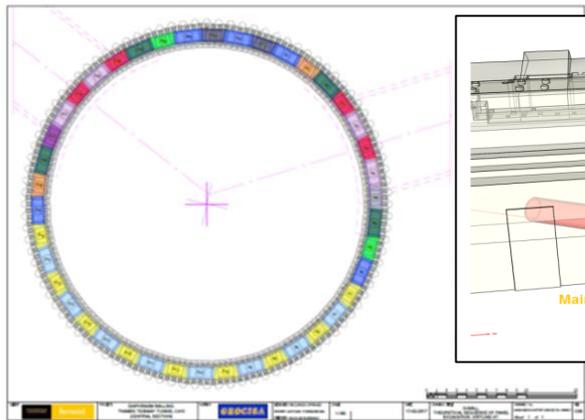


Figura 4: Modulación en planta del pozo de Kirtling St.

Figura 5: Esquema 3D pozo de Kirtling St

En mayo de 2016 Geotecnia y Cimientos S.A (Geocisa) fue contratada para la ejecución de las pantallas de hormigón armado que servirían de contención para la ejecución del pozo. Desde este mismo instante se comenzó a trabajar activamente con nuestro cliente colaborando en los aspectos de diseño propio de nuestra especialidad, así como aportando información sobre los equipos que iban a ejecutar los trabajos. Debido a las elevadas exigencias de verticalidad que marcaba el proyecto (1 en 400, lo que supone una desviación máxima de 21 cm a 86 m de profundidad) y la gran profundidad a la que se situaba el pie de la pantalla, Geocisa decidió afrontar la ejecución de la excavación con hidrofresa. En esta ocasión nos decantamos por una hidrofresa del fabricante BAUER Maschinen GmbH, en concreto se trató de una fresa BC-35 montada sobre una grúa MC-64 montando el sistema de mangueras Hose Drum System (HDS) (ver figura 6).



Figura 6 Vista aérea de la hidrofresa excavando un panel.

## 6. Características del terreno y soluciones técnicas adoptadas.

El pozo de Kirtling St. se encuentra ubicado a escasos 20 metros de la orilla sur del río Támesis. La tipología terreno que nos encontramos aquí es la estratigrafía típica de esta zona de Londres, formada de arriba hacia abajo por (ver figura 7):

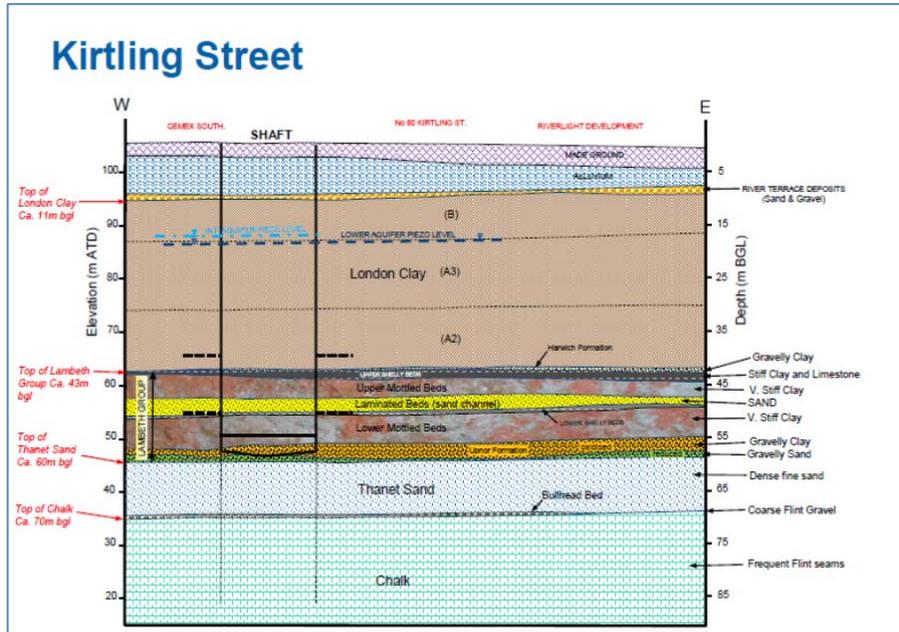


Figura 7: Perfil estratigráfico pozo Kirtling St.

- unos primeros metros (3 a 5 metros) de relleno antrópico (Made ground),
- seguido de una zona aluvial con elevado contenido orgánico (Aluvium), con una potencia de entre 5 y 9 metros.
- que da paso a la denominada arcilla de Londres (London Clay), que en esta zona tenía una potencia de unos 32 metros,
- más adelante se encuentra el denominado Lambeth Group, formación que intercala capas de arcilla rígidas con capas de arenas y gravas, con una potencia aproximada de 17 metros,
- la siguiente formación se trataba de la denominada Thanet Sand consistente en una capa de arenas finas con una potencia de 10 metros,
- finalmente se encuentra el denominado Chalk, se trata de una formación de tiza o creta blanca donde se intercalan bolos de tamaño decimétrico de sílex (Flint).

Tras un primer análisis del terreno, a través del cual se debería excavar las pantallas, nos surgieron los primeros retos que deberíamos resolver, antes de comenzar la fase de ejecución.

Los terrenos donde se localizaba el pozo de Kirtling St. habían estado destinados a usos industriales y concretamente en los últimos años había albergado una planta de hormigón. Los primeros metros del terreno estaban afectados por antiguas cimentaciones y en concreto de varias decenas de pilotes de hormigón armado que habían servido de cimentación de los silos de la planta de hormigón.

También existía la sospecha de que estos primeros metros del terreno, estaban contaminado por vertidos incontrolados de hidrocarburos. Para hacer frente a este problema se plantearon varias soluciones; primeramente se decidió realizar un recinto de tablestacas perimetralmente al pozo, que permitiera retirar parte de los terrenos posiblemente contaminados. Se optó por localizar y retirar los pilotes existentes mediante medios mecánicos. Finalmente se decidió ejecutar lo que se denominó una extensión del muro guía. Consistió en la ejecución de 343 pilotes de hélice continua, 350 mm de diámetro y 12 m de profundidad, por debajo del muro guía y que sirvieran tanto para transmitir los esfuerzos del muro guía a

un terreno competente, así como para evitar colapsos de la excavación, en los primeros metros donde el terreno no tenía casi cohesión y donde dispondríamos de poca carga hidráulica de lodo de perforación, para hacer frente a esta inestabilidad.

Durante la Segunda Guerra Mundial, en la denominada Batalla de Inglaterra entre 1940 y 1941, se produjeron bombardeos de objetivos industriales y centros civiles que comenzaron con intensos ataques a Londres.

Algunos de los proyectiles lanzados por las tropas alemanas, quedaron sin explotar y sepultados bajo el terreno. Este es uno de los problemas a los que se debe enfrentar todas los movimientos de tierras que se llevan a cabo en Londres, pero que especialmente interfiere en los trabajos de cimentación. Para minimizar los riesgos de encontrar algún artefacto sin explotar, se implantó en obra una inspección previa a los trabajos de cimentación, por una empresa especializada, que mediante equipos dotados de magnetómetros realizan una inspección de los primeros metros del terreno para detectar si existe alguna bomba sin explotar, denominada localmente, UXO (UnExploded Ordnance).

Otra de las dudas que rondaba por nuestras cabezas, antes del comienzo de los trabajos, era el comportamiento de las ruedas de corte de la hidrofresa en la London Clay. Antes del comienzo de nuestras excavaciones no se disponía de una amplia experiencia acerca del comportamiento de las ruedas de corte de la hidrofresa en la London Clay. Las hidrofresa manufactureras por Bauer, habitualmente pueden montar tres tipos diferentes de ruedas de corte, en función del tipo de terreno que se pretenda excavar. En esta ocasión nos decantamos por montar las denominadas ruedas estándar (ver figura 8), diseñadas con dientes de corte dispuestos de forma estratégica para generar un corte continuo del terreno y pensadas especialmente para excavar en suelos mixtos, donde se intercalen suelos densos, con rocas blandas.

Una de nuestras mayores preocupaciones era que la London Clay se “embozara” en las ruedas de corte, impidiendo un adecuado avance de la excavación. Para afrontar este reto, Geocisa UK con la colaboración de ECODRILL (Representante de BAUER Maschinen GmbH en España), decidió innovar probando un nuevo sistema de ruedas de corte que BAUER acaba de presentar en la BAUMA 2016. Se trató de las denominadas ruedas de corte híbridas, diseñadas para perforar en terrenos mixtos y desarrolladas especialmente para terrenos arcillosos (ver figura 9).

Teniendo en cuenta nuestra experiencia perforando con hidrofresa en suelos arcillosos, decidimos desarrollar un sistema de cepillos limpiadores (ver figura 10) para poder reducir al máximo los tiempos perdidos en la limpieza de las ruedas de corte tras atravesar suelos arcillosos. El sistema desarrollado por Geocisa UK fue todo un éxito, disminuyendo los tiempos de limpieza de ruedas de corte de casi dos horas a menos de 30 minutos.



Figura 8: Ruedas de corte estándar.

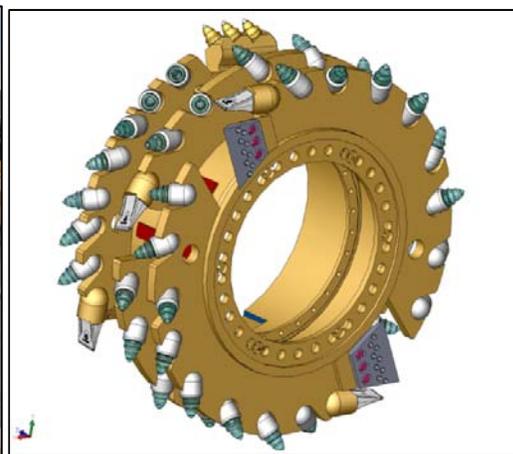


Figura 9: Ruedas de corte híbridas



Figura 10: Cepillo limpiador ruedas de corte

El informe geotécnico del proyecto identificaba un estrato de muy alta resistencia en el contacto Thanet Sand y Chalk (Figura 7). Se trataba de las denominada Bullhead Bed, consistente en bloques de sílex de dimensiones en torno a 15-20 cm cementados, que se encontraban formando capas de 50 cm de espesor, con resistencias a compresión simple (RCS) de 200 MPa para la capa en su conjunto y piedras de sílex con RCS de 800 MPa. Para hacer frente a este problema, decidimos desplazar una cuchara de excavación de pantallas al cable y un trepano de 12 ton de peso. De esta manera evitaríamos los bajos rendimientos de intentar avanzar en esta capa con la hidrofresa, así como los posibles bloqueos tanto de las ruedas de corte como de la bomba de succión de la hidrofresa, por los bolos de sílex.

Tras esta fase de análisis previo, en mayo de 2016 Geocisa comenzó a colaborar con la contratista principal del Sector Central (FLO Joint Venture) en el diseño propio de los trabajos de cimentación. Esta colaboración se centró principalmente en el desarrollo de cuatro diseños:

- a) Diseño del muro guía y pilotes de apoyo del mismo.
- b) Diseño de la mezcla de hormigón adecuada para la ejecución de los trabajos.
- c) Diseño de la armadura no estructural de las pantallas.
- d) Diseño de las plataformas de trabajo por donde iban a moverse tanto la hidrofresa como las grúas de cimentación.

Tras un primer análisis del terreno y tras hacer un estudio de la estabilidad de la excavación basado en la normativa alemana DIN-4126, se concluyó que los terrenos inmediatamente por debajo de la plataforma existente, no tenían capacidad portante para soportar con seguridad las cargas que transmitirían los equipos de cimentaciones. También se desprendía del estudio de estabilidad, que podría existir una posibilidad de inestabilidad del terreno en los primeros metros de la excavación de la pantalla. Para abordar ambos problemas se decidió diseñar, un muro guía que apoyara sobre unos pilotes que tendrían dos funciones, por un lado transmitir las cargas superficiales a un terreno más profundo con mejores capacidades portantes y por otro lado generar una pantalla discontinua a ambos lados de la pantalla, que minimizara el riesgo de colapso del terreno durante la excavación de las pantallas.

El proceso de diseño de la mezcla de hormigón comenzó con la publicación, por parte de la propiedad (Tideway), de las especificaciones del hormigón para pantallas. Estas especificaciones eran altamente exigentes e introducían un nuevo reto: la prohibición del uso de áridos marinos. Desde las primeras conversaciones con los suministradores de hormigón nos dejaron claro que no era factible conseguir suministros de áridos de procedencia no marina, así que comenzamos una estrecha colaboración con FLO JV para conseguir la aprobación del uso de áridos de procedencia marina en el proyecto. Debido a los requisitos de durabilidad (120 años), tuvimos que plantear un control exhaustivo del contenido de cloruros en los áridos y así conseguir que se aceptara el uso de áridos marinos en el Proyecto.

Otro de los requisitos incluido en las especificaciones del hormigón para pantallas, era el uso de hormigones de alta resistencia, en concreto se trataba de un hormigón C40/50, es decir un hormigón que en probetas cilíndricas alcanzara una resistencia de 40Mpa a 28 días. Este requisito suponía un nuevo reto para el diseño de la mezcla de hormigón ya que si bien se debían asegurar las resistencias de proyecto,

por otro lado había que conseguir un hormigón con baja ganancia de resistencia iniciales, que facilitara la ejecución de los paneles secundarios, ya que estos debían fresar parte de los paneles primarios adyacentes. Se decidió emplear un cemento tipo CEM-IIIB+SR con un 70% de escorias de alto horno, lo que implicaba tener una ganancia de resistencias iniciales algo menores que con un cemento tipo CEM I, y por otro lado se consiguió relajar las especificaciones iniciales, permitiéndose que la resistencia de 40Mpa, se pudiera alcanzar a los 56 días en lugar de a los 28 días.

El volumen de hormigón a verter en cada pantalla era de aproximadamente 285 m<sup>3</sup>, lógicamente el hormigonado se tenía que realizar de forma continua y sin interrupciones. El compromiso de suministro de los distintos suministradores no excedía de 30 m<sup>3</sup> a la hora, lo que suponía que el hormigonado de una pantalla nos llevaría del orden de 9 horas.

El sistema de hormigonado de una pantalla se realiza por la técnica de hormigón sumergido, esto supone que la tubería de hormigonado (tubería tremie) baje hasta el fondo de la excavación y el hormigonado se realice del fondo de la pantalla hacia la superficie de la misma. Esto implica disponer de una mezcla con la fluidez adecuada para recubrir perfectamente las armaduras y desplazar la bentonita del panel, así como que tenga la capacidad de mantener esta fluidez durante el proceso de hormigonado.

Por otro lado la técnica de ejecución de pantallas con hidrofresa no requiere de la colocación de juntas entre los paneles de pantalla, ya que se ejecuta mediante la técnica de primarios-secundarios donde los paneles secundarios fresan el hormigón de los paneles primarios adyacentes, generando así la junta constructiva entre paneles. Este sistema de ejecución requiere que al tener que fresar parte de los paneles primarios con la hidrofresa, la ganancia de resistencia de estos paneles no sea muy rápida y así permitir la ejecución de los paneles secundarios, cuando todavía los paneles primarios no han desarrollado toda su resistencia.

Una vez fijados los objetivos a alcanzar, comenzamos una estrecha colaboración con los suministradores de hormigón para desarrollar una mezcla que, por un lado cumpliera con las características técnicas y de durabilidad que imponía las especificaciones, pero por otro lado tuviera las características de fluidez y homogeneidad, para que resultara idónea para el hormigonado a través de tubería tremie. Esto implicó realizar diferentes ensayos de laboratorio con cada una de las distintas plantas suministradoras, que tras dar el resultado adecuado se confirmaban realizando ensayos con amasadas realizadas en la propia planta y con la misma amasadora que suministraría a la obra. Se prestó principal atención a dos ensayos que nos aseguraran la docilidad de la mezcla con el paso del tiempo y la capacidad de la mezcla para atravesar la armadura de la pantalla. Estos fueron el Slump Flow Test (ensayo del escurrimiento UNE-EN-12350-8), que empleamos para medir la consistencia y fluidez del hormigón y el L-Box Test (método de la caja en L. UNE-EN-12350-10) que empleamos para evaluar la trabajabilidad del hormigón y su capacidad de penetración (ver figuras 11 y 12)

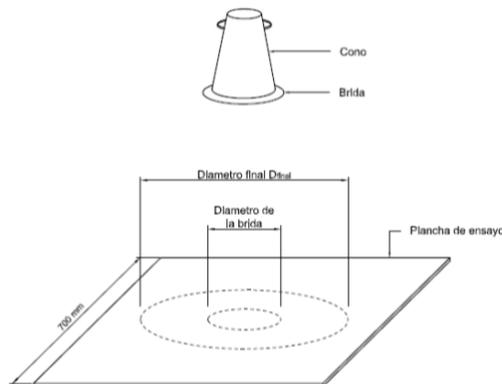


Figura 11: Slump Flow Test

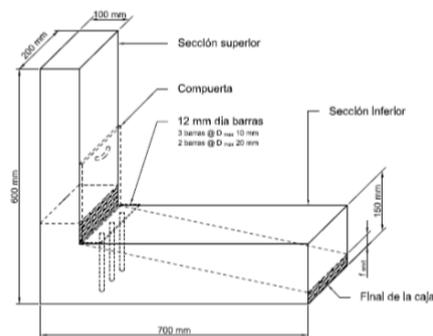


Figura 12: L-Box Test

Geocisa UK fue la encargada de diseñar el armado no estructural de las pantallas. Este diseño consistió principalmente en:

- i. definir la armadura de rigidización de la pantalla, que permite que la armadura se pueda izar y pasar de la posición horizontal a la vertical para instalarla dentro de la pantalla,
- ii. definir y dimensionar los puntos de amarre de la armadura para su izado,
- iii. definir el sistema para unir cada una de las diferentes secciones en que se dividía la armadura y
- iv. definir el sistema de protección de los conectores embebidos dentro de la armadura.

Desde el primer momento, tanto por los requisitos de prevención así como por los de calidad, decidimos que las jaulas de armadura de pantalla se montarían fuera de las instalaciones de obra y una vez ejecutadas se trasladarían a obra, según se necesitaran.

A pesar de tratarse de pantallas de 86.4 m de profundidad, solo estaban armados los primeros 63 metros, siendo los últimos metros de la pantalla, de hormigón en masa. Para poder realizar el transporte de las armaduras por carretera se limitó la dimensión máxima de cada tramo de armadura a 18 m, lo que supuso que cada armadura quedará dividida en 3 tramos de 18 m y un tramo de unos 14 m, que se iban uniendo en obra, una vez que se introducían en la excavación.

Para asegurar la perfecta conexión entre tramos, las jaulas de armadura fueron diseñadas en 3D y montadas en factoría, siguiendo fielmente el diseño. En la factoría se realizaba el montaje de los 63 metros de una sola vez, para así asegurar que los diferentes tramos se enfrentaban perfectamente a su compañero. Posteriormente se desensamblaban los tramos para dejar la armadura lista para el transporte.

El sistema que adoptamos para la unión de cada uno de los tramos de armadura fue el conocido como “Fish-plate” (ver figura 13), este sistema permite la conexión de las armaduras mediante cuatro tornillos por cada empalme, evitando la introducción de las manos de los operarios dentro de la armadura, lo que reduce los riesgos de atrapamientos.

La pantalla llevaba embebidas varios conectores de alta resistencia (tipo Macalloy 1030) de 50 mm de diámetro, para realizar la conexión de la pantalla con la losa de fondo. La protección de estas barras frente a la lechada del hormigón se realizó mediante el sistema conocido como “Box-out”. Consistía en unas cajas de madera, hechas a medida, que protegían la cabeza de los conectores y rellenas de espuma, para evitar la entrada de lechada de hormigón. Una vez se comienza la excavación dentro de las pantallas, cuando se alcanza la cota donde se colocaron las box-out, se procede a retirar la tapa de la caja y descubrir los conectores (ver figura 14).

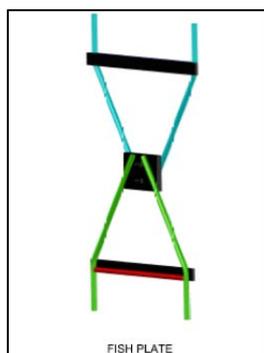


Figura 13: Conexión tipo “Fish-plate” para solape de armaduras



Figura 14: protección conectores con “Box-out “

Por último Geocisa, partiendo de las cargas de las grúas y equipos destinados a realizar los trabajos y considerando las cargas a elevar y las más desfavorables situaciones, diseñó las plataformas de trabajo por donde se moverían los equipos de maquinaria durante la ejecución de los trabajos.

## 7. Trabajos ejecutados.

Tras esta fase de diseño, Geocisa UK comenzó los trabajos de pilotaje en julio de 2016. Estos trabajos consistieron en la ejecución de 343 pilotes de 350 mm de diámetro y 12 metro de profundidad para el apoyo del muro guía y evitar posibles colapso de los primeros metros de la excavación.

Los pilotes se ejecutaron con mortero de baja resistencia que permitiera la posterior excavación de las pantallas sin dificultad. Una vez amorteroado el pilote se introducía una barra corruga de 32 mm de diámetro, que serviría de conexión con el muro guía. Los pilotes se ejecutaron mediante la técnica de hélice continua. El equipo de perforación elegido para su ejecución, fue una pilotera Bauer RG-19-T. Una vez terminados los pilotes se procedió a la ejecución del muro guía. Las principales funciones del muro guía son asegurar el correcto posicionamiento de la hidrofresa, asegurar la verticalidad de los primeros metros de la excavación, ayudar a la estabilidad de los primeros metros de la excavación y permitir el cuelgue de las armaduras dentro de la pantalla sin que apoyen en el fondo de la excavación (ver figura 15).

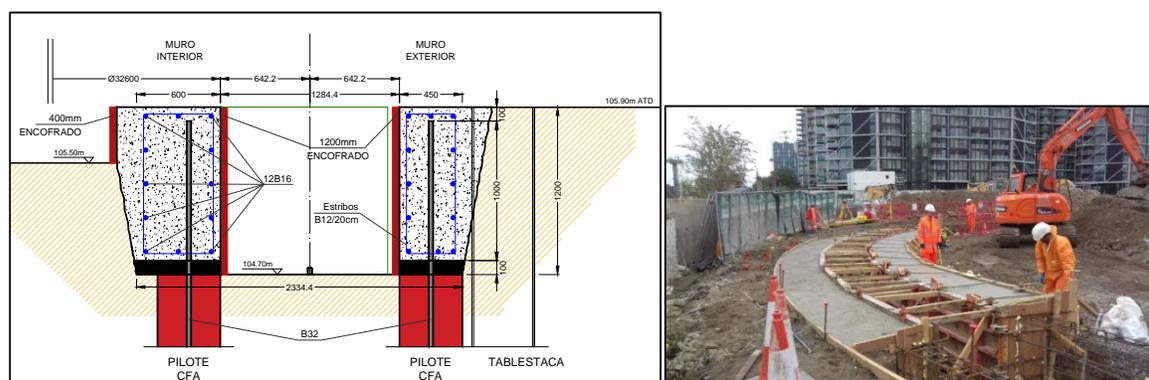


Figura 15: imágenes del diseño y ejecución del muro guía

A la hora de planificar y organizar las necesidades de maquinaria que tendríamos en el Proyecto, la planta de tratamiento de lodos fue una de nuestras prioridades. El dimensionar correctamente la planta de tratamiento de lodos y acertar con el sistema más adecuado para realizar el tratamiento de lodos, consideramos que fue vital para el éxito de Proyecto. Las principales características de la planta de lodos fueron las siguientes (ver figura 16):

- Dos silos de 40 Tm de capacidad cada uno para almacenaje de bentonita en polvo,
- Planta de fabricación continua de lodo bentonítico con capacidad de fabricar 60 m3 a la hora,
- 1.575 m3 de capacidad de almacenaje de bentonita, dividida en 3 depósitos de 525 m3 con bentonita fresca, de trabajo y para desechar.
- Central de desarenado con capacidad de tratamiento de 500 m3 hora.
- Bombas para el trasiego de lodos con caudales máximos de 450 m3 hora.
- Planta de tratamiento del lodo bentonítico de desecho compuesta por:
  - Agitador de 20 m3 de capacidad.
  - Filtro prensa con capacidad de tratamiento de unos 170 m3 día.
  - Planta de tratamiento de pH, con capacidad de tratamiento de 120 m3 día.



Figura 16: Planta de tratamiento de lodos

## 8. Excavación.

La ejecución de pantallas con hidrofresa consiste en una técnica de perforación en la que la hidrofresa excava en el terreno mediante un sistema de circulación inversa, donde el terreno excavado se mezcla con el lodo de perforación, para ser bombeado fuera de la zanja y posteriormente ser tratado en la planta de desarenado.

El pozo de Kirtling contaba con 42 paneles de 1,2 m de espesor, 2,8 m de longitud y 86,4 m de profundidad. El sistema de ejecución de paneles con hidrofresa, se basa en paneles primarios y secundarios. Consiste en la ejecución de los paneles primarios para más tarde realizar los paneles secundarios, ubicados entre medias de dos paneles primarios y fresando parte de los paneles primarios adyacentes, para generar la junta constructiva entre ellos (ver figura 17). En total se ejecutaron 21 paneles primarios y otros 21 paneles secundarios.

Como comentábamos anteriormente la hidrofresa excava moliendo el terreno y mezclándolo con el lodo de perforación, para bombearlo fuera de la zanja, mediante la bomba de succión con la que está equipada (ver figura 18). Dicha bomba se encuentra ubicada sobre las ruedas de corte a unos 3 m por encima del terreno. Esto implica que para perforar con la hidrofresa lo primero que se debe realizar es una pre-excavación de al menos tres metros de profundidad, rellenarla con lodo de perforación y así poder sumergir la hidrofresa y cebar la bomba de succión.

Para optimizar la ejecución se introdujo un equipo de excavación de pantallas por accionamiento hidráulico que iba realizando esta pre-excavación en los paneles primarios, previamente al comienzo de la excavación con la hidrofresa. Decidimos sacarle más partido a este equipo, excavando los primeros 40 metros del panel, para que más tarde continuara la excavación la hidrofresa, hasta la profundidad definitiva. Este sistema de “trabajo mixto”, permitió que la hidrofresa excavara lo menos posible en la London Clay y así minimizando los problemas asociados a este terreno.

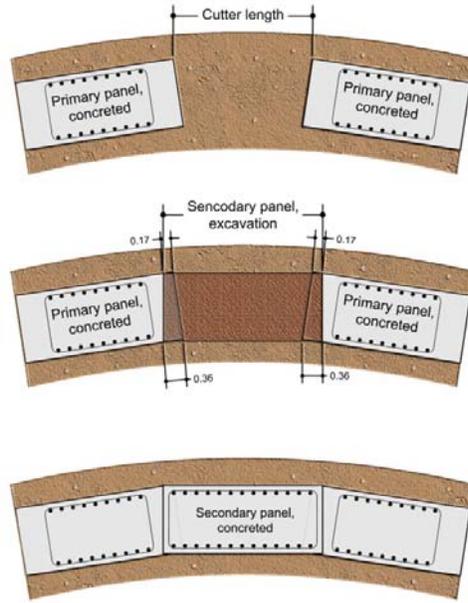


Figura 17: Esquema de ejecución de paneles primarios y secundarios

Uno de los retos que debían afrontar los equipos de excavación, era asegurar que los paneles serían excavados con una desviación inferior a 1/400, tal y como exigía el Pliego del Proyecto. La experiencia de Geocisa ejecutando pantallas con hidrofresa, era que con un sistema de control exhaustivo y disponiendo de control y corrección de la excavación en tiempo real, se podría alcanzar esta exigencia de verticalidad. La BC-35 disponía de un inclinómetro y un giróscopo incorporado en la hidrofresa que transmite a tiempo real información de la posición de la hidrofresa a la cabina del operador, en cada momento de la excavación. Igualmente dispone de un sistema de corrección de la verticalidad formado por 12 “flaps” o empujadores en el cuerpo de la hidrofresa (ver figura 18) que actúan apoyándose contra el terreno, para corregir las desviaciones que se produzcan durante la excavación.

El software de perforación del que dispone la hidrofresa (ver figura 19), permite que esta corrección se pueda hacer de manera automática o en modo manual. A parte del propio sistema de control de la hidrofresa, decidimos realizar un ensayo de comprobación al final de la excavación, para confirmar que las pantallas se habían excavado dentro de las tolerancias admisibles. Se trataba de un ensayo mediante sonar, que proporciona el perfil de la excavación pudiendo determinar las sobre-excavaciones así como los desvíos si se producen, aunque no permite cuantificar con precisión dichos desvíos.



Bomba de succión

Flaps o empujadores

Figura 18: Bomba de succión y flaps empujadores



Figura 19: Pantalla cabina operador

## 9. Desarenado, y montaje de armaduras

A diferencia de una pantalla convencional, donde durante el proceso de excavación se retira el terreno en la zanja con la cuchara bivalva, en las pantallas ejecutadas mediante hidrofresa, el terreno se va mezclando con el lodo de perforación al ser fresado, implicando un mayor deterioro del lodo de perforación, al incorporarse al mismo, todas las partículas de menor tamaño (menores de 60  $\mu\text{m}$ ) que no son capaces de separar los desarenadores.

Una vez se finalizaba la excavación se procedía a la sustitución del lodo de perforación por un lodo fresco, de esta manera se eliminaba una bentonita que tras el proceso de excavación había incorporado gran cantidad de partículas finas en su mezcla, alcanzando una densidad en torno a 1,20 gr/cm<sup>3</sup>, por bentonita fresca con densidad aproximada de 1,02 gr/cm<sup>3</sup>. Este proceso de sustitución del lodo usado durante la excavación por lodo fresco, resulta de vital importancia, para asegurar la calidad en el proceso de hormigonado.

Tras asegurar que el lodo de excavación cumplía con las características adecuadas para hormigonar el panel, se procedía a la colocación de las armaduras dentro del panel. Dependiendo del tipo de panel (primario o secundario) la armadura a instalar era de 1,8 m ó 2,6 metros de longitud respectivamente. Esto es debido a que, como se ha comentado anteriormente, el panel secundario fresa parte de los paneles primarios adyacentes para generar la junta constructiva entre paneles. Lógicamente esta zona destinada a ser fresada al ejecutar los paneles secundarios, no debe estar armada, por ello la dimensión de las armaduras de los primarios es menor que las de los secundarios.

Al tratarse de excavaciones de 2,8 metros de longitud, cuando se coloca la armadura en un panel primario se debe centrar en el mismo y asegurar que durante el proceso de hormigonado esta armadura no se desplaza dentro de la zona de fresado de los paneles secundarios. Para asegurar esto, se emplearon dos métodos; primeramente se utilizaron vigas separadoras, un perfil laminado (IPN-400) colocado a ambos lados de la armadura (ver figura 20) para evitar su desplazamiento durante el proceso de hormigonado. Este sistema, aun dando un buen resultado, requería cierto tiempo para el montaje de las vigas antes del hormigonado, así como su desmontaje durante el hormigonado. Más tarde se decidió diseñar un sistema de vigas de fibra de vidrio que se adosaría a ambos lados de la jaula de armadura del panel primario (ver figura 21), asegurando así su centrado dentro del panel y que, al ser fibra de vidrio, se podría fresar sin problemas por la hidrofresa. Estas vigas de fibra de vidrio se montaban antes de izar las armaduras resolviendo la demora que originaba el montaje y desmontaje de las vigas separadoras.



Figura 20: colocación de vigas separadoras

Figura 21: vigas de fibra de vidrio

Las armaduras, por necesidades del transporte, venían fabricadas en 4 tramos: 3 de 18 metros de longitud y 1 tramo de 14 metros de longitud. El peso del tramo más pesado era de 12,8 toneladas y el peso de la armadura completa rondaba las 36 toneladas y 63 metros de longitud.

La conexión de cada uno de estos tramos con el siguiente se realizaba mediante el sistema denominado “Fish-plate” (ver figura 13). La gran ventaja de este sistema de unión radicaba en la sencillez y la seguridad que proporcionaba, evitando prácticamente que el operario tuviera que introducir las manos dentro de la armadura. El sistema consiste en colocar, en cada una de las armaduras a unir, dos platos de conexión (de acero) perforados para la colocación de dos tornillos de unión. Una vez se colocaba en posición vertical la armadura a unir, se enfrentaba a la armadura inferior, previamente colgada del muro guía y se unía con dos tornillos M-28 por plato de conexión. La unión de la tubería sónica de cada uno de los tramos, se diseñó optando por un sistema de “roscas locas”, que evitaba las habituales dificultades de conexión.

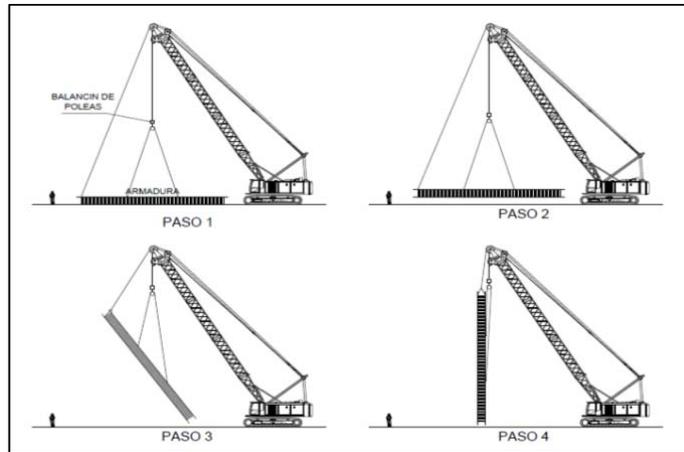


Figura 22: izado de armadura con una sola grúa

La operación de izado de las armaduras se diseñó para ejecutarla inicialmente con una sola grúa de doble cabrestante (ver fig. 22). La falta de costumbre en el mercado británico de emplear este sistema, así como la incertidumbre que generaban algunos aspectos de Seguridad y Salud, hizo que se decidiera finalmente optar por el sistema más ampliamente extendido en el mercado británico, de realizar el izado mediante dos grúas, el denominado “tándem lifting” (ver figura 23).

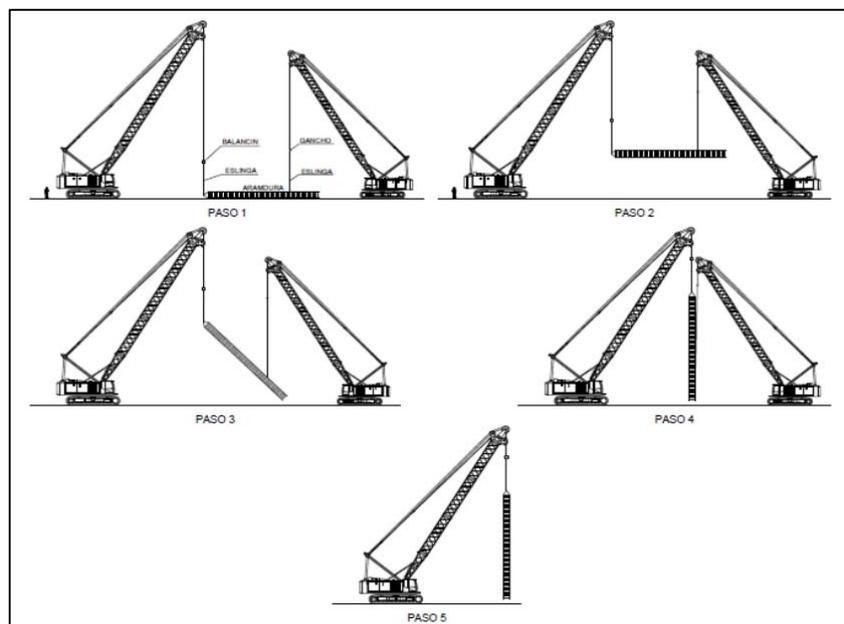


Figura 23: Tándem lifting

El separador utilizado para asegurar el recubrimiento de la armadura fue del tipo “Skid” (patín) que venía soldado de taller en la cara superior de la armadura y que se montaban en obra en la cara inferior de la misma (ver figura 24 y 25).

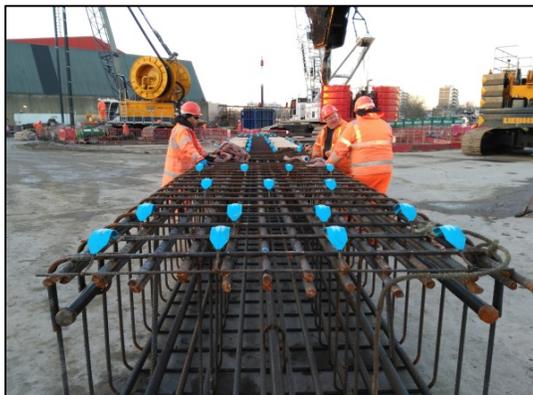


Figura 24: Separadores colocados en armadura



Figura 25: Separadores tras excavación del pozo

## 10. Hormigonado del panel

Cuando se tienen que realizar hormigonados de 8 horas continuadas vertiendo más 290 m<sup>3</sup>, en una obra situada en el centro urbano de una gran ciudad, una de las mayores preocupaciones es no tener ninguna interrupción durante el hormigonado. Para ello, desde el primer momento, consideramos importante realizar un análisis de los posibles riesgos a los que nos enfrentábamos y poner en marcha un plan de contingencia, acordado con nuestro suministrador, para afrontar cualquier imprevisto.

La planta de hormigón para las pantallas, se encontraba ubicada a menos de 2,5 Km de la obra, a pesar de ello y debido al denso tráfico del centro de Londres, algunas ocasiones requerían más de 30 minutos para completar el recorrido de la planta a la obra. Esto unido a la gran demanda de hormigón en la zona de Battersea Power Station, decidimos optar por aglutinar el mayor posible número de hormigonados en sábados. Un hormigonado de lunes a viernes, nos llevaba más de 9 horas, mientras que verter el mismo volumen de hormigón en sábado nos suponía entre 6 a 7 horas.

En la época de máxima producción se hormigonaron dos pantallas por semana y durante la ejecución de los últimos paneles secundarios se pasó a hormigonar una pantalla por semana. Los hormigonados se realizaban por la técnica de hormigón sumergido, a través de tubería tremie de 12'' de diámetro.

Una de las actividades más delicadas durante el hormigonado de una pantalla es que el primer hormigón que se vierta, que va a emplazarse en el fondo de la excavación, envuelva de manera continua y rápida la tubería tremie para que el resto de hormigón vaya empujando este primeramente vertido. Para ello se acordó no comenzar el hormigonado de ninguna pantalla, hasta no tener tres cubas en obra, con sus ensayos previos realizados y superados. Para una más fácil manejo de la tubería tremie se diseñó, especialmente para esta obra, una jaula de tubería tremie que pudiera alojar los 86 metros de tubería (ver figura 26).

Previo al comienzo del hormigonado se colocaba un sello de goma espuma dentro de la tubería tremie para evitar la contaminación del hormigón con el lodo de perforación, así como el segregado del hormigón durante su descenso al fondo del panel. Según se vertía el hormigón en la tubería, su peso propio iba empujando este sello hacia el fondo de la excavación.



Figura 26: Jaula tubería tremie



Figura 27 y 28: Tolva de aluminio ligera

Desde los primeros hormigonados uno de nuestros objetivos era agilizar al máximo los tiempos empleados en realizar esta operación. Aproximadamente, por cada camión vertido, se procedía a la retirada de un tramo de la tubería tremie. Esta operación implicaba del orden de 3,5 minutos por cada tramo retirado y requería detener el vertido de hormigón. Al final de una pantalla la suma de todos estos tiempos implicaba más de una hora y media de interrupciones en el hormigonado. Para evitar estas demoras, se diseñó una tolva de aluminio ligera (ver figura 27 y 28), que pudiera manejar un operario a mano, para montar sobre la tubería tremie y continuar con el hormigonado de la pantalla, mientras se retiraba un tubo y se colocaba en su jaula. Para facilitar el trasiego del personal encargado del hormigonado alrededor de la pantalla, se diseñó una plataforma de hormigonado, que permitía llevar a cabo las tareas de hormigonado sin riesgos.

## 11. Seguimiento y Control.

Para la consecución del objetivo marcado, se ha desarrollado una labor de seguimiento y control exhaustivo por parte de Geocisa UK. Este control ha venido reflejado en cada uno de los siguientes apartados:

- Control de los lodos de perforación. El éxito en la ejecución de una pantalla con hidrofresa radica en gran medida, en conseguir un lodo de perforación de altas prestaciones y mantener su capacidad con el paso del tiempo. Para ello decidimos instalar un laboratorio en obra (ver figura 29) desde donde se ensayarían los lodos durante la ejecución de los trabajos. Los parámetros a controlar que nos marcamos fueron los reflejados en la tabla 1. Al tratarse de un panel de gran profundidad, donde se atravesaban capas que podrían contener contaminantes, se decidió controlar los lodos durante la excavación de cada panel a diferentes profundidades, concretamente a: 5 m, 10 m, 35 m, 60 m y al final de la excavación.

	Lodo Fresco	Listo para re-utilizar	Durante la excavación	Antes de hormigonar
Densidad (g/cm <sup>3</sup> )	1,015 a 1,10	Menos de 1,15	Menos de 1,25	Menos de 1,15
Viscosidad (sg)	30 a 45	30 a 50	30 a 60	30 a 45
Filtro prensa (ml)	Menos de 30	Menos de 50	Menos de 60	Menos de 60
pH	7 a 9,5	7 a 11	7 a 11,5	7 a 11,5
Contenido arena (%)	N/A	N/A	N/A	Menor del 3%

Tabla 1

- Control de los parámetros de excavación de cada pantalla mediante registro continuo con el sistema B-Tronic instalado en la hidrofresa. Parámetros registrados: velocidad de excavación, empuje. Además, de cada una de las ruedas de corte y/o transmisiones: par de rotación, velocidad de rotación, presión hidráulica, temperatura de aceite. Toda esta información se almacenaba en la

memoria interna del equipo pudiendo descargarse en tarjetas de memoria y analizarla con el software de gestión de la propia hidrofresa.



Figura 29: Laboratorio de obra con equipos para ensayos de lodos

- Control de desviación de la excavación: Dada la profundidad de las pantallas y al alto requisito de verticalidad exigido (1/400), Geocisa UK decidió instalar un giróscopo complementario al equipo de inclinómetros que lleva instalados la hidrofresa de fábrica. Estos sensores iban proporcionando lecturas a tiempo real, de la posición exacta de la hidrofresa a su software de control, que representaba la información en la pantalla del operador. De esta manera se pudo asegurar que las excavaciones de los paneles se mantenía dentro de los límites de desviación admisibles.
- Control de la geometría de la excavación mediante sonar (ver figura 30). Para confirmar la información aportada por la hidrofresa acerca de la desviación de la excavación y para complementar esta información con datos sobre posibles colapsos de la excavación, Geocisa UK decidió realizar ensayos mediante sonar, al finalizar la excavación de cada panel y antes de comenzar con el montaje de la armadura. El equipo elegido para la ejecución de los ensayos fue un Drilling Monitor DM-604 de la casa Kodon.



Figura 30: Ensayo Kodon



Figura 31: realización ensayo Cross-hole

- Ensayos de integridad de las pantallas (ver figura 31): para confirmar la calidad del hormigonado se colocaron en cada pantalla tres tuberías de 2" para la realización de ensayos Cross-hole. Después del hormigonado de cada pantalla y tras haber transcurrido al menos 8 días de curado, se realizaban los ensayos de integridad, que confirmaron que todas las pantallas habían quedado hormigonadas sin ninguna discontinuidad, ni descensos brusco de energía en la señal.
- Control de recubrimiento de las armaduras. Dado que los requisitos de durabilidad de la obra eran altamente exigentes (120 años), se prestó gran atención al aseguramiento de los recubrimientos en las armaduras de pantallas, centrándonos en el diseño de los separadores a utilizar, así como en realizar un control exhaustivo post-construcción, que confirmara que dichos recubrimientos se habían alcanzado. Para ello durante la excavación interior del pozo, se ha ido comprobando en cada pantalla y cada 5 metros de profundidad, una superficie de pantalla de 1 m x 1 m donde se tomaban 4 lecturas del recubrimiento

mediante un “cover-meter”. El “cover-meter” es un instrumento para localizar barras de acero y medir el recubrimiento existente en una estructura de hormigón armado. El sistema detecta las barras de refuerzo, determinando la profundidad a la cual se encuentran respecto al punto donde se sitúa el medidor (ver figura 32). Allí donde el recubrimiento ha sido inferior al exigido, se ha incrementado siguiendo los procedimientos de remediación establecidos con anterioridad al comienzo de la excavación.



Figura 32: Cover-meter

## 12. Conclusiones

Geocisa UK comenzó la ejecución de las pantallas para el pozo de ataque de Kirtling St. en noviembre de 2016 y se terminaron a comienzos de agosto de 2017. Desde esta fecha en adelante y hasta la actualidad se está manteniendo un equipo de seguimiento y supervisión, de los trabajos de excavación llevados a cabo dentro del pozo. Este equipo de supervisión, se ocupa de registrar todas las anomalías que se encuentren en el muro pantalla, para categorizarlas y siguiendo el Método de Trabajo (Method Statement) establecido con anterioridad, determinar si requieren reparación y en tal caso aplicar el procedimiento de reparación adecuado (ver figura 33 y 34).

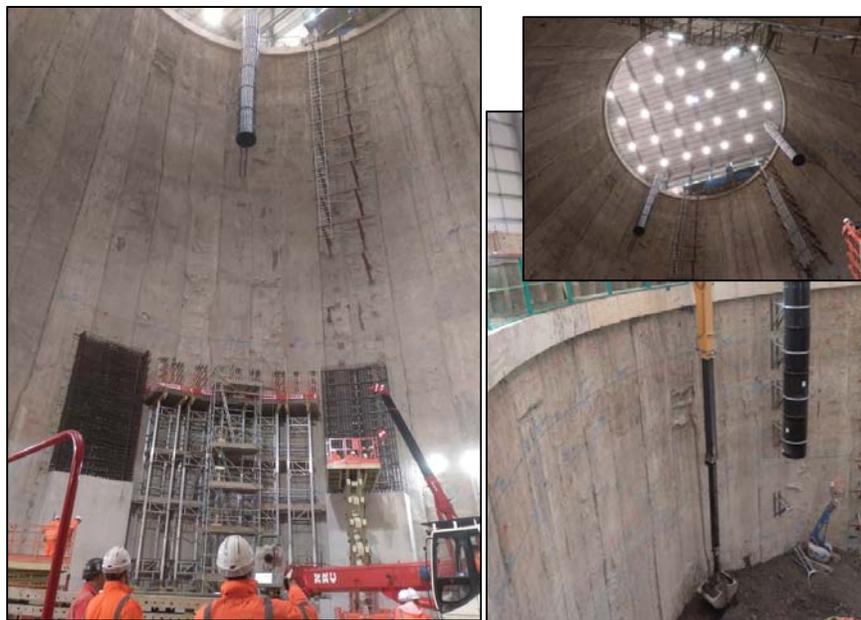


Figura 33: Ejecución del portal para introducción de TBM

Figura 34: Vista del vaciado interior del pozo

La excavación interior del pozo finalizó en Agosto de 2018, sin que haya aparecido ninguna anomalía reseñable en las pantallas ejecutadas (ver figuras 33 y 34), más que pequeñas inclusiones de bentonita dentro de alguna pantalla, así como alguna pequeña zona con recubrimiento de menor espesor que el especificado.

En cuanto a las exigencias de verticalidad de las excavaciones, se ha cumplido con las expectativas depositadas tanto en los equipos de maquinaria, con los que se han realizado las excavaciones, así como el equipo humano de operadores, que ha realizado la excavación de las pantallas.

Durante la ejecución de los trabajos se excavaron más de 9.800 m<sup>2</sup> de pantallas, se vertieron más de 12.900 m<sup>3</sup> de hormigón y se colocaron más de 1.140 toneladas de acero corrugado. Para ello se consumieron más de 4.900 dientes de perforación con incrustaciones de widia y más de 1.100 picas de widia. Todo este esfuerzo ha supuesto la ejecución con éxito del segundo más profundo pozo realizado con pantallas, mediante hidrofresa, en todo Reino Unido y el más profundo ejecutado por Geocisa en sus 50 años de actividad.

### **Agradecimientos**

Especial agradecimiento al equipo humano que ha hecho capaz la ejecución de los trabajos, tanto desde oficina como en la propia obra, así como al departamento de estudios de Geocisa por su incansable trabajo durante la fase de licitación.

Luis del Amo Villa  
Geocisa UK Project Manager for Kirtling St. Shaft.

# EJEMPLOS DE CONTENCIÓN Y REPARACIÓN DE PLATAFORMAS VIALES

**ANGEL L. GRANDE ALCÁZAR**

Ingeniero de Caminos  
SITE. Director Gral. de Negocio

## 1- Introducción

En esta ponencia se pretende abordar uno de los grandes retos a los que se enfrenta la sociedad en los próximos años: el mantenimiento y reparación de las infraestructuras viales del país.

La Comisión Europea, en su último informe relativo al Transporte <sup>(1)</sup>, indica (página 11) que “*Las infraestructuras viarias y ferroviarias de la UE se han ido degradando a causa del escasísimo mantenimiento. A menudo, los presupuestos de mantenimiento han sufrido recortes importantes y no han evolucionado en consonancia con el aumento de la longitud de las infraestructuras y el envejecimiento de enlaces fundamentales. Ello ha dado lugar a un deterioro del estado de las carreteras en muchos países de la UE y ha generado un mayor riesgo de accidentes, congestión, un aumento del ruido y un servicio reducido a la sociedad*”.

En España, se da la circunstancia de que contamos con uno de los mayores patrimonios viarios de Europa, empleando para su conservación unos medios limitados, inferiores a los de países de nuestro entorno. Esta insuficiencia provoca la necesidad de contar con reparaciones extraordinarias para mantener el servicio.

Esta ponencia pone en valor la experiencia que desde el sector de las cimentaciones especiales podemos emplear para la rehabilitación estructural de las plataformas, según lo prescrito en la normativa vigente, mediante la inyección de losas rígidas o semirrígidas como un método rápido y económico que posibilite que la conservación extraordinaria sea sostenible, permitiendo su reparación sin llevar la infraestructura al límite de su capacidad estructural y permitiendo su puesta en servicio con agilidad.

En cualquier caso, no siempre es posible restaurar la infraestructura; si se ha alcanzado el fallo estructural, es precisa una obra de reparación más completa. En algunos casos, es preciso efectuar soluciones de cierta complejidad técnica para poder mantener la vía en servicio, tal y como se expone en el caso objeto de análisis. En esta obra, como en otras muchas, se está primando evitar la afección de la rotoperCUSión (proyección de partículas, vibración, grandes caudales de fluido de perforación). SITE está implementando con éxito una nueva tecnología de perforación, procedente de la industria minera y adaptada a nuestro sector, que permite reducir las afecciones y trabajar en condiciones de seguridad con altos rendimientos: el empleo de brocas de diamante sintético policristalino (PCD).

## 2. Análisis de la red viaria española.

La primera red viaria digna de tal consideración en España es la calzada romana. En sus diferentes tipologías públicas (viae publicae y viae vicinales) se considera que la red llegó a tener una extensión de 40.000 km <sup>(2)</sup>.

En la Edad Moderna, se efectuaron diversos intentos de construir una red básica viaria, desde el “Proyecto Económico” de Ward (1761) a los diversos intentos posteriores (1860,1864 y la definitiva Ley de Carreteras (1877). Pero no fue hasta principios del siglo XX cuando se inicia una planificación ordenada de la red, primero con el Plan Ugarte (1914), posteriormente con el Plan Peña (1939) y finalmente a través del Plan General de Carreteras (1984-91) <sup>(3)</sup>.

Actualmente, según los datos del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana <sup>(4)</sup>, la red de carreteras de España tiene, a 31 de diciembre de 2019, 165.445 kilómetros, de los cuales 26.466 km están administrados por el propio Ministerio, 71.205 km están gestionados por las Comunidades Autónomas, y 67.773km por las Diputaciones.

Pero además de este viario, y según los propios datos del Ministerio, los Ayuntamientos tienen a su cargo (según la última medición realizada con carácter oficial, que data de 1998) 489.698 km de los cuales 361.517 km son interurbanos. Finalmente, existen 11.355 km de viario dependiente de otros organismos (Tabla 1). Por tanto, la red viaria española en su conjunto asciende a 666.497 km.

<b>RED VIARIA POR GESTOR (km)</b>	
Estado	26.466
Comunidades Autónomas	71.205
Diputaciones y Cabildos	67.773
Ayuntamientos	489.698
Otras administraciones	11.355
<b>TOTAL</b>	<b>666.497</b>

Tabla 1: Red viaria española por tipo de gestor público

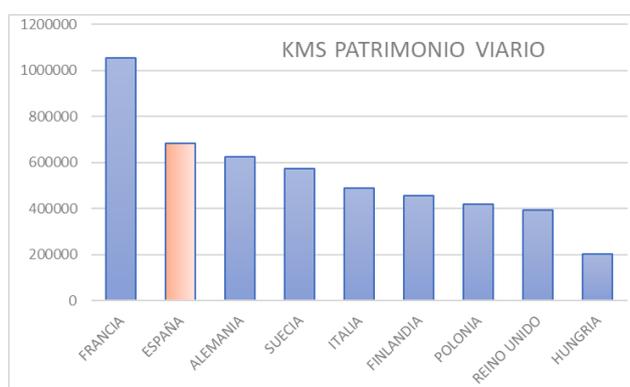


Figura 1: Comparación patrimonio viario de países europeos

Esta inmensa red viaria es la segunda mayor de Europa (tras la francesa), superando a la red alemana (625.000 km), italiana (487.700 km) y británica (394.428 km) <sup>(5)</sup>, tal y como se aprecia en la figura 1.

Por otra parte, la red ferroviaria suma otros 15.301 km, totalizando por tanto la red ferroviaria y viaria a gestionar por parte de las administraciones públicas un total aproximado de 681.000 km.

### 3. Conservación del patrimonio viario

No todo el patrimonio viario indicado anteriormente debe ser gestionado directamente por las Administraciones Públicas; parte de él está cedido en concesión administrativa, lo que alivia en cierta medida los limitados recursos públicos destinados a mantenimiento y conservación. Pero en los últimos tiempos, tras finalizar los plazos máximos y prórrogas de los contratos de concesión, se está procediendo a su reversión al Estado, asumiendo de nuevo la administración los costes de gestión. Solo en los últimos 5 años se han reincorporado 1.732 km de autopistas tras la finalización de los períodos de concesión.

Para ello, las diversas administraciones cuentan con destinar parte de sus presupuestos para el mantenimiento y conservación. ACEX (Asociación de Empresas de Conservación y Explotación de Infraestructuras) ha publicado un informe comparativo de dichos gastos para la red estatal de diversos países europeos <sup>(6)</sup>.

Se constata en dicho informe que la inversión destinada a mantenimiento en España es del orden del 50% de la de los países de nuestro entorno (tabla 2):

	España (2017)	Reino Unido (2017)	Alemania (2017)	Franca (2015)	Italia (2017)
Red autovías estatales (km)	8.950	3.497	12.800	2.300	1.294
Red autovías estatales (km equivalentes)	18.795	7.344	26.880	4.830	2.717
Red carreteras estatales (km)	15.000	3.420	38.000	9.800	22.682
Red estatal (autovías + carreteras) (km equivalentes)	33.795	10.764	64.880	14.630	25.399
Inversión total red estatal (autovías + carreteras) (km)	760.000.000	1.164.000.000	3.194.000.000	663.000.000	1.055.000.000
Inversión media por km autovías + carreteras (€/km) (km equivalentes)	22.489	108.141	49.229	45.318	41.537

(\*) No se han incluido las redes concesionadas. (\*) El Reino Unido es un caso particular entre los países no siendo comparable al resto.

Tabla 2: Comparativa de inversión en conservación entre países europeos.

Por todo lo anterior, con un inmenso patrimonio a gestionar y los evidentemente limitados medios disponibles para su mantenimiento y conservación, es evidente que las infraestructuras sufren, tal y como indica la Comisión Europea, una degradación que limita su servicio a la sociedad.

### 3. Rehabilitación de la infraestructura

Para conseguir que dichas vías continúen en servicio es preciso un gasto en reparación extraordinaria, ajeno al mantenimiento ordinario. Es nuestro deber como sociedad hacer que dicho coste sea sostenible. Esto supone no solo la necesidad de optimizarlo económicamente, sino que debemos ser responsables de que la solución adoptada sea ambientalmente responsable, y por último que aporte valor a la sociedad (en este caso, que la infraestructura sea viable en su más amplio concepto). La idea es evitar obras superfluas o injustificadas, promoviendo un desarrollo soportable, viable y equitativo de los recursos <sup>(7)</sup>.

Este valor de sostenibilidad en la conservación de infraestructuras lo aporta la denominada **Rehabilitación estructural**. Esto nos permite limitar enormemente el coste de la reparación, así como los plazos tanto de reparación como de puesta en servicio, y evita el impacto ambiental de tener que proceder a la sustitución de la infraestructura.

Desde el sector de las Cimentaciones Especiales, podemos aportar soluciones encaminadas a resolver la pérdida de funcionalidad de nuestras plataformas viarias empleando metodologías de rehabilitación ampliamente contrastadas en otros campos, tales como la Edificación o la Restauración monumental, pero mucho menos empleadas en el diagnóstico y solución de patologías en Obras Lineales.

Para poder reaprovechar la infraestructura, es preciso que el nivel de daño experimentado por la infraestructura sea relativamente bajo, siendo por tanto la rehabilitación una herramienta dentro de la conservación extraordinaria. Para ello contamos con la Norma 6.3-IC de Rehabilitación de firmes (28-nov-2003), que considera que el objetivo de la Rehabilitación estructural es **aumentar la capacidad estructural del firme existente**.

Para ello, es preciso efectuar un diagnóstico de la patología, mediante:

- Recopilación y análisis de datos del firme existente y estado del pavimento, así como datos del entorno y del tráfico.
- Evaluación del estado del firme y su estado de agotamiento: según tipo de firme, categoría del tráfico pesado, tramificación, inspecciones y auscultación realizadas, etc.
- Análisis de las posibles soluciones y selección de la más adecuada.

- Definición de la solución definitiva

La norma ya establece cuales deben ser los umbrales del valor de deflexión patrón ( $10^{-2}$  mm) (figura 2) que definen que el agotamiento estructural afecta a la explanada, en función del tipo de firme (flexibles/semiflexibles y rígidos) (tabla 3).

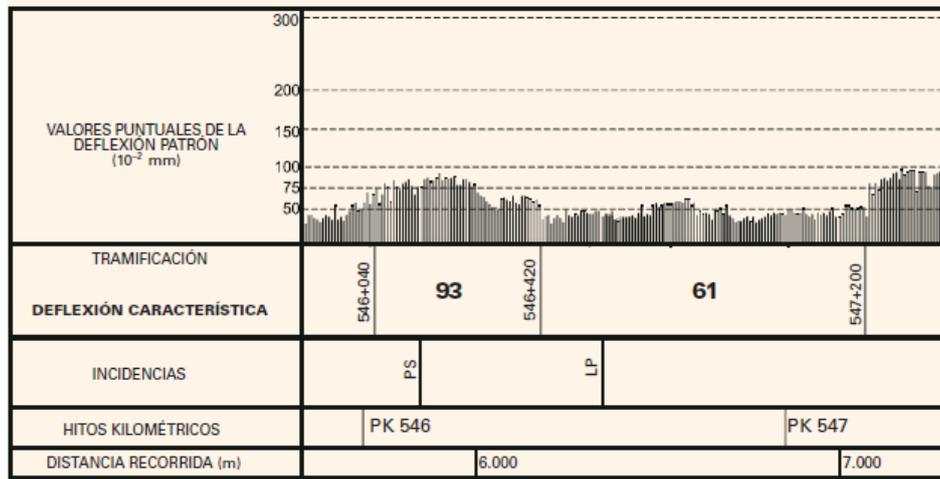


Figura 2: Ejemplo de deflectograma

#### 2.A – FIRMES FLEXIBLES Y SEMIFLEXIBLES

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO					
T00	T0	T1	T2	T3	T4
100	125	150	200	250 (*)	300 (*)

(\*) Excepto en antiguas carreteras que actualmente son vías de servicio de autopistas y autovías interurbanas, cuyo umbral será 200.

#### 2.B – FIRMES SEMIRRÍGIDOS

CATEGORÍA DE TRÁFICO PESADO		
T00 y T0	T1 y T2	T3 y T4
75	100	125 (**)

(\*\*) Excepto en antiguas carreteras que actualmente son vías de servicio de autopistas y autovías interurbanas, cuyo umbral será 100.

Tabla 3: Umbrales de valor puntual de la deflexión patrón para considerar que el agotamiento estructural afecta a la explanada

En caso de los firmes semirrígidos (gravacemento o suelocemento), si se detecta surgencia de finos a través de las fisuras o juntas o movimiento de las losas, la norma indica que se debe proceder a la reparación de las zonas bien mediante reparación a la profundidad necesaria, bien mediante estabilización de las losas por inyección, objeto de este análisis.

Es evidente que estas consideraciones no se pueden efectuar en firmes especiales, como losas de estructuras, losas armadas o, algo menos habitual en nuestro país, losas calefactadas (figura 3). La rehabilitación de estas plataformas requiere un estudio específico y se sale por tanto del caso general.



Figura 3: Ejecución de losa calefactada en rampa del Metro Ligero de Ottawa

La inyección de losas prescrita en la norma deberá tener como finalidad devolver la estabilidad mecánica de las losas y consolidar la base y subbase en las zonas necesarias. Posteriormente a la estabilización, se restituirá la regularidad superficial mediante el extendido de una capa delgada de aglomerado. Esto permite una solución limpia, rápida y económica, y que técnicamente resuelve el problema estructural. Los pasos a seguir son:

- Inicialmente, se contará con un estudio pormenorizado del índice de deterioro de cada losa, que comparado con el ensayo de deflexión de cada una de ellas, permitirá discriminar el estado de cada una de ellas y definir si está afectado el firme, la explanada o incluso el subyacente.

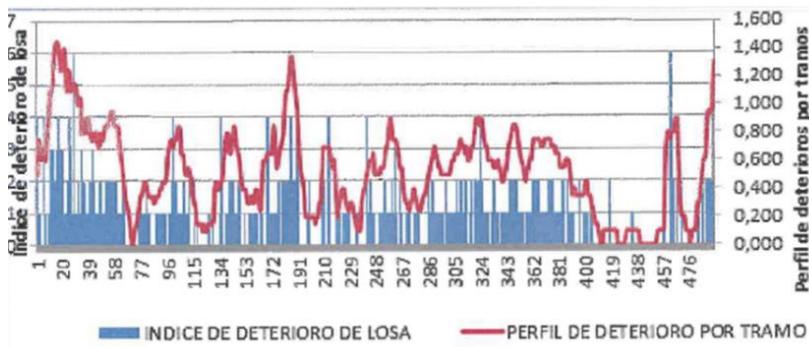


Figura 4: Ejemplo de estudio del deterioro por tramos de firme



Figura 5: Sellado previo de juntas

- Una vez definidas las losas a tratar, se procede al sellado previo de las juntas, mediante aplicación de betón aditivado con elastómeros y cordón de sellado. El tratamiento se aplicará en caliente, con un espesor aproximado de 2 mm y un ancho de entre 5 y 15 mm.(figura 5)
- Perforación de la malla de tratamiento: Los taladros se ejecutan en las esquinas (a 30-50 cm del borde) y en el centro de cada losa. Los taladros deben atravesar las losas y alcanzar la zona a tratar, con longitudes estimadas entre 40-80 cm. Se ejecutarán en diámetro 40 mm, y una vez finalizados, se procederá al soplado con aire a presión para limpiarlos y evitar su obturación (figuras 6 y 7).



Figura 6: Perforación de taladros



Figura 7: Limpieza con aire a presión

- Se procede a taponar los taladros contiguos y se inicia la inyección mediante empleo de obturador de maneral en 1". Se contará con los siguientes criterios de rechazo:

**Presión:** Se controlará la presión mediante manómetro en boca, limitando para no superar la presión máxima definida.

**Volumen:** limitando volumen a 300-500 kg de lechada por punto tratado.

**Control de movimientos:** limitando la distorsión angular a que se somete la losa para evitar daños estructurales en la misma.

**Surgencia** de lechada por juntas.



Figura 8: Obturación para inyectar

- Para facilitar la agilidad del tratamiento, el equipo de inyección será autónomo y autopropulsado, con capacidad de desplazarse a lo largo de la vía. Se observan sus características principales en la figura 9.



Figura 9: Planta de inyección autopropulsada

Una vez que han transcurrido dos días desde la inyección, se efectúa un ensayo de control de la deflexión con deflectómetro de impacto. Si no se supera el valor límite (0,5 mm), se considera que el tratamiento ha sido efectivo y se puede validar.

Finalmente, y dado que la inyección no tiene por función movilizar la losa, es preciso corregir las imperfecciones y saltos entre losas mediante la extensión de una capa bituminosa de bajo espesor, que permite regularizar la superficie final, así como reponer pinturas antes de abrir al tráfico.



*Figuras 10 y 11: Ejemplos de tratamientos mallados de la plataforma mediante inyecciones armadas*

En el caso de no poder confiar en la capacidad portante subyacente (por ejemplo, caso de terrenos kársticos), se deberá optar por tratamientos más profundos, bien mediante inyecciones IRS; en algunos casos, incluso mediante empleo de inyecciones armadas, generando losas pilotadas (ver figuras 10 y 11) (8) Esta solución mediante malla de lado 2,7 m con diámetros 300 m y losa de 40 cm de canto, como apoyo del paquete de firme, se combina con un tratamiento específico de las losas de transición mediante empleo de rótula plástica con pasadores metálicos.

En otros casos, puede ser suficiente con un tratamiento del terreno subyacente, mediante columnas de grava, drenes-mecha, columnas de mortero, etc. En cualquier caso, todas estas técnicas obligan a la retirada de la plataforma y su reposición posterior, toda vez que la plataforma ha superado su capacidad límite estructural.

#### **4. Reparación de plataforma. Caso práctico.**

En otras ocasiones, la plataforma ha sufrido graves daños que solo pueden ser reparados mediante obras de reparación completa, no siendo posible rehabilitar la infraestructura. En estos casos, más allá de la naturaleza del tratamiento o técnica a emplear, es preciso un análisis de las condiciones de estabilidad, tanto en fase de obra como en fase de servicio. En caso de afección a la plataforma con corrimientos o desprendimiento de la misma, la zona presenta un equilibrio inestable, por lo que cualquier sobrecarga puede significar una nueva evolución negativa. Por tanto, el proyecto de reparación vendrá condicionado

por la necesidad de trabajar siempre desde zona segura, y empleando técnicas que en todo momento permitan asegurar la estabilidad del conjunto.

Como caso práctico de contención de plataforma, se desea comentar el ejemplo de las obras de Emergencia de la N-634 pk44+900, cerca de la localidad de Cornellana (Asturias). En ese punto, el río Nayana se desbordó y originó graves daños a la plataforma de la vía, generando una oquedad de amplias dimensiones bajo uno de los carriles, y erosionando un tramo del muro de contención a lo largo de casi 70 metros de longitud. Se decidió anular el servicio en el carril afectado, pero mantener el otro carril con doble sentido mediante semaforización.

En el estudio de alternativas contemplado por la empresa INGE a petición de la empresa concesionaria AZVI, se consideró en primer lugar trabajar lateralmente, fuera de la calzada, pero se desechó pues obligaba a desviar temporalmente el cauce durante la ocupación. La segunda alternativa estudiada fue el empleo de pilotes de gran diámetro, pero tampoco se consideró válida dado que no era posible garantizar que el muro, tras la afección sufrida, pudiera soportar las cargas de maquinaria tan pesada. Adicionalmente, tampoco era factible trabajar mediante la ocupación de un solo carril, obligando a cortar totalmente el tráfico. Por último, por tanto, se decidió efectuar un tratamiento mediante micropilotes, que resolvía las dos anteriores circunstancias, permitiendo trabajar desde plataforma con un equipo de baja carga y manteniendo el tráfico.

La solución adoptada tenía cierta complejidad, como se expondrá a continuación (ver figura 12).

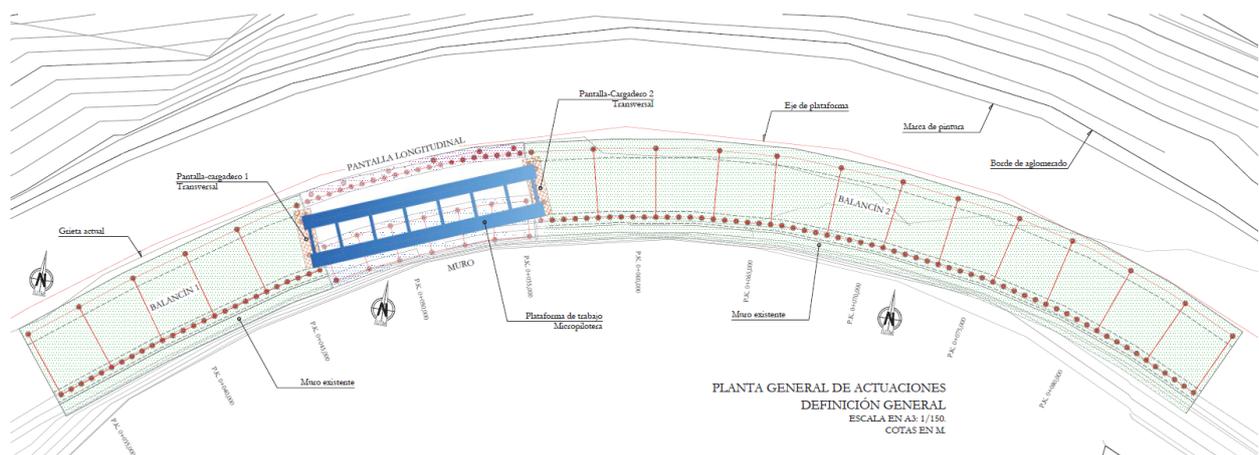


Figura 12: Planta general de la zona a tratar y disposición de micropilotes y plataforma auxiliar.

A nivel geotécnico, la plataforma se asienta en un relleno ejecutado por tongadas apoyado en un estrato de areniscas alteradas (tipo III-IV), de pequeño espesor. Por debajo, aparecen el sustrato rocoso sano de areniscas (tipo I-II). La calzada transcurre en paralelo al cauce del río Nonaya, siendo el relleno sostenido mediante un muro de mampostería a lo largo del valle. La crecida del río provocó la socavación de dicho muro, llegando a derribarlo y haciendo colapsar el relleno en un tramo de unos 10-12 metros.

La solución adoptada tiene como condicionantes principales el mantenimiento del servicio en un carril, así como no invadir el ámbito del cauce. Respecto al procedimiento elegido, se prioriza trabajar desde zona segura, efectuando la pantalla de micropilotes de refuerzo del muro preexistente por delante del apoyo del equipo. Dado que quería evitar el empleo de anclajes, se empleó una reacción mediante micropilotes verticales en mediana. Ambas alineaciones se arriostraban mediante losas armadas de 25 cm, constituyendo el viario definitivo de dicho carril. De este modo, se efectúa un puente que salva los posibles daños futuros en la infraestructura caso de una nueva afección al relleno. Los micropilotes cumplen una doble función: son un refuerzo del muro preexistente, y adicionalmente, sirven como encepado de la losa viaria (figura 13).

Tramificando las fases de ejecución, comenzando desde ambos extremos, se alcanza la zona colapsada, donde era preciso reconstruir el muro. En este caso, se ejecutaron lateralmente dos pantallas de contención provisional mediante micros de  $\Phi=220$  mm, armados con tubería 168x10, empotrados 2 m en estrato sano

de arenas tipo I-II y mejorada con micropilotes inclinados 15° colaborando a tracción en cabeza (figura 14). Apoyada sobre esta pantalla, se dispuso una plataforma metálica provisional, donde se ubicó la maquinaria para ejecutar la pantalla longitudinal en medianera, también con micropilotes inclinados a tracción (figuras 15,16 y 17).

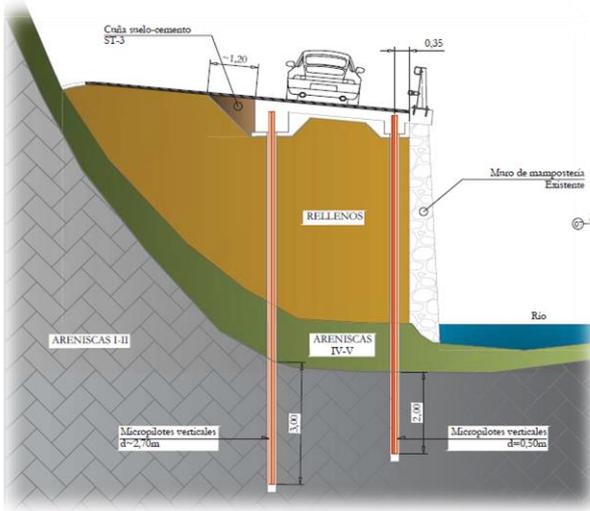


Figura 13: Perfil de solución general

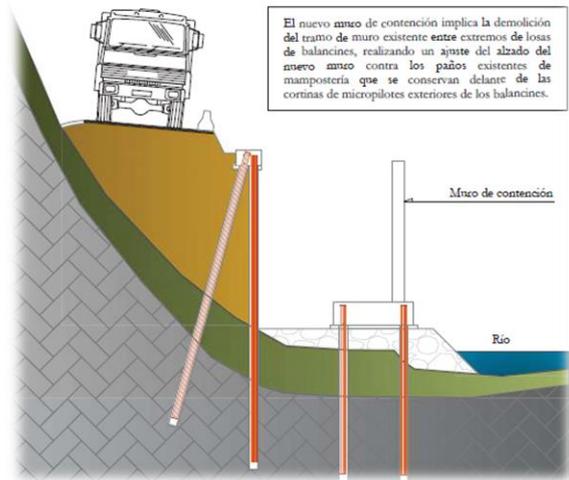


Figura 14: Perfil solución en zona a reconstruir

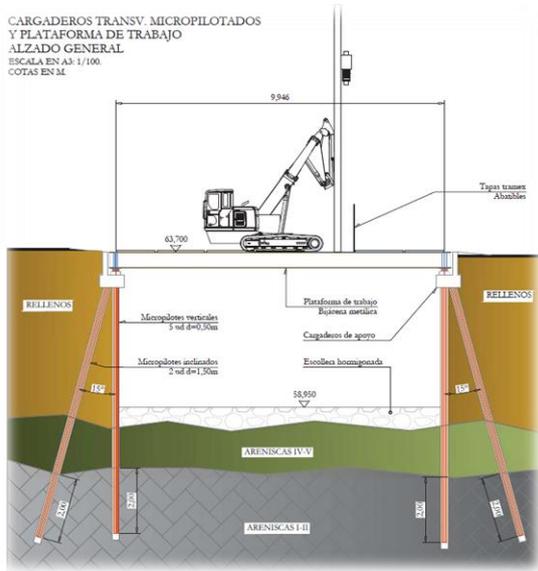


Figura 15: Alzado plataforma auxiliar



Figura 16: Colocación de plataforma auxiliar

Una vez finalizado, se pudo retirar máquina y plataforma, excavar hasta el fondo en condiciones de seguridad y retirar todo el material removido. Desde esa cota, se efectuaron nuevos micropilotes de cimentación para apoyo del nuevo muro, reconstruyéndolo y rellenando su trasdós (figura 18).



Figura 17: Ejecución pantalla de micropilotes desde carril



Figura 18: Cimentación desde plataforma inferior

En este tipo de actuaciones, es habitual trabajar a rotopercusión, al ser preciso alcanzar un estrato rocoso y empotrarse en el mismo. La rotopercusión, mediante el empleo de martillo en fondo, conlleva la ventaja de permitir a equipos ligeros (con limitado par y empuje) atravesar estratos rocosos, pero a su vez conlleva una serie de inconvenientes que, en este caso, comprometían la ejecución:

-En primer lugar, genera vibraciones que se transmiten a lo largo de la maniobra de perforación y hasta la máquina. Esto se reduce mediante el empleo de amortiguadores, pero nunca es posible evitarlo en su totalidad. En este caso, para evitar la transmisión de dichas vibraciones a la plataforma auxiliar dispuesta, condicionando su funcionalidad por aplicación de cargas dinámicas, era preciso buscar una alternativa viable.

- En segundo lugar, se genera polvo y proyección de partículas. Al estar trabajando en las inmediaciones del carril en servicio, era vital que en ningún caso se generara polvo o proyecciones, por lo que valoraron distintas alternativas, más allá del captador de polvo habitualmente empleado en estos casos.

### **Nuevas tecnologías: empleo de brocas PCD**

Para evitar los problemas antes mencionados, SITE apostó por el empleo de una nueva tecnología: las brocas de diamante sintético policristalino, usualmente conocidas como PCD. Esta tecnología, empleada en minería inicialmente en el sector de la industria petrolera, ha demostrado en los últimos años ser una alternativa tanto a la rotación como a la rotopercusión, permitiendo trabajar en una amplia heterogeneidad estratigráfica sin necesidad de extracción de maniobra. Inicialmente, este tipo de brocas se diseñaban en los diámetros habituales para perforación petrolífera (superiores a 400 mm) pero el interés mostrado por las empresas de nuestro sector ha permitido su extensión a diámetros inferiores.



Figura 19: Ejemplo de broca de PCD



Figura 20: Detalle de los bits de PCD

La broca consiste en la fusión por alta presión y temperatura a un sustrato de carburo de tungsteno de piezas cilíndricas (o bits) de diamante policristalino, que permiten conjugar una mayor dureza con menor fragilidad, con un conjunto muy estable térmicamente, lo que reduce las necesidades de refrigeración (figuras 19 y 20). El diámetro de perforación, el tamaño de los bits de PCD, el tamaño máximo del detritus a evacuar y los ángulos de ataque a la roca <sup>(9)</sup> condicionan el diseño de cada broca que, como se fabrica ex profeso, da lugar a una amplísima gama de opciones.

Tras las experiencias en sondeos y cimentaciones especiales en los últimos años, ya es posible encontrar brocas prediseñadas para trabajar en una amplia gama de terrenos, desde suelos a roca extremadamente dura <sup>(10)</sup> (ver tabla 4):

Tipo de estructura	Dureza	Terreno
1-2	Baja	Arenas , limos, suelos
3	Baja-media	Intercalaciones
4-5	Media-moderada	Margas, calizas
6	Dura	Yesos
7	Muy dura	Areniscas
8	Extrema	Cuarcitas-Basaltos

Tabla 4: Tipología de brocas PCD para diferentes tipos de terreno

Esto permite que seamos capaces de perforar con equipos de limitado par y empuje terrenos rocosos de gran dureza, mediante el empleo de toda la gama de fluidos de perforación: agua, aire, espumantes, lodos, etc. SITE, con modelos expresamente creados a tal fin <sup>(11)</sup>, ha obtenido altos rendimientos en su empleo no solo en las areniscas descritas en el caso objeto de estudio, sino incluso en rocas de la mayor abrasividad y dureza en España, tales como los basaltos canarios. La actual evolución de esta tecnología está haciendo que empiecen a surgir aplicaciones en nuevos usos: circulación inversa, perforación dirigida, etc.

## Bibliografía

- (1) Comisión Europea, [https://ec.europa.eu/info/sites/info/files/file\\_import/european-semester\\_thematic-factsheet\\_transport\\_es.pdf](https://ec.europa.eu/info/sites/info/files/file_import/european-semester_thematic-factsheet_transport_es.pdf) (2017)
- (2) de Soto, P. [www.viatore.icac.cat](http://www.viatore.icac.cat).(2018). Redes de comunicación y organización territorial del Imperio Romano de Occidente. Análisis de red aplicado al transporte en la Antigüedad. ICAC.
- (3) Borrajo J., Rubio J.,(1987). La planificación de carreteras en España. Revista de coyuntura económica, ISSN 0213-2273, pag 95-113.
- (4) Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana. <https://www.mitma.gob.es/carreteras/catalogo-y-evolucion-de-la-red-de-carreteras> (2019)
- (5) Agencia Nacional de Inteligencia, USA. <https://www.cia.gov/the-world-factbook/field/roadways/country-comparison>. (2021).
- (6) Asociación de Empresas de Conservación y Explotación de Infraestructuras, ACEX. Estudio comparativo de prácticas de conservación y explotación de carreteras en España, Reino Unido, Alemania, Francia e Italia (2020).
- (7) Aguado, A. Carrascón, S. et al. Manual para el proyecto, construcción y gestión de pavimentos bicapa de hormigón. UPC (2010).
- (8) Collazos-Arias F., Rojo-Cordero J Asiento en el firme de autovía y aguas de escorrentía por terrenos kársticos. (2019)
- (9) Hungerford, Frank. Poly-crystalline Diamond Drill Bit Development. Univ. Wollongong, Australia (2014).
- (10) Technidrill. [www.bestdrillingbits.com/pcd-or-pdc/](http://www.bestdrillingbits.com/pcd-or-pdc/)
- (11) Mensa-Wilmot G and Penrose B. Advanced cutting structure improves PDC bit performance in hard and abrasive drilling environments, SPE Latin American and Caribbean Petroleum Engineering Conference, en Puerto España, Trinidad (2003)

# COLUMNAS DE MORTERO PARA REPARACIÓN DE ESTRUCTURA EN BARRANCO DEL SING. ALICANTE

**JAVIER RODRÍGUEZ MENESES**  
Ing. Téc. Obras Públicas  
Director de Producción Pequeño Diámetro

## 1. Introducción y Antecedentes

En la N340 se encuentra situada una obra de drenaje transversal de grandes dimensiones. La estructura, situada en el cauce del barranco del Sing (Alicante), corresponde a unos falsos túneles sobre los que se realizó un terraplén de gran altura que permitió conectar las calles situadas a ambos lados del barranco. La estructura tiene 238 metros de longitud y consiste en un falso túnel formado por dos bóvedas de cañón adosadas de 6 metros de luz cada una, con un muro intermedio (Figuras 1 y 2). La estructura presentaba daños relevantes que se comenzaron a manifestar poco después de su construcción (a finales de los años 80).

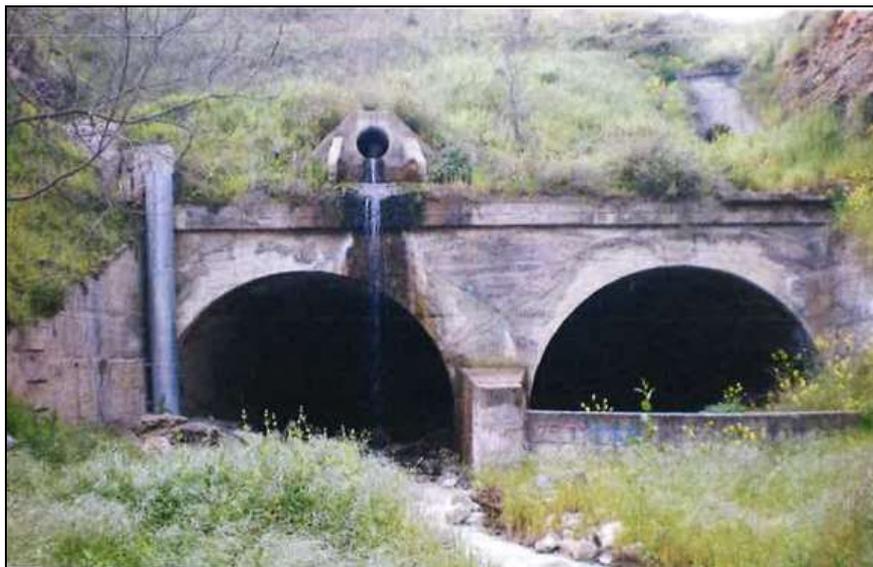


Figura 1. Falsos túneles obra de drenaje.

Las bóvedas son de hormigón, débilmente armado. La estructura históricamente tuvo una respuesta desfavorable, que siguió manifestándose a lo largo de los años, los deterioros detectados más significativos fueron:

- Rotura de bóveda del lado Alicante (más de 15m).
- Asiento y giro de la solera del lado Alicante.
- Agrietamiento en la bóveda del lado valencia (menos intensidad que en la otra bóveda).

- Armaduras descubiertas y pandeadas en ambos paramentos de ambas bóvedas.
- Coqueras generalizadas en todos los paramentos de las bóvedas.

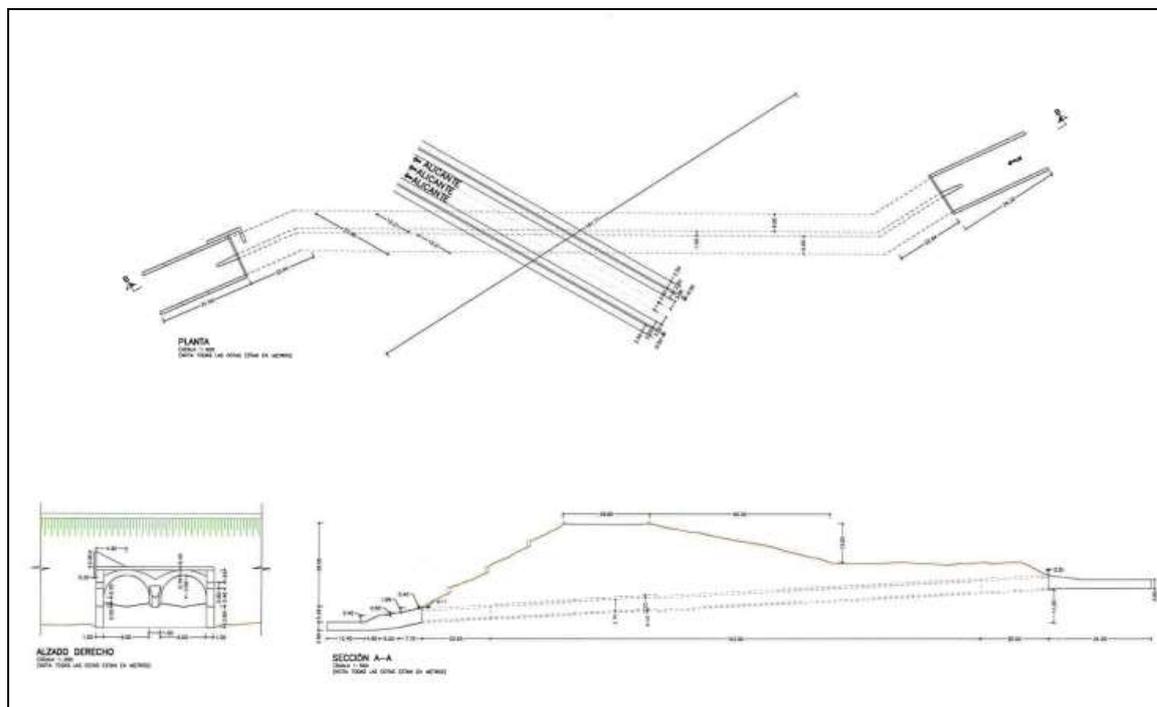


Figura 2. Planta y sección transversal obra de drenaje.

Al detectarse los deterioros en la estructura, tras la finalización de su construcción, se llevó a cabo un apuntalamiento interior en las zonas de mayor afección (Figuras 3 y 4).

Una vez que se dispuso ese refuerzo interior se siguió produciendo una cierta evolución desfavorable de las incidencias detectadas, por lo que se decidió acometer las obras de emergencia con las que se buscaba estabilizar la situación de deterioro en las estructuras. La longitud de túnel dónde los problemas eran mayores afectaba a unos 50 m en planta de la longitud total de la obra de drenaje.



Figura 3. Apuntalamiento interior.



Figura 4. Apuntalamiento interior.

## 2. Estudios previos a la ejecución de la obra

### 2.1 Proyecto de Reparación (año 2007).

Se realizaron dos sondeos, los cuales se ejecutaron desde el vial superior. El sondeo S-1 se dispuso sobre la proyección del túnel con mayores daños (túnel derecho) y el sondeo S-2 se desplazó hacia el lado Alicante para reconocer el terreno en el trasdós de este mismo túnel (Figura 5).

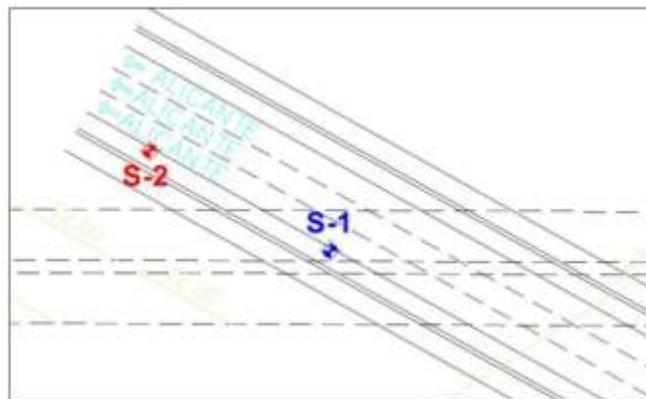


Figura 5. Planta de sondeos.

En los sondeos se identifica el nivel de relleno dispuesto sobre el terreno natural, que corresponde a niveles de conglomerado (calizas subangulosas en matriz margosa), calcarenita, caliza. La roca se encuentra alterada y/o fracturada al menos en la profundidad investigada.

En la Figura 6 se observa la parte de la testificación del sondeo S-1 en la zona de influencia de la estructura. Las profundidades a las que se encuentra la bóveda y contrabóveda son de unos 25.15 m y 28.55 m respectivamente.

Por debajo de la estructura se detectó un nivel de gravas con matriz arenosa con un espesor de 1.5 m y por debajo del nivel granular se testifica una cavidad de más de 5 m de altura en cuya base se localizan los niveles de roca calcarenita y caliza del terreno natural.

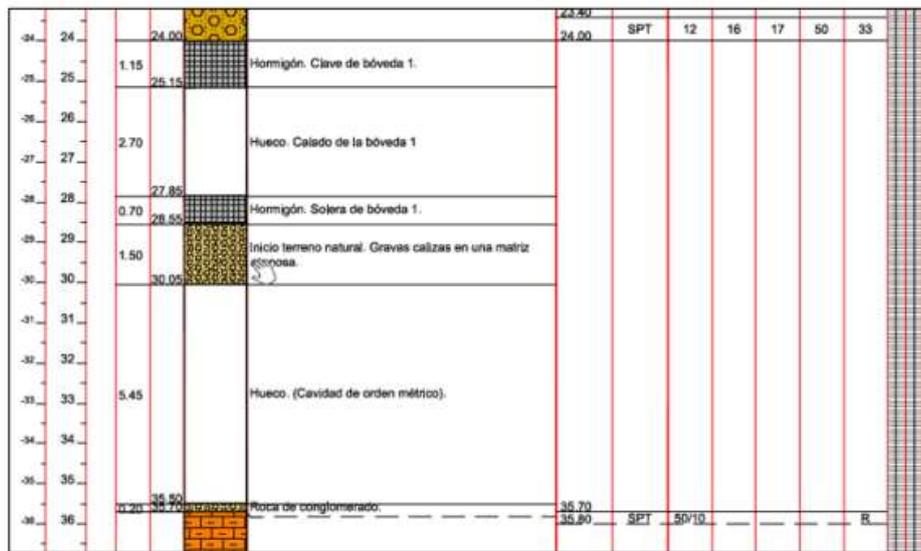


Figura 6. Testificación del sondeo S-1

Parece razonable pensar que una cavidad de este tamaño no podría tener continuidad, pues los daños que se habrían producido serían mayores que los que presentaba la estructura.

Con posterioridad, y una vez que se dispuso de la campaña geotécnica realizada en la fase de obra, se realizó una cierta reinterpretación del sondeo del Proyecto de Reparación del año 2007. Parece razonable interpretar que lo que se detectó en el sondeo S-1 como una cavidad, pueda corresponder a los niveles de relleno flojo y niveles de arcilla limosa blanda. El sondeo se realizó desde el vial (a unos 30 m de profundidad), y al tratarse de un terreno flojo, pudo no resultar sencillo diferenciar entre hueco físico y terreno flojo.

El relleno existente en el entorno de la estructura se reconoció con los sondeos (S-1 y S-2). El material corresponde a arenas arcillosas con presencia de gravas y bolos. La compacidad del relleno, es media-alta, con valores de N SPT del orden de 20 a 30. A una profundidad de unos 15 m (a una cota 10 m por encima de la clave del túnel) se detecta un nivel con una compacidad algo menor. En cualquier caso, la compacidad más baja detectada en el nivel de relleno se ha obtenido al nivel de estructura (en el trasdós del hastial de la estructura).

En la Figura 7 se observa la testificación del sondeo S-2 en la profundidad correspondiente a la estructura (trasdós de hastial entre 24.0 m y 28.5 m aproximadamente). El valor de SPT obtenido a la profundidad de 27.5 m a 28.1 m, es de N SPT de 6, que prácticamente coincide con la cota de cimentación. La compacidad que se deduce de este ensayo es muy baja y los valores de N SPT son claramente inferiores a los obtenidos en el resto de ensayos realizados en el nivel de relleno.

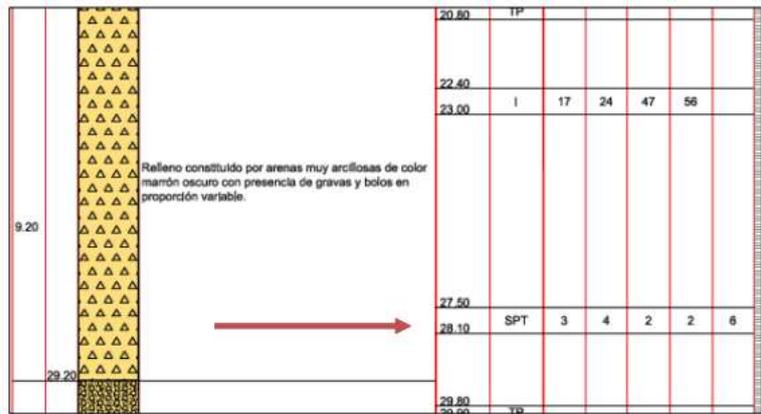


Figura 7. Testificación del sondeo S-2

Posiblemente, cuando se construyó el relleno, la compactación del mismo fuese adecuada en el trasdós. Como consecuencia de las deformaciones que se fueron produciendo a ese nivel (movimientos y posible erosión), se habría producido la merma en la compacidad del material del relleno en la proximidad de la estructura, y por tanto la pérdida de capacidad.

Se observa otro aspecto destacado, que se deduce a partir de los resultados obtenidos con los sondeos, que es la posición del sustrato natural. En el sondeo S-1 el sustrato se ha localizado a 35.5 m y en el sondeo S-2 a 29.2 m, lo que implica una diferencia de profundidad de unos 6 m. Se podría interpretar que esta diferencia de cota corresponde a la posible geometría natural del cauce/vaguada del barranco, puesto que los sondeos se llevaron a cabo desde el vial superior.

Conforme a esta interpretación, parece que el túnel en el que se han producido más daños se habría construido en esta zona sobre el antiguo cauce del barranco, lo que podría tener una relación directa con las patologías producidas.

Con respecto al nivel de agua, no se detectó en el S-1, y en el S-2 se localizó a una profundidad claramente mayor a la del nivel de cimentación de la estructura (profundidad de 33.7 m en el sondeo S-2). En cualquier caso, en el Proyecto de Reparación se indica que en relación al flujo de agua bajo la cimentación que, “*se ha observado un flujo de agua constante bajo la solera, que también queda reflejado en la inspección del paso realizada en el año 2001*”. En ese documento se hace referencia a la surgencia de agua en la solera aguas abajo de la zona dañada. Esta surgencia continuaba en las visitas que se efectuaron a lo largo del año 2019.

## 2.2 Estudios complementarios en fase de obra (2019).

Se realizaron investigaciones complementarias en fase de obra complementando la información disponible:

- Control de niveles piezométricos en los puntos de surgencia de agua:

En mayo de 2019, se realizó el sellado del taladro con surgencia de agua y la medida de la altura de la columna de agua en ese punto. En la Figura 8 se muestra una imagen de la prueba realizada para el control del nivel piezométrico a nivel de la solera.



Figura 8. Control nivel piezométrico

La altura de la columna de agua que se registró fue del orden de 1,30m sobre la cota superior de la contrabóveda. Además, se pudo constatar la circulación de agua bajo la estructura en diferentes puntos.

- Estudio geofísico mediante Geo-radar en la solera y hastial.

Con la investigación mediante geo-radar se registraron tres tipos de anomalías:

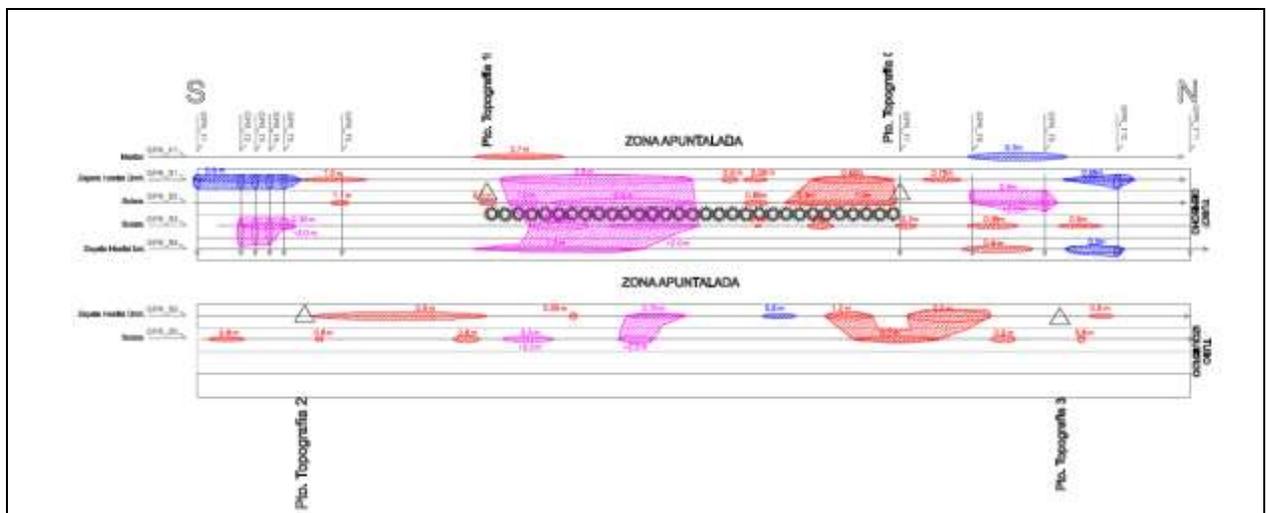
Despegues: huecos entre el hormigón de la estructura y el terreno/relleno.

Huecos de poco desarrollo vertical: zonas con huecos o zonas de lavado con posible desarrollo vertical limitado, posiblemente inferior a medio metro.

Huecos con gran desarrollo vertical: huecos con importante desarrollo vertical, los cuales pueden superar incluso los 2 m.

En las conclusiones del informe de geofísica se recomendaba complementar la investigación con algún tipo de ensayo directo (sondeo) para poder estimar con mayor precisión el desarrollo vertical de las zonas de hueco.

A continuación, en la Figura 9 se reproduce el esquema general donde se han representado los resultados obtenidos con la investigación mediante geo-radar.



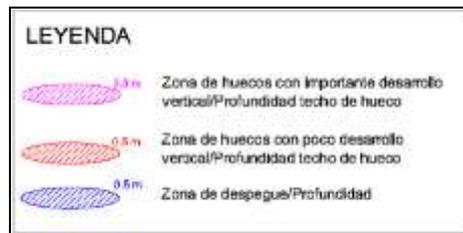


Figura 9. Investigación Geo-radar

En la bóveda del túnel derecho (lado Alicante, zona apuntalada), se detectó con el geo-radar un área con cierta continuidad que presenta huecos de importante desarrollo vertical. En esa zona parece que es donde se produjeron los máximos movimientos y en ella es donde se detectó también algo de hueco en el trasdós del hastial del lado derecho.

El emplazamiento del sondeo que se realizó para la redacción del proyecto de reparación se situaba aguas arriba de la zona apuntalada en el túnel lado Alicante. Con el geo-radar en esta zona no se puso de manifiesto que presentase unas condiciones especialmente desfavorables, aunque en la testificación del sondeo se hace referencia a una cavidad de más de 5 m de altura libre.

- Sondeos con recuperación de testigo.

Durante la realización de estos sondeos se llevaron a cabo ensayos SPT y se tomaron muestras para efectuar los correspondientes ensayos de laboratorio. La realización de estas adaptaciones complementarias se debió a la aparición de suelos blandos en las profundidades reconocidas.

En la Figura n.º 10 se indica la ubicación en planta de los 16 sondeos realizados. La estructura del lado izquierdo de la figura corresponde a la bóveda del lado Alicante, que es el túnel derecho (sentido aguas arriba – aguas abajo).

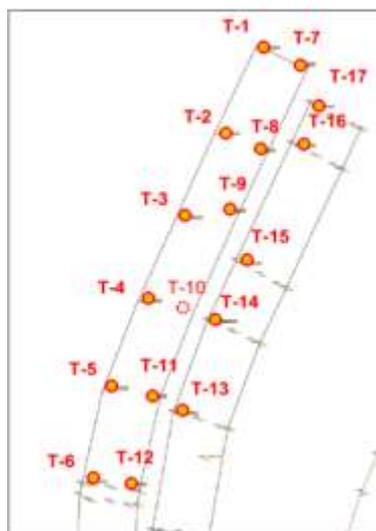


Figura n.º 10. Ubicación de sondeos

La estratigrafía que se deduce de los sondeos es la siguiente:

Hormigón de la cimentación. Los espesores son heterogéneos. En el sondeo T-13 la base del hormigón se sitúa a 1.7 m de profundidad. En alguno de los sondeos detecta la presencia de suelo entre dos niveles de hormigón que no tienen continuidad vertical.

Huecos bajo la cimentación. Se detectan huecos físicos de hasta 75 cm de altura. Los huecos se han detectado exclusivamente bajo la cimentación de la estructura, pero no se han detectado oquedades en los niveles de suelo (relleno y terreno natural).

Relleno antrópico. Material heterogéneo en cuanto a su naturaleza y compacidad. En este nivel se detectan plásticos, restos de madera, pero también zonas de grava areno-limosa con densidad media suelta.

Depósitos aluviales granulares. Materiales predominantemente granulares que presentan gravas y bloques englobados en una matriz limo-arenosa.

Depósitos aluviales arcillosos. Arcillas orgánicas de color gris, que se interpretan como depósitos de fondo de charca. Este nivel presenta una consistencia blanda a muy blanda y una permeabilidad baja. El índice de consistencia que se obtiene para las muestras ensayadas es bajo como corresponde a arcillas blandas a muy blandas.

Depósitos de glacis. Arcillas y limos con intercalaciones de conglomerados calcáreos. Este nivel presenta una compacidad elevada y una permeabilidad media-baja. Estos niveles de glaci, en general, presentan una consistencia muy firme a dura (compacidad alta con rechazo o valores elevados en los ensayos SPT).

A continuación (figura 11) se adjuntan los perfiles geológicos longitudinales correspondientes a cada una de las alineaciones donde se efectuaron los reconocimientos. Se incluyen algunos aspectos relacionados con la presencia de agua en el terreno en estos perfiles. En la (Figura 11) se reproduce la interpretación realizada por los técnicos de la Demarcación de Carreteras a partir de los resultados de las investigaciones.

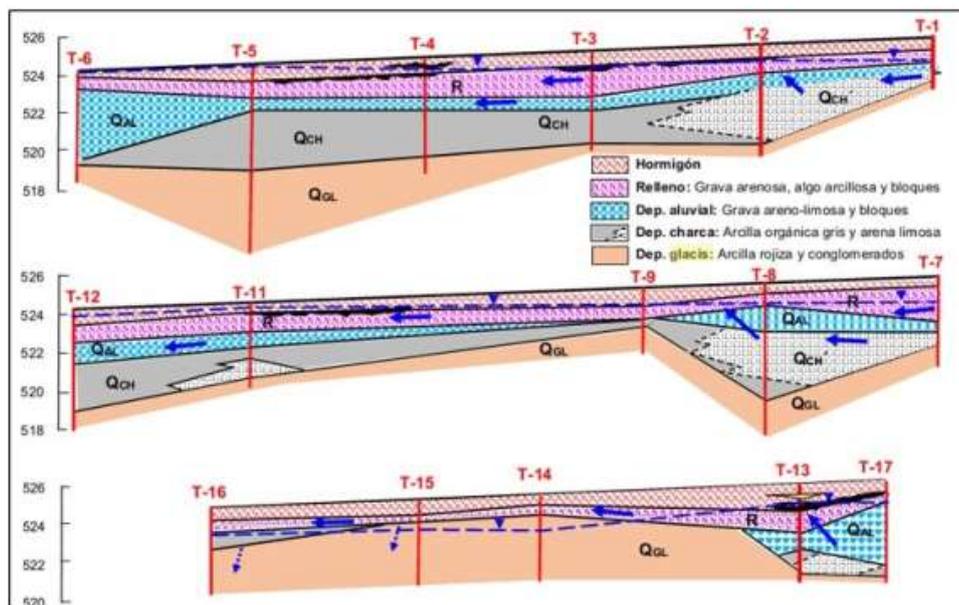


Figura 11. Perfiles geológicos de los sondeos

El perfil superior (Figura 11) corresponde al hastial del lado Alicante (derecho de la bóveda derecha). Bajo este hastial se han localizado los mayores espesores de suelos blandos. Esta zona corresponde con la que presenta más daños en la estructura.

En algunas zonas no resulta sencillo determinar con detalle la posición del contacto del relleno antrópico y el relleno natural correspondiente al nivel aluvial de gravas con matriz areno-limosa, puesto que podría interpretarse que durante la realización del relleno podría haberse utilizado material excavado en el nivel aluvial.

Las mayores incidencias en la estructura se han detectado en la zona donde las condiciones para la cimentación de esta son más desfavorables.

El espesor de suelos de baja compacidad bajo el hastial central ha resultado significativamente menor que bajo el hastial derecho de la bóveda derecha.

Las condiciones de cimentación menos desfavorables se han reconocido junto al hastial central en la bóveda izquierda. En algunas de las investigaciones efectuadas en esta zona no se habría detectado la presencia de suelos blandos.

Nivel freático:

Se ha efectuado un control de la posición del nivel del agua durante y después de la ejecución de los sondeos.

El resumen de la información relacionada con la posición del agua puede verse en la Figura n.º 11. Puede observarse que las zonas con peores condiciones para la cimentación son las que presenta el agua a menor profundidad (se detecta circulación de agua en el cimienta).

En la figura 12 se encuentran los valores de la profundidad a la que se ha detectado el agua.

SONDEOS	19/06/2019	26/06/2019	27/06/2019	04/07/2019	07/07/2019
T-1				1,29	1,32
T-2				0,92	0,90
T-3				0,82	0,83
T-4				0,62	0,63
T-5				0,13	0,13
T-6			0,08	0,02	0,17
T-7				1,38	1,37
T-8				1,04	1,05
T-9				0,87	0,87
T-11				0,43	0,45
T-12					0,24
T-13			1,11	1,10	1,09
T-14	2,49	1,09	2,51	2,50	2,11
T-15	2,19	2,51	2,21	2,20	1,80
T-16	1,55	2,24	1,60	1,58	1,16
T-17		1,63	1,16	1,17	1,17

Figura 12. Tabla de medida de niveles freáticos

En los taladros realizados con anterioridad a la investigación complementaria ya se detectó la presencia de un flujo de agua bajo la cimentación de la bóveda derecha, así como surgencia de agua en la solera aguas abajo de la zona donde se dispuso el apuntalamiento.

Existencia de un paleocanal:

En el informe de los técnicos de la Demarcación se indica que la geometría y disposición de materiales indica la presencia de un paleocanal correspondiente al antiguo cauce del barranco, que describe un trazado arqueado, paralelo y ligeramente oblicuo a la estructura. En este paleocauce se habrían dispuesto los depósitos de fondo de charca. En la (Figura 13), se muestra un perfil geológico transversal con el esquema de la estratigrafía que daría lugar a las condiciones de apoyo heterogéneas.

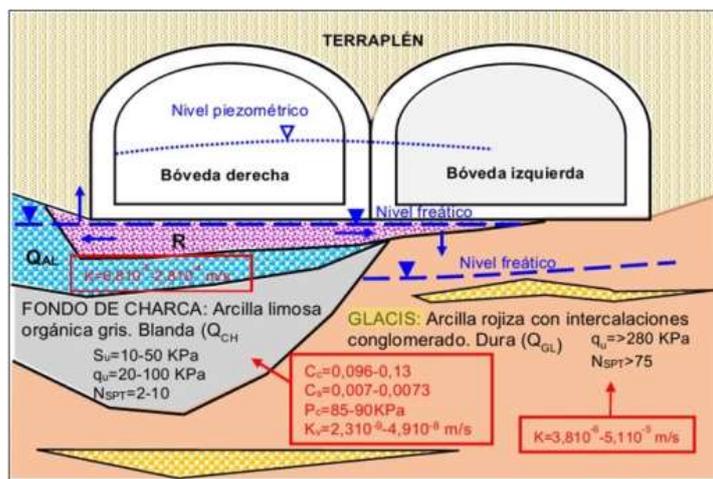


Figura 13. Perfil geológico transversal

En el informe se indica que, “las patologías y roturas observadas en las bóvedas, por tanto, parecen ser debidas a asentamientos diferenciales de la cimentación a consecuencia de la geometría y disposición de los suelos blandos que existen en el subsuelo”. También se indica que pueden existir otros factores que pueden haber tenido una cierta influencia en las incidencias detectadas.

### 2.3 Movimientos de la estructura.

En la fase de obra se procedió al levantamiento topográfico de la sección de los dos túneles. En la zona donde se dispusieron los puntales se detectaron los mayores asentamientos diferenciales.

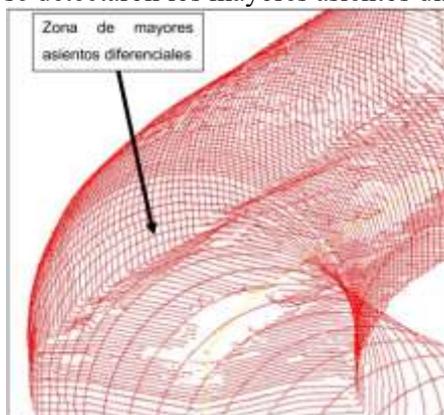


Figura 14. Zona de mayores asentamientos

Los mayores asentamientos se detectaron en el entorno del PK 0+090 (superiores a 25 cm entre puntos cercanos del orden de 1m).

Los asentamientos diferenciales en la estructura han dado lugar a los daños que manifiesta la misma.

Es posible que la zona interior de la estructura también experimentase un cierto asiento con respecto a la cota a la que quedó la cimentación al construirla. Probablemente, a partir de la información disponible, que en alguna zona se hayan registrado asentamientos totales del orden de 40 cm a 50 cm en la estructura, incluyendo los que debieron producirse durante la fase de construcción del relleno sobre la misma.

### 3. Principales causas de la patología.

En la (Figura 15) se muestra una imagen correspondiente a la fase de ejecución de la obra de drenaje. Con una línea de trazos se representa el vial de la carretera. En el cruce de esta línea con la estructura y hacia aguas abajo se han registrado los mayores daños.



Figura 15. Fotografía de obra de drenaje en ejecución

En la foto de la Figura 15 se puede apreciar que el túnel del lado Alicante se construyó aparentemente sobre un relleno realizado previamente en la zona del cauce. Es probable que este relleno es el que se detectó posteriormente con las investigaciones realizadas.

En el túnel izquierdo (lado derecho de la foto) y especialmente su hastial lateral parece que se ha cimentado sobre un terreno natural, y también se puede apreciar que fue necesario efectuar una cierta excavación para alcanzar el nivel de cimentación de la estructura.

El doble túnel presenta una anchura mayor a la del cauce previo, así como una pendiente uniforme, que también difiere con respecto a la pendiente previa del cauce, que sería más heterogénea. Para construir la estructura parece que se realizó una cierta regularización de la superficie previa del terreno disponiendo en la zona donde se han manifestado las incidencias un cierto espesor de relleno sobre el cauce.

En el fondo del cauce antiguo probablemente existiría el terreno arcilloso de tonalidad grisácea y consistencia blanda correspondiente a los niveles aluviales, quizá con un cierto recubrimiento. En fase de obra parece que tanto el terreno natural de consistencia blanda a muy blanda como los rellenos antrópicos sin controlar (restos de madera, compacidad suelta, etc.) quedaron recubiertos por el relleno estructural que se dispuso para alcanzar la cota de cimentación de la estructura.

No es sencillo diferenciar los niveles aluviales de gravas con matriz areno-limosa de los niveles de relleno antrópico efectuados con materiales obtenidos de la excavación de estos niveles aluviales. En todo caso, este aspecto tiene una importancia menor, pues se ha observado que tanto uno como otro presentan una compacidad baja a muy baja en algunas zonas.

La mayor concentración de tensiones al nivel de la cimentación se produce bajo los hastiales, por lo que, aunque existieran suelos blandos, esta circunstancia no justifica el desarrollo de oquedades bajo la cimentación como se puso de manifiesto en la campaña de investigación realizada. En relación con este aspecto se considera que el flujo de agua en el terreno bajo la cota de cimentación ha producido una cierta erosión interna de la matriz de los niveles aluviales y principalmente de relleno.

En todo caso, los huecos detectados con las investigaciones realizadas se localizaron bajo la solera, ya que con estas investigaciones no se ha realizado un reconocimiento de la cimentación del hastial. En la zona de mayores deformaciones de la estructura el hastial ha experimentado un asiento ampliamente mayor que la solera, por lo que bajo el hastial es posible que los huecos resulten algo menores que los que se han reconocido con las investigaciones.

Los hastiales de la estructura, actuando como viga de gran canto, permitirían “puentear” zonas con condiciones de cimentación más desfavorables (zonas con desarrollo de erosión interna), lo que daría lugar a una mayor concentración de tensiones al nivel de apoyo en las zonas próximas a los puntos donde se haya producido el arrastre de material por el flujo de agua.

A partir del análisis de la información disponible, se considera que existen dos causas principales relacionadas con los asientos diferenciales de la estructura, los cuales han dado lugar a los daños observados:

- Condiciones de cimentación ampliamente heterogéneas con zonas de hasta 6.5 m de material de baja compacidad bajo el nivel de cimentación, en las zonas de mayor espesor de suelos blandos, que se localizan bajo el hastial derecho del túnel derecho, parece que el hastial izquierdo del túnel izquierdo estaría dispuesto sobre los niveles de glacis de elevada compacidad.
- Lavado y arrastre de la fracción fina de la matriz del nivel de relleno antrópico y del relleno natural como consecuencia del flujo de agua que se produce bajo el nivel de cimentación. Este proceso daría lugar a una erosión interna, así como al desarrollo de posibles oquedades bajo la cimentación. En cierto modo, los dos aspectos indicados están interrelacionados, pues los asientos del cimiento pueden haber provocado una cierta pérdida de confinamiento en el relleno y unas condiciones más favorables para que se produzca la circulación de agua en el cimiento.

#### **4. Solución técnica definitiva. Inyecciones de mortero de baja movilidad**

##### **5.1 Consideraciones previas**

Se consideró realizar un refuerzo interior en la estructura con el objeto de poder retirar los puntales de túnel derecho y quizá ampliar la capacidad resistente actual. Con estas medidas se dispondría de unas condiciones de trabajo más adecuadas (espacio, seguridad, etc.).

Posteriormente se procedería a realizar los tratamientos del terreno y cimiento y al concluir los mismos se completaría el refuerzo de la estructura mediante.

En el Proyecto de Reparación (2007) se previó la ejecución de inyección de mortero seco en retirada bajo los hastiales de la estructura más afectada (túnel derecho). La longitud media prevista para las perforaciones era de unos 6 m y el diámetro de perforación de 100 mm, que es adecuado para el tipo de inyección prevista. En el Proyecto de Reparación también se había previsto emplear cemento sulforresistente debido a los contenidos de sulfatos obtenidos en las muestras tomadas en el terreno.

Posteriormente se realizaron algunas adaptaciones al proyecto de reparación en la fase de obra.

- Adecuar la intensidad del tratamiento a las condiciones reales: se realizarían más taladros en la zona con condiciones más desfavorables.
- Complementar el tratamiento en el trasdós del hastial del túnel derecho: con el mismo procedimiento previsto para la cimentación del hastial, se realizarían taladros en el mismo con objeto de recomprimir el relleno y obtener una mayor capacidad de reacción del mismo.
- Armado de refuerzo de las inyecciones: una vez efectuada la inyección se introduciría un redondo  $\varnothing 25$  en el interior de la misma quedando de ese modo una inyección armada. Con esa medida se obtiene una capacidad estructural mayor del refuerzo y una respuesta más dúctil.
- Procedimiento de perforación: en el Proyecto de Reparación se había previsto realizar las perforaciones para el tratamiento del túnel derecho con medios manuales debido a la presencia de los puntales. El refuerzo estructural permitiría retirar los puntales, y eliminar las perforaciones manuales.
- Medidas de drenaje: el tratamiento del cimiento se complementaría con medidas de drenaje que permitan que el flujo de agua que se desarrolla en el cimiento pueda acceder al interior de la obra de drenaje y circular por la misma.

### 5.3 Objeto del tratamiento

Con las inyecciones de mortero seco o mortero de baja movilidad (inyecciones de compactación o desplazamiento) se obtendrán unas condiciones más favorables en relación con los siguientes aspectos:

- Relleno de huecos bajo la cimentación.
- Homogeneizar las condiciones de apoyo.
- Restablecer el comportamiento estructural del arco del túnel al presurizar el terreno circundante de baja compacidad.
- Recuperar en parte la capacidad de reacción del relleno del trasdós del hastial derecho del túnel derecho.

### 5.4 Zonas de actuación en el cimientado

La zona donde se registraron los mayores daños corresponde a la zona apuntalada. El refuerzo se dispuso en la zona de puntales y unos 10 m a cada lado, quedando un total de zona reforzada de unos 50 m.

El tratamiento del cimientado se propuso en las zonas donde se haya efectuado previamente el refuerzo estructural del túnel, con un cierto resguardo con respecto a los extremos de la zona reforzada.

Se recomendó realizar el tratamiento en el cimientado a unos 5 m hacia el interior de la zona donde se ha previsto el refuerzo estructural, con lo que la zona de actuación de tratamiento del cimientado sería de unos 40 m (30 m de zona apuntalada y 5 m a cada lado).

Los asentamientos se produjeron principalmente en el túnel derecho (lado Alicante), en mayor medida en el hastial lateral, pero seguramente que con cierto movimiento también del hastial central, por lo que se propuso tratar bajo estos apoyos.

No se propuso efectuar un refuerzo estructural del túnel izquierdo, aunque también presentaba algunos daños, los cuales podrían deberse al asiento del hastial central.

### 5.5 Tratamiento a realizar

El tratamiento del cimientado a realizar corresponde, según se ha indicado previamente, a la inyección de un mortero seco o de baja movilidad en retirada desde el interior de la estructura.

Se incluyen algunas consideraciones en relación con el tratamiento a realizar. Alguno de estos aspectos se adaptaron en la fase de obra.

- Inyección de compactación e inyección de relleno.

En las inyecciones a realizar mediante mortero se realizaría una compactación y desplazamiento de los niveles de baja compacidad a partir de una cierta profundidad, pero en la zona próxima a la cimentación parte de la mezcla de inyección rellenaría los huecos que se han detectado bajo la cimentación.

- Tipo de mortero a inyectar.

El cono del mortero a inyectar deberá estar en el rango de 5 a 10 (consistencia plástica a blanda). El cono más bajo se emplearía en las inyecciones de desplazamiento o compactación y el cono mayor para el relleno de cavidades.

Se emplearía cemento sulforresistente debido a los contenidos de sulfatos detectados.

- Caudal de bombeo de la mezcla de inyección

Del orden de 40 l/minuto a 50 l/minuto.

- Presión de inyección

Se ajustaría en función de las admisiones y observaciones durante la obra. Como referencia previa, la presión máxima de inyección podría variar entre 5 kp/cm<sup>2</sup> en la zona próxima a la estructura y unos 20 kp/cm<sup>2</sup> en la zona más retirada en la que las tensiones verticales efectivas pueden ser significativamente mayores.

- Volumen de inyección

Se estimó un consumo medio de unos 150 l/m - 250 l/m de mortero en la perforación en el terreno. Si se considera una perforación de 6 m en el terreno este consumo medio podría ser del orden de 1 m<sup>3</sup> a 1.5 m<sup>3</sup> de mortero por taladro.

La inyección se realizaría en retirada cada 50 cm. En una única fase de inyección no se introducirá un volumen de mezcla superior a 200 l (esto implicaría una admisión máxima de 400 l/m al realizarse dos fases de inyección por metro).

- Armado de la inyección.

Finalizada la inyección se procedería a introducir en la columna de mortero un redondo Ø25 de acero B500S, siendo posible que resulte necesario utilizar el equipo de perforación para introducir la barra en el mortero al finalizar la inyección

- Diámetro de la perforación.

Se mantendrá el diámetro de la perforación de 100 mm previsto en el Proyecto de Reparación. La perforación, como estaba también previsto, deberá equiparse con la tubería de revestimiento-inyección en retirada.

- Orden de ejecución.

Se evitaría la inyección en un punto junto a columnas en las que el mortero no haya alcanzado la resistencia adecuada, buscando una mejora progresiva en toda la zona de actuación para evitar generar zonas de concentración de reacción.

En relación con el orden de inyección también tendría en cuenta la presencia de los niveles de arcillas blandas saturadas en el cimentado en los que la inyección puede generar sobrepresiones intersticiales.

- Profundidad de tratamiento.

Debería alcanzarse el nivel de glacia de compacidad media alta y penetrar en dicho nivel del orden de 1 m.

Debido a este aspecto, la profundidad de tratamiento variaría entre unas zonas y otras para adaptarse a las condiciones específicas de cada punto.

En el tratamiento del relleno del trasdós del hastial del túnel derecho se previó una longitud fija para los taladros, que correspondería a una penetración de 6 m en el relleno.

- Intensidad de tratamiento.

Se previó la realización del tratamiento del cemento y el relleno en una longitud de unos 40 m, con secciones de tratamiento separadas entre sí 1 m, para adaptarse a la separación de las cerchas del refuerzo.

A partir de la información disponible, se previeron dos opciones de intensidad de tratamiento en función de las condiciones del terreno reconocidas.

- Tratamiento de mayor intensidad (zona central)

En la Figura n.º 11 se muestra el tratamiento de mayor intensidad que se aplicaría principalmente en la sección apuntalada. En función de los resultados que se obtuvieran en las primeras fases del tratamiento se decidiría si resulta conveniente efectuar alguna adaptación. El tratamiento previsto consistiría en la realización de 10 taladros en cada sección de actuación. Las secciones de tratamiento se dispondrían con separaciones de un metro.

Los taladros T-1 a T-6 se realizarían en la zona del hastial derecho del túnel derecho y el resto de taladros se realizarían para mejorar las condiciones de apoyo del hastial central.

En los taladros del hastial lateral se ha indicado el orden de ejecución de los taladros. En un mismo día podrían realizarse los taladros T-1, T-2 y T-3, pero deberán transcurrir al menos 3-4 días para realizar el resto de taladros.

En relación con los taladros del hastial central sólo podrá construirse uno de ellos cada día, debiendo pasar 3-4 días hasta construir el siguiente.

Deberá mantenerse una separación mínima de 4 m entre secciones en las que se trabaje en días consecutivos.

Los taladros se han representado en la Figura 16 con una longitud de 6 m en el terreno, pero esta longitud se adaptaría a las condiciones de cada zona para lograr, bajo el apoyo del hastial, la penetración de 1 m en el nivel de glacis.

En la Figura n.º 16 se ha representado la disposición e inclinación orientativa para los taladros.

Finalizada la inyección de un taladro, inmediatamente a continuación, se introducirá la barra de armado de la inyección.

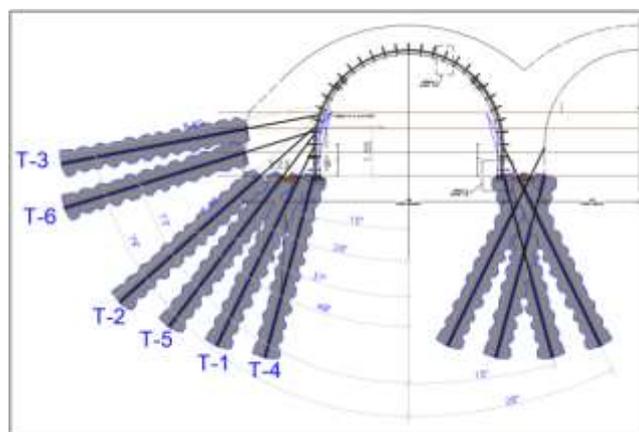


Figura 16. Tratamiento de mayor intensidad

- Tratamiento de menor intensidad (zonas laterales)

En las zonas laterales, unos 5 m a cada lado del tramo de bóveda con puntales, se realizaría un tratamiento de transición con respecto a la zona que no dispondrá de tratamiento en el cemento. De este modo

quedarían los 5 m más próximos a los extremos de la zona de refuerzo estructural sin tratamiento en el cemento.

En la zona de menor intensidad de tratamiento se ha previsto una actuación con 5 taladros por sección de tratamiento (la mitad de taladros que los previstos para la zona de mayor intensidad).

Las especificaciones en cuanto a procedimiento de ejecución de los trabajos son las mismas que se han indicado previamente.

En la Figura 17 se muestra la disposición de los taladros prevista para la zona de menor intensidad de tratamiento.

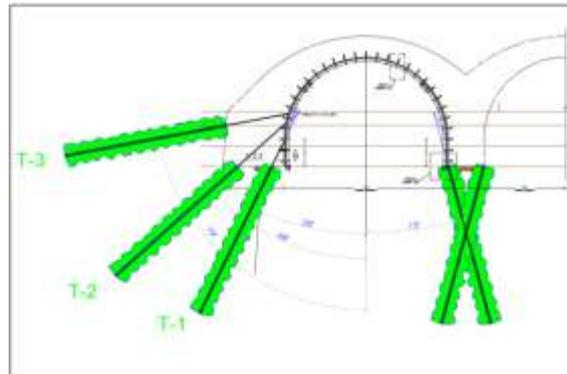


Figura 17. Tratamiento de menor intensidad

#### 5.6 Seguimiento de las inyecciones y control de movimientos

Durante la inyección se deberá controlar la presión de inyección, el volumen de la mezcla inyectada y la posible respuesta de la estructura (movimientos). El criterio de cierre o finalización de la inyección será función de los tres aspectos indicados.

El volumen máximo de inyección por punto de inyección será de 250 l de mortero. La presión máxima de inyección, así como las propiedades de la mezcla de inyección, se fijarán a partir del seguimiento de los primeros trabajos en función de las observaciones que se realicen.

Durante la realización de las inyecciones se deberá complementar el control de movimientos mediante convergencias, con un control topográfico de la zona de actuación. Podría efectuarse este control en las cerchas más próximas al punto de inyección.

Si se alcanza en la cercha un movimiento del orden de 2 mm se deberá detener la inyección. Este valor se podrá revisar en función de las observaciones que se efectúen en fase de obra.

#### 6. MEDIDAS DE DRENAJE

Se propuso captar y conducir el agua de la filtración del cemento para limitar la posible degradación del mismo. En relación con este aspecto se recomendó realizar drenes en el cemento en la Figura 18 se muestra un esquema con la disposición de estos drenes.

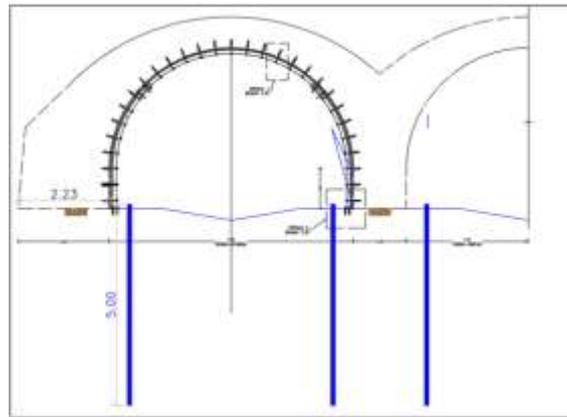


Figura 18. Disposición drenes

Los drenes se dispondrían junto a los hastiales hasta una profundidad de unos 5 m. Se considera que puede ser adecuada la disposición junto a los hastiales, pues corresponde a la zona alta de la sección de la contrabóveda. De este modo si circula agua por la parte central de la sección se evitará que estas perforaciones actúen como puntos de infiltración.

Los drenes se dispusieron en toda la zona de actuación con una separación de unos 5 m en cada alineación. El diámetro de perforación para los drenes sería también de 100 mm.

Los drenes deberán estar equipados con tubería ranurada envuelta en geotextil para evitar el arrastre de finos.

### 5. Aspectos destacados en la ejecución de los trabajos.

- Dificultad de acceso a la zona de trabajos.

Esta dificultad de acceso tanto de los equipos, como de los distintos suministros obligaba a la fabricación del mortero en el interior del túnel, siendo el suministro del mortero en sacos.

En este sentido también cabe indicar que, para implantar los equipos en la zona de obra, fue necesario el apoyo de dos grúas de gran tonelaje implantadas en los viales para descender los equipos hasta la zona de trabajos (unos 30 m aprox. más abajo, figura 19).

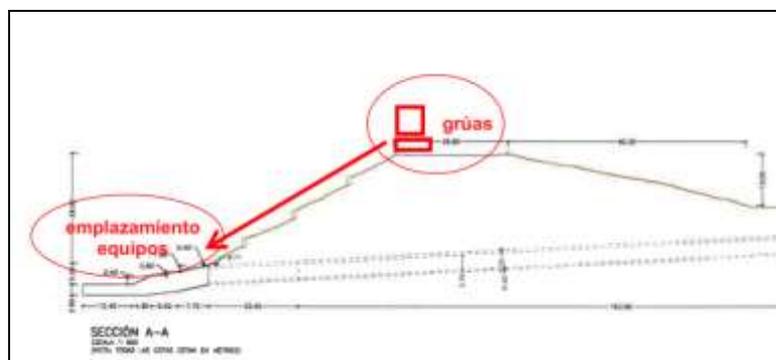


Figura 19. Croquis emplazamiento equipos

- Puesta en obra del material de inyección (mortero muy seco).

La inyección de este material tan seco (cono mínimo 5cm) requiere de un diseño particular de todo el proceso de inyección, que implica el empleo de una línea de impulsión de sección constante y de diámetro adecuado para garantizar bombeabilidad desde punto de fabricación al taladro en profundidad.

La calidad del mortero fabricado era constante en cuanto a la homogeneidad del cono, durante todo el proceso de fabricación gracias a un sistema de cámara de mezcla con control de % de agua de aportación.

En las figuras 20 y 21 se puede apreciar detalles del tipo de mortero de inyección y su consistencia.



Figura 20. Detalle ensayo de cono del mortero



Figura 21. Detalle consistencia del mortero

- Sistema de perforación.

El sistema de perforación requiere de un diseño específico debido al propio tratamiento a realizar y los diferentes estratos a atravesar. El sistema elegido fue la perforación con el empleo de martillo en cabeza en un equipo y útiles adecuados para asegurar la penetración y destrucción en estratos de consistencia dura y blanda; y la elección de un diámetro útil en el taladro que permita bombeo con presión (figura 22).



Figura 22. Perforadora

- Diseño y geometría de los taladros.

De acuerdo con el diseño inicial de proyecto y en combinación con dimensión del diámetro del túnel.

En este punto cabe destacar la labor de diseño de gabinete para adaptar la geometría de los tratamientos previstos, teniendo en cuenta las dimensiones y posibilidades reales de la máquina perforadora dentro del túnel, así como las propias dimensiones e instalaciones en el interior. En las figuras 23 y 24 puede observarse en primer lugar el plano de diseño definitivo y posteriormente fotografía de ejecución del trabajo dentro de los túneles.

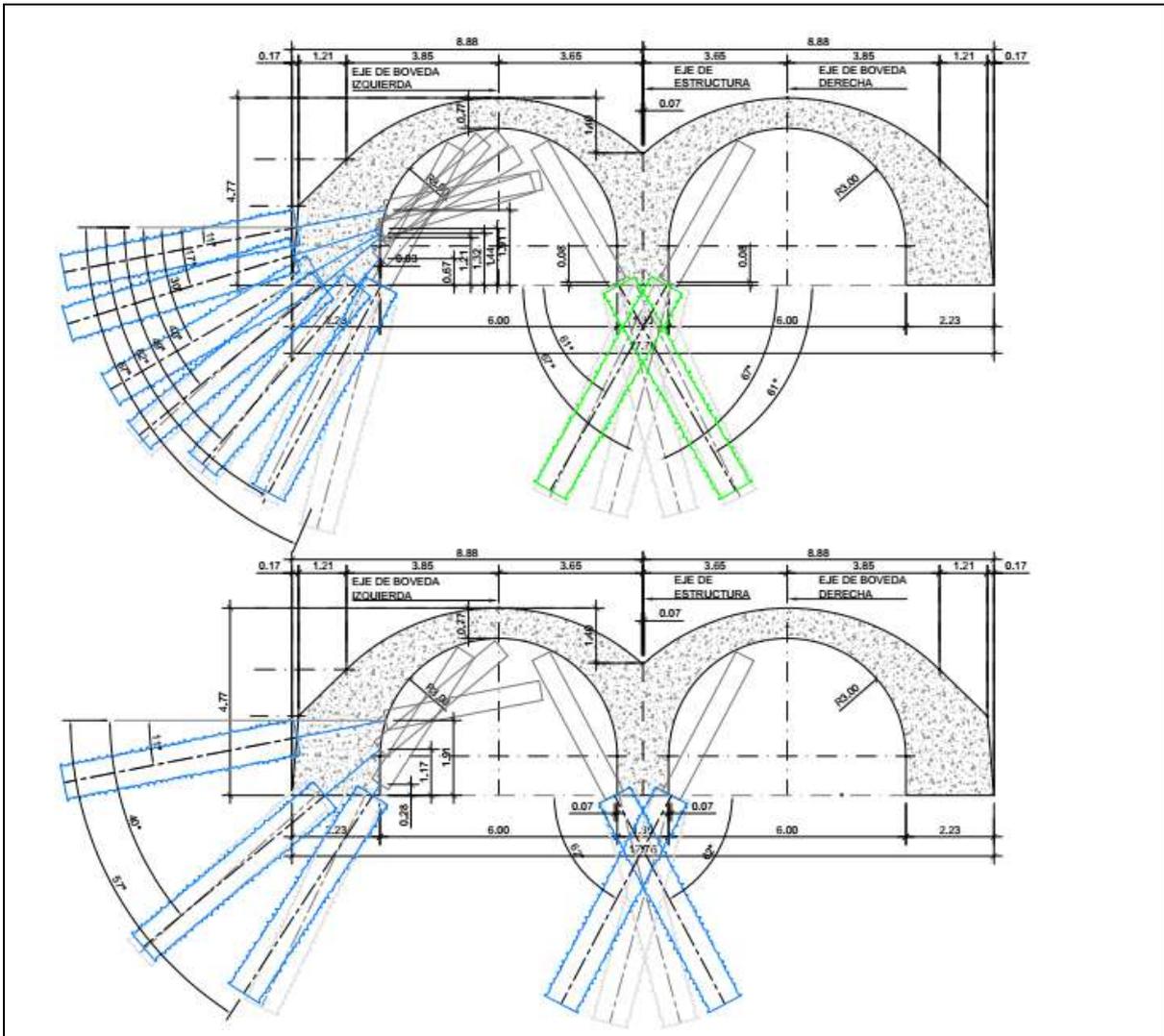


Figura 23. Planos sección de tratamientos definitivos



Figura 24. Fotografía de ejecución de los trabajos

## **6. Comentarios finales.**

- Las diferentes campañas de investigación resultaron de vital importancia para conocer las verdaderas causas de las patologías que presentaban los falsos túneles. Tanto con los estudios iniciales, como con los que realizaron durante la fase de obra se logró disponer de una información suficiente como para diseñar una solución adecuada a la complicada situación en la que se encontraba la estructura.
- Una vez se dispuso de un proyecto inicial, resultó también destacado la adaptación de estas soluciones en la fase de obra, de cara a mejorar y optimizar el resultado final de los trabajos (intensidad del tratamiento, completar el hastial derecho, refuerzo de armado, sistema de perforación, medidas de drenaje).
- Por último, con respecto a la ejecución, y para alcanzar el éxito en los trabajos, resultó fundamental la planificación inicial (dimensionamiento de los equipos, líneas de inyección y metodología de ejecución) teniendo en consideración las singulares características de los trabajos a realizar, concluyendo los trabajos de manera satisfactoria para todas las partes.

# ACTUACIONES GEOTÉCNICAS EN OBRAS SINGULARES: OBRAS GEOTÉCNICAS ESPECIALES CON EMPLEO DE PERFORACIÓN SÓNICA DE MUY ALTA FRECUENCIA “HI’DRILL”

**JOSÉ LUIS ARCOS ÁLVAREZ**

Ingeniero de Caminos, C. y P.  
Director Técnico Rodio Kronsa,

## 1- Introducción

Las diferentes características de los terrenos a perforar requieren, a su vez, el empleo de distintas técnicas y herramientas adaptadas a cada caso.

El presente artículo se enfoca sobre una técnica particular de nuevo desarrollo e implantación en las dos últimas décadas: la perforación sónica; destacando las ventajas que aporta frente a técnicas “clásicas” y presentando casos particulares de aplicación en obras geotécnicas especiales.

Dentro del grupo Soletanche-Bachy, al que Rodio Kronsa pertenece, el sistema sónico se ha desarrollado para su empleo en perforaciones de hasta 340mm de diámetro, para ejecución de micropilotes, anclajes, taladros de inyección,... bajo una marca registrada “Hi’Drill” que implementa accesorios mecánicos diseñados específicamente y un completo sistema de monitorización y registro de parámetros.



Figura 1. Equipo de perforación equipado con cabezal sónico – “Hi`Drill”.

## **1.1-Primeras consideraciones sobre la perforación en suelos y rocas**

Cualquiera que sea el método de perforación empleado, siempre habrá de tenerse en cuenta las siguientes consideraciones:

La dureza del terreno (roca o suelo) condicionará la cantidad de energía requerida para la perforación. Las formaciones menos compactas, como arenas, limos o arcilla son más fáciles de perforar que las muy duras, como granitos, basaltos o pizarras, más densas y resistentes.

- En las formaciones duras y rocosas, los útiles de perforación necesitarán refrigeración y lubricación continua.
- En las formaciones blandas, poco consolidadas, la perforación requerirá soporte para evitar el colapso de las paredes del pozo.
- Todo el material triturado, residuo de la perforación, generalmente debe ser evacuado a superficie por el fluido de perforación a través del propio taladro a medida que ésta avanza en profundidad.

## **1.2- Principales métodos de perforación.**

Para la optimización económica y de rendimiento en la perforación, los métodos se han de adaptar a las características del terreno. Los principales métodos, han observado una evolución con el paso de los siglos, desde su ejecución manual hasta la aplicación de la mecanización que permite la tecnología actual. En general, podrían agruparse en:

- Perforación por empuje o hinca a percusión,
- Perforación a rotación con hélice,
- Perforación con “jet” de agua,
- Perforación circulación inversa con succión,
- Perforación a rotopercusión con aire (o agua), (martillo en fondo o en cabeza),
- Perforación a rotación con barrido con agua u otro fluido (tricono, trialeta, etc.).

Los cuatro primeros sistemas se usan desde épocas remotas, de modo manual o con mecanización muy básica. Los dos últimos, roto-percusión y rotación con barrido, requieren maquinaria moderna autopropulsada.

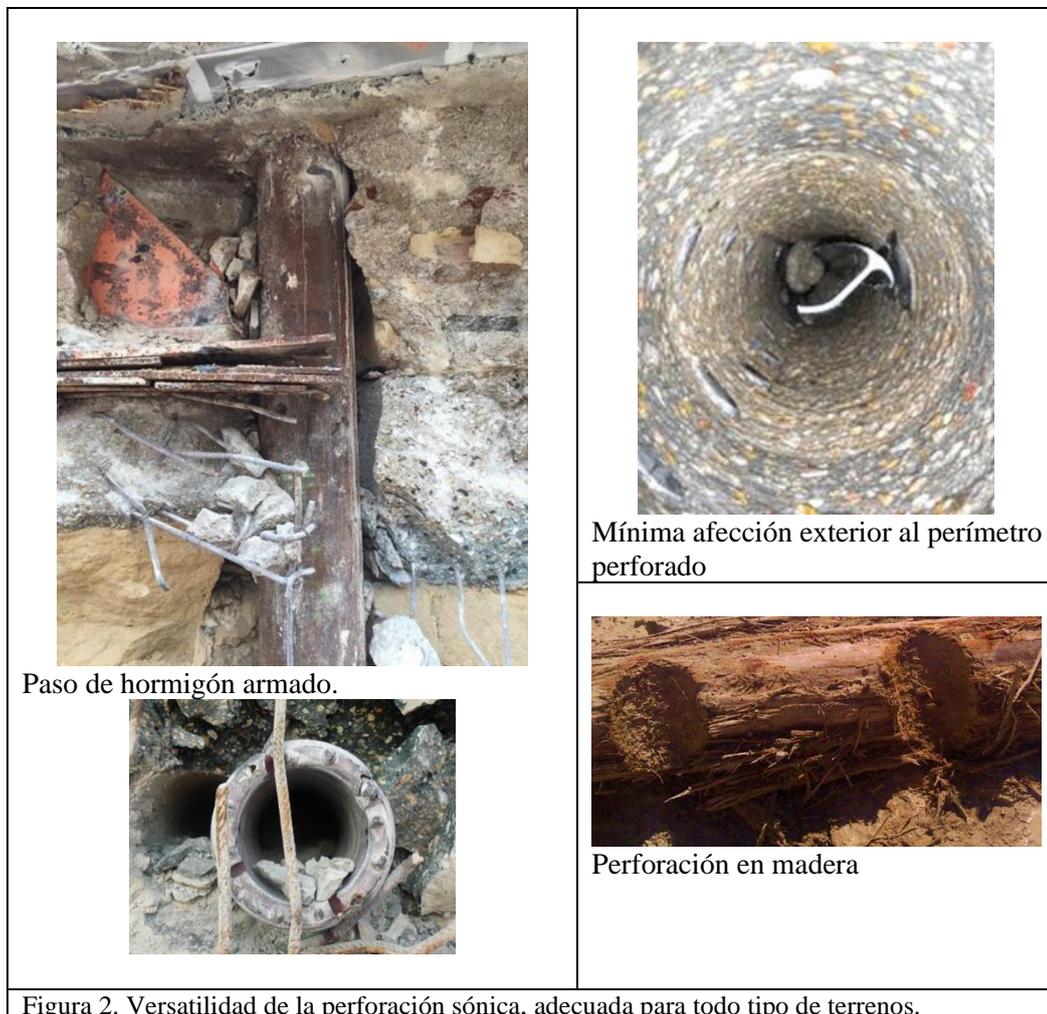
## **2- Perforación sónica.**

La perforación sónica es un método particular de rotopercusión que utiliza un generador de vibración de alta frecuencia (120-180Hz) para poner en resonancia el propio varillaje de perforación. La gran diferencia con la rotopercusión con martillo en cabeza (con frecuencia de unos 20Hz) es que esta última genera una onda de impacto en la cabeza del varillaje que viaja hasta la punta donde el tallante percute contra el terreno; mientras que el sistema sónico pone en resonancia toda la sarta del varillaje con una onda estacionaria.

Si se consigue un antinodo coincidente con la punta del varillaje, la fuerza de impacto es máxima, con una mínima cantidad de energía aplicada en cabeza y sin pérdidas por amortiguamiento a lo largo de la longitud del varillaje.

Adicionalmente, la resonancia del varillaje fluidifica en cierta forma la interfaz de terreno circundante disminuyendo su rozamiento lateral, con la colaboración del fluido de perforación (agua o lodo), y esto permite utilizar el propio varillaje como entubación de revestimiento para la instalación a su través de la equipación deseada: armadura de micropilote o anclaje, tubos manguito para inyección de cemento o conductos para intercambio geotérmico, por ejemplo.

Entre las ventajas del método sónico figura la de minimización de la afección al terreno circundante, que se reduce a una corona de espesor milimétrico alrededor del tallante de perforación. Esta característica le ha hecho desarrollarse en equipos de investigación geotécnica con corona y extracción de muestras, por la maximización del porcentaje de testigo inalterado recuperado y el escaso detritus generado.



La perforación sónica es extremadamente versátil (fig.2 y 3), su capacidad de penetración se extiende a todo tipo de terrenos, rocas incluso hormigón, posibilitando el paso eventual de ferralla aleatoria, e incluso madera.

Es un método ideal cuando la variabilidad o el desconocimiento del terreno nos impide prever la herramienta o sistema de perforación idóneo, incluso cuando la alternancia de terreno colapsable entre estratos de roca muy dura hace indispensable la entubación en toda la longitud del taladro.

Actualmente, la gama de diámetros con los cabezales sónicos se está ampliando, pudiéndose ofrecer con seguridad perforaciones de hasta 340mm. En cuanto a la profundidad, el menor riesgo de atrapamiento del varillaje permite ofrecer el sistema para ejecución de pozos de intercambio geotérmico con profundidades habituales en torno a los 150m.

Otra ventaja se debe a la posibilidad de perforar el terreno sin empleo de aire comprimido como fluido de perforación, evitando los problemas de socavación, ruido, consumo de gasoil, bolsas de presión neumática incontrolada, etc,...

Entre los inconvenientes, cabe mencionar el alto coste de la maquinaria (cabezal sónico y mecánica hidráulica) y la necesidad de contar con personal cualificado y entrenado en este tipo de perforación.

Elección del método de perforación		Métodos históricos, manuales o con mecanización básica				Métodos con maquinaria motorizada			
		Hinca por Impacto	Hélice a rotación manual	Jet de agua	Succión	Hélice a rotación mecánica	Rotación con barrido de agua	Roto-percusión	Perf. Sónica
Grava	Formaciones no consolidadas	↑?	x	x	x	↑	x	↑?	↑
Arena		↑?	↑	↑	↑	↑	↑	?; ↑?	↑
Limo		↑?	↑	↑	↑	↑	↑	?; ↑?	↑
Arcilla		↑? lenta	↑	?	↑	↑	↑	?; ↑ lenta	↑ lenta
Arenas con gravas y bolos		↑?	x	x	x	?	x	↑?	↑
Esquisto	Formaciones de baja a media resistencia	↑	x	x	x	↑ lenta	↑	↑ lenta	↑
Arenisca		↑	x	x	x	x	↑	↑	↑
Caliza	Formaciones de media a alta resistencia	↑? lenta	x	x	x	x	↑? lenta	↑	↑
Rocas ígneas (granito, basalto)		↑? lenta	x	x	x	x	x	↑	↑
Rocas metamórficas (pizarras, gneiss)		↑? lenta	x	x	x	x	x	↑	↑
Rocas fracturadas o con huecos		↑	x	x	x	x	↑	↑	↑
Sobre el nivel freático		↑	↑	?	x	↑	↑	↑	↑
Bajo el nivel freático		↑	?	↑	↑	?	↑	↑	↑
Alternancia de rocas duras y suelo colapsable		x	x	x	x	x	↑	x	↑

↑ = método aceptable; ↑? = Riesgo de colapso de la perforación; ? = Posible problemas; x = método de perforación inadecuado

Figura 3. Tabla sintética para elección del método adecuado de perforación según el tipo de terreno.

## 2.1-Fundamento teórico de la perforación sónica

Para comprender el concepto de funcionamiento, debemos tener en cuenta cual es la frecuencia propia de una varilla vibrando longitudinalmente:

$$f = \frac{n}{2L} \cdot \sqrt{\frac{E}{\rho}}$$

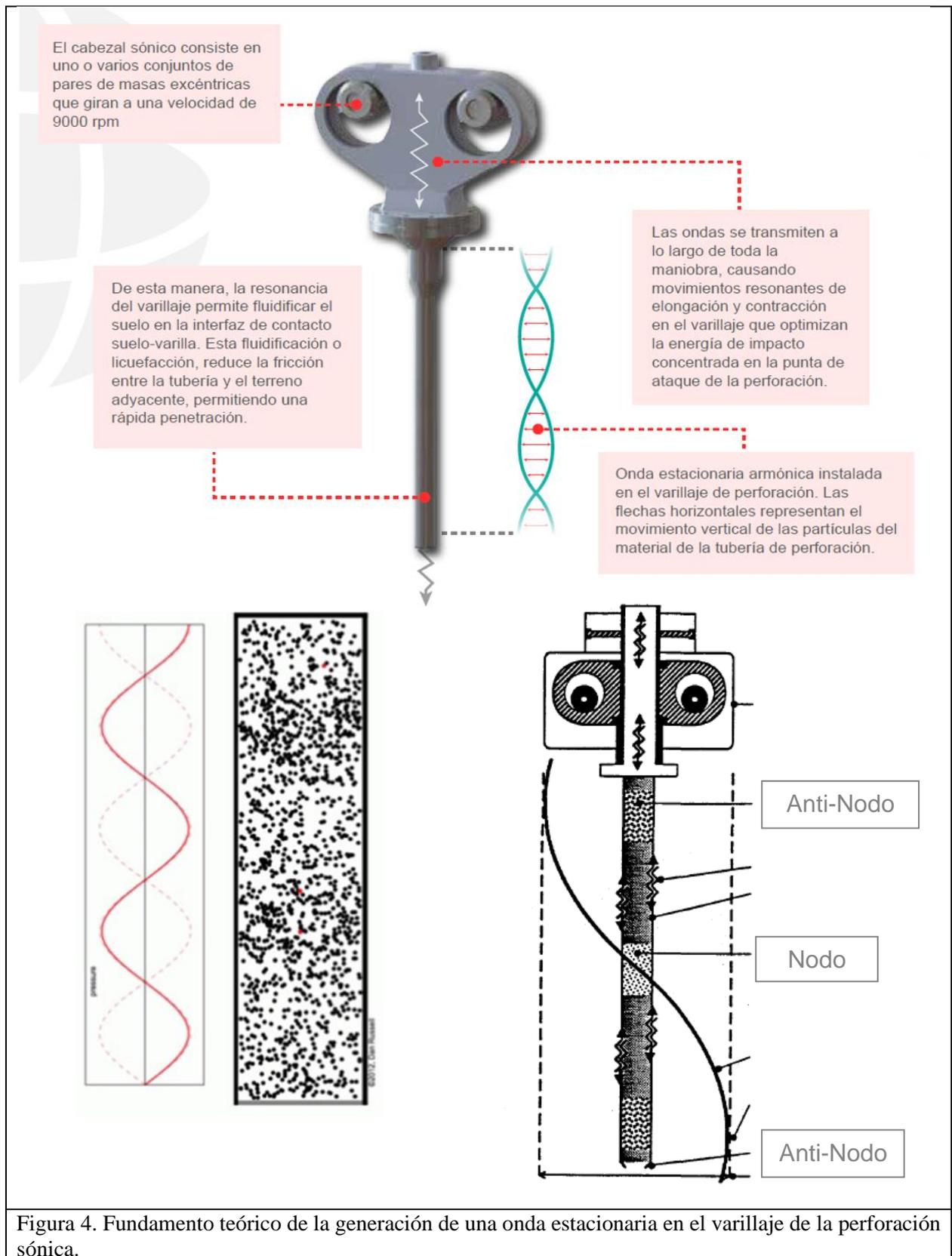
Donde  $L$  es la longitud de la varilla,  $E$  es el módulo de Young y  $\rho$  es la densidad del material, con  $n=1,2,3,\dots$

En esta ecuación, la velocidad de onda en el acero es aproximadamente 5000 m/s:

$$C_{acero} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = 5000 \text{ m/s}$$

Por tanto, para una longitud de varilla de unos 17 metros, la frecuencia propia se alcanza a unos 150Hz; para una varilla de 21 metros, la frecuencia propia se alcanza a 120Hz; y así en adelante...

La vibración estacionaria genera nodos y antinodos a lo largo del varillaje: los nodos representan puntos vibración nula y los antinodos representan puntos de máxima amplitud de vibración (ver figura 4):



El objetivo de un operador de equipo sónico será ajustar la frecuencia en función de la longitud de varillaje, de forma que se obtenga la máxima energía de percusión en punta del varillaje y, por tanto, el mejor avance en la perforación.

### 3- Casos de obras especiales con uso de sistema de perforación sónica Hi'Drill®

En lo que sigue, se presentan brevemente algunas obras especiales en las que el sistema de perforación sónica fue fundamental para su ejecución:

#### 3.1- Anclajes de muro pantalla y micropilotes de anclaje de losa a subpresión Puerto Portals – Mallorca.



Figura 5. Vista aérea del emplazamiento de la obra del aparcamiento subterráneo en Punta Portals.

La obra consistía en una contención perimetral mediante muros pantalla anclados, ejecutada con hidrofresa, para la construcción de un parking subterráneo en la dársena del puerto.

El fondo del vaso, situado bajo el nivel del mar, se remataba con una losa de subpresión, con la necesidad de realizar micropilotes de anclaje para evitar la flotabilidad del parking.

El entorno geológico era complicado para la perforación, debido a la calidad de la roca y la alternancia de roca caliza muy dura con zonas altamente fracturadas y karstificadas; coexistiendo con limos arenosos, gravas y bloques de escollera. Esta casuística motivó la elección del sistema Hi'Drill® como método de perforación. (Figuras 6 y 7).

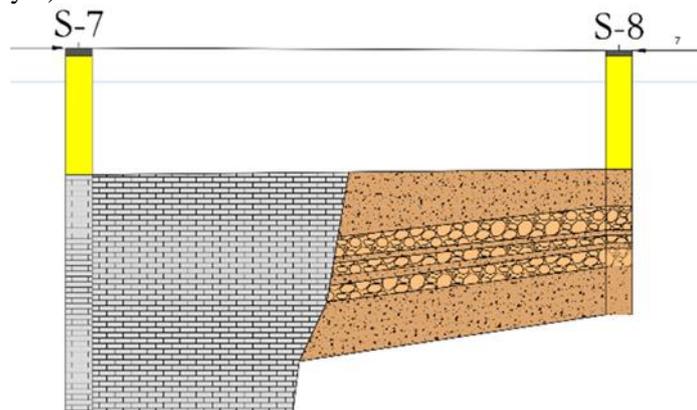


Figura 6. Esquema de los cambios litológicos en el solar (caliza / limos arenosos)



Figura 7. Fotografías de las cajas de los testigos (Sondeo)

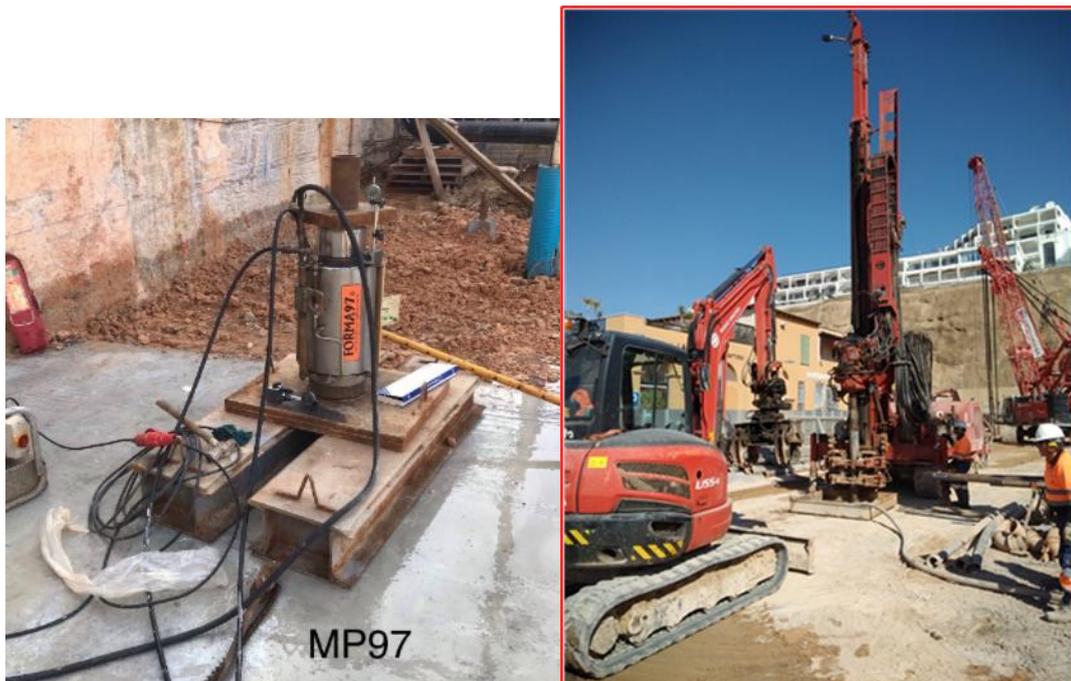


Figura 8. Ensayo de tracción sobre un micropilote y equipo Hi` Drill en ejecución.

Tanto los anclajes de la pantalla, como los micropilotes de anclaje de la losa, se realizaron con equipo sónico, que eliminaba problemas de atrapamiento de varillaje en este terreno alternante con un rendimiento óptimo de 120 ml por turno.

El diámetro de perforación de los micropilotes fue de 220mm y las longitudes máximas de unos 21m de profundidad. En total, la medición total de micropilotes fue de 3700 ml.

Tras la ejecución, se realizaron múltiples pruebas estáticas a tracción para confirmar la capacidad de los pilotes frente a las futuras cargas que habrían de soportar durante su vida útil sometidos al empuje flotacional causado por la subpresión bajo la losa de fondo. (Figura 8).

### 3.2- Anclajes para bolardos en Terminal de Cruceros del Puerto de Barcelona

Para evitar esfuerzos inestabilizadores sobre el muelle de la Terminal de Cruceros del Puerto de Barcelona, los nuevos bolardos requerían ser anclados a gran profundidad, sin transmitir esfuerzos a los cajones del muelle.

Con este objeto, la longitud libre de los anclajes atravesaba, sin interacción con los mismos, los siguientes elementos sucesivos: la viga cantil, el propio cajón fondeado y el trasdós de relleno granular. Esta longitud libre alcanzaba los 51,4 metros. (Ver figura 9)

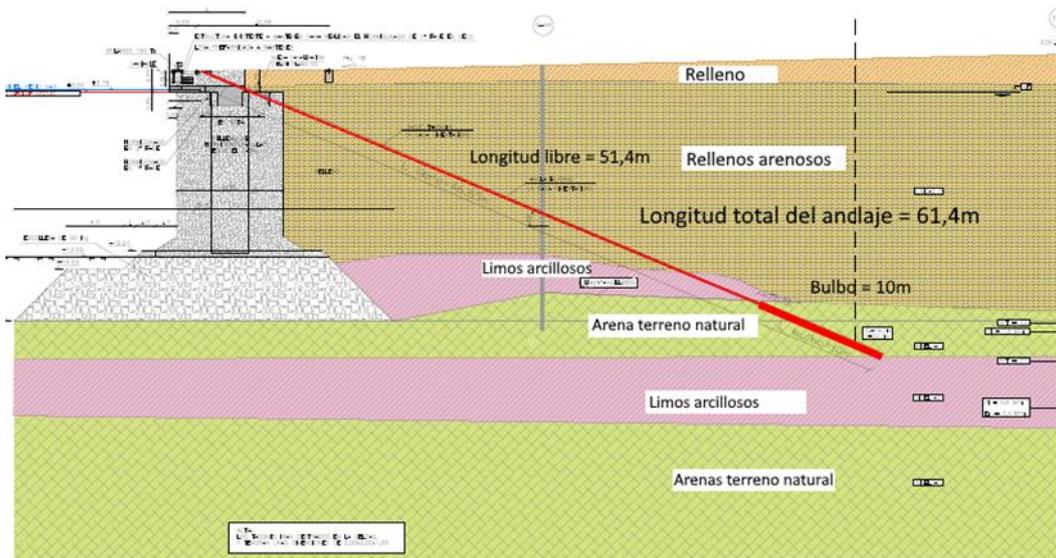


Figura 9. Sección transversal del muelle mostrando la disposición de un anclaje.

El bulbo, a continuación, tenía una longitud de 10m, quedando la longitud total del anclaje en 61,4m.

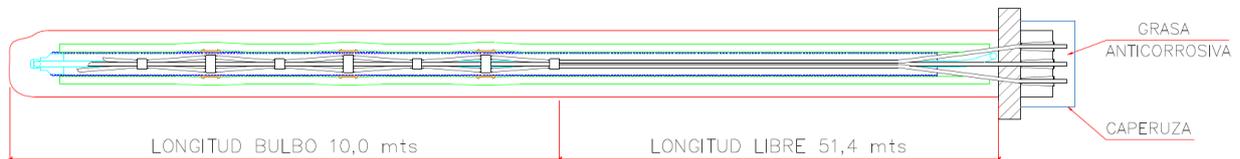
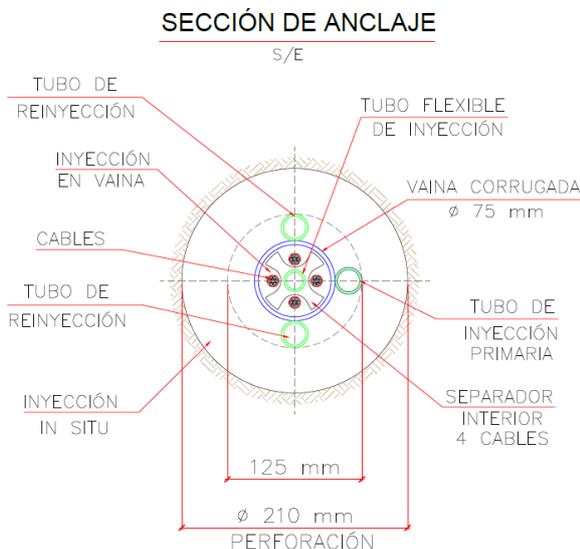


Figura 10 y 11. Configuración del anclaje Sección longitudinal y transversal.



Los anclajes, cumplían con las protecciones exigidas para garantizar su durabilidad como anclaje de larga duración. El diámetro de perforación requería 210mm para garantizar la adecuada adherencia al terreno en la zona de bulbo y, estructuralmente, constaban de 4 cables de 0,6” para un tesado en servicio de 45 toneladas y capacidad comprobada en pruebas de idoneidad de 67,5 toneladas.

La geometría de los anclajes, su inclinación y su emboquille tan próximo al cantil del muelle, hizo necesaria el diseño y ejecución de una plataforma “volada” desde el cantil hacia el mar, donde posicionar la máquina perforadora. (Fig. 12).



Figura 12. Fotografía del equipo de perforación en posición de trabajo, parcialmente sobre plataforma volada.

El tesado de los anclajes presenta una problemática particular debida a la gran longitud libre ( $L_{\text{libre}}=51,4\text{m}$ ). La elongación elástica bajo las cargas del tesado supera los 34cm y hace necesario contar con gatos que aseguren esta carrera de cilindro, o bien, contar con dos gatos en serie, como se hizo en este caso. (Fig. 13).



Figura 13. Tesado del anclaje – ensayo de idoneidad, con uso de dos gatos en serie.

En total se ejecutaron 100 anclajes de longitudes superiores a los 60m, con inclinaciones de unos 30°. La perforación atravesando el hormigón de los cajones, el relleno granular suelto trasero y el empotramiento en el sustrato, hicieron que el método de perforación sónica fuera la garantía del éxito en esta obra.

### 3.3- Recalce del antiguo Puente de Astiñene – San Sebastián

La obra del nuevo puente de Astiñene sobre el río Urumea en San Sebastián requería garantizar el tráfico sobre el antiguo puente de Egia (o Sarasola) al que sustituye. (Fig. 14)



Figura 14. Montaje fotográfico con la representación del nuevo puente junto al antiguo.

Sin embargo, el puente histórico, se encontraba en muy malas condiciones, con hundimiento evidente del tablero sobre algunas pilas asentadas y giradas. (Figura 15)



Figura 15. Patologías del puente antiguo y testigos de uno de los sondeos.

Entre otras actuaciones, el recalce de las pilas afectadas requería la ejecución de micropilotes, atravesando los sillares de estas pilas y penetrando en el lecho arenoso hasta unos 40m de profundidad. (Fig. 16 y 17).



Figura 16. Equipo Hi`Drill trabajando en una de las pilas del puente.

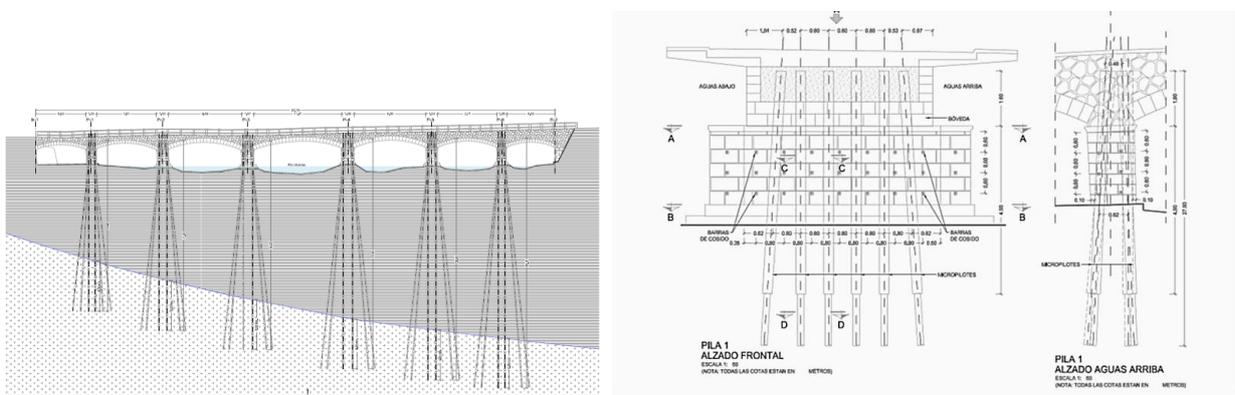


Figura 17. Esquemas de la disposición de los micropilotes atravesando las pilas.

Dos condicionantes fueron fundamentales a la hora de optar por la perforación sónica:

- el paso de los sillares de caliza de las pilas del puente sin afección (la alternativa hubiera sido la perforación a rotación con corona de diamante)
- la perforación en el lecho arenoso blando, colapsable, evitando el atrapamiento del varillaje.

### 3.4- Losa de muelle sobre pilotes para construcción de apartamentos Water-Side sobre el agua del Puerto de Gibraltar.

El proyecto consiste en la construcción de una losa sobre pilotes, sobre la que se elevarán cinco edificios de 4 plantas de apartamentos de lujo en el interior del Puerto de Gibraltar. (Fig.18).



Figura 18. Situación de la losa para edificios de apartamentos en el Puerto de Gibraltar.

La construcción requiere pilas-pilote, en una malla cuadrada de unos 4-5 metros de lado, sobre la que se ejecuta la losa del muelle. (Figura 19).

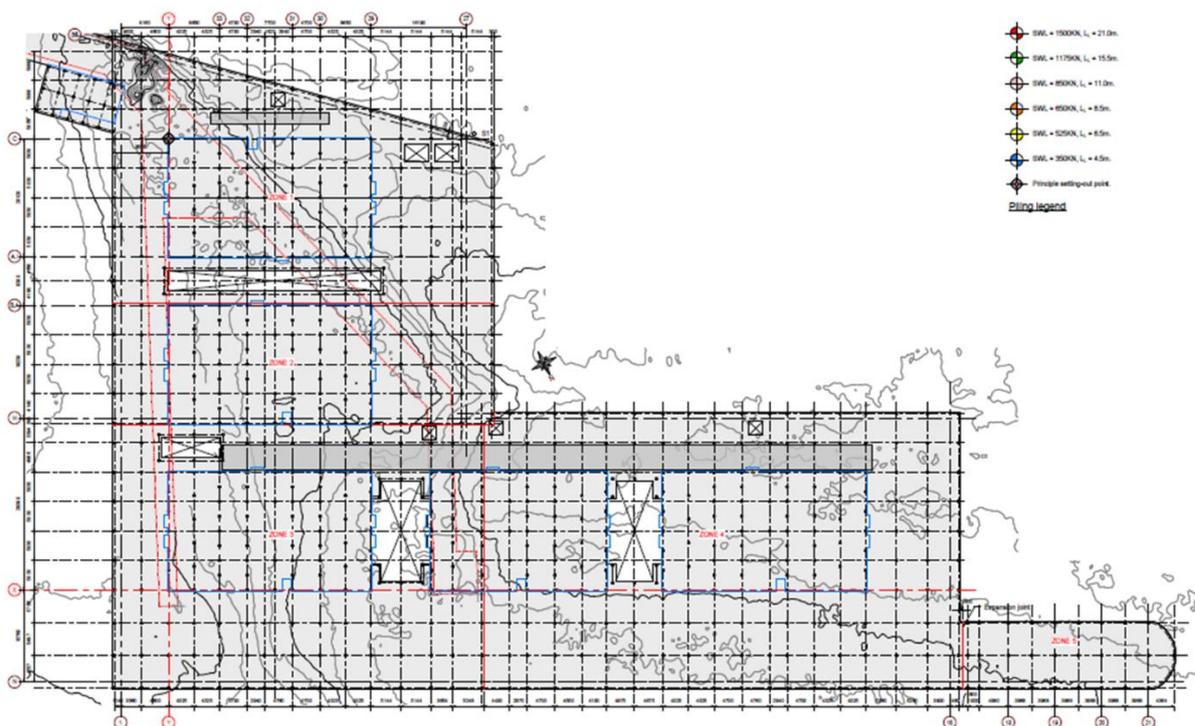


Figura 19. Cuadrícula de la malla de micropilotes de apoyo de la losa.

La ejecución de los pilotes se realiza desde una pontona flotante donde se transporta todo el equipo de perforación sónica, la máquina auxiliar de alimentación de tubería y la planta de fabricación de lechada. (Figuras 20 y 21).



Figura 20. Fotografía de la pontona sobre la que trabajaba el equipo de Hi'Drill.



Figura 21. Equipo Hi'Drill trabajando desde la pontona y vista de los micropilotes ya ejecutados y avance de la construcción de la losa.

La configuración estructural de estos pilotes consiste en una doble camisa metálica: una exterior de 323mm de diámetro y otra interior de 220mm de diámetro, penetrando en roca a mayor profundidad.

La camisa exterior combina las funciones de protección frente a la corrosión, consecución de la inercia requerida a flexión y encapsulado del relleno cementicio que recubre al micropilote interior de 220mm evitando el vertido de lechada al mar. La tubería exterior, desde cota de la losa, atraviesa el calado de agua, los depósitos de fango del fondo marino y penetra ligeramente en la roca del sustrato.

Por el interior de este pilote tubular, se ejecuta el micropilote profundo hasta unos 20 m, consistente en una tubería estructural de acero de 220mm de diámetro exterior.

En cabeza, ambos perfiles tubulares se rematan en un capitel sobre el que apoyan las vigas y, sobre estas, se remata la losa.



Figura 22. Avance de la construcción de capiteles y vigas de la losa sobre los micropilotes.

La solución de perforación sónica permitió en este caso un alto rendimiento, a pesar de los grandes diámetros manejados. Su versatilidad fue una gran ventaja frente a las condiciones variables del terreno a perforar, minimizando a su vez la afeción al medio acuático.

---

# **SOLUCIÓN COMBINADA DE PILOTES PREFABRICADOS Y MEJORA DEL SUELO PARA OPTIMIZACIÓN DE CIMENTACIONES EN LA NUEVA ZONA LOGÍSTICA LISBOA NORTE**

**ANTÓNIO ALVES CRISTÓVÃO**

Licenciatura en Ingeniería Civil

Keller Cimentaciones SLU – Portugal. Director de Desenvolvimento de Negócio

**JOSÉ MARÍA DIAZ**

Keller Cimentaciones SLU – Product Line Manager Precast Piles Iberia.

## **1. Introducción**

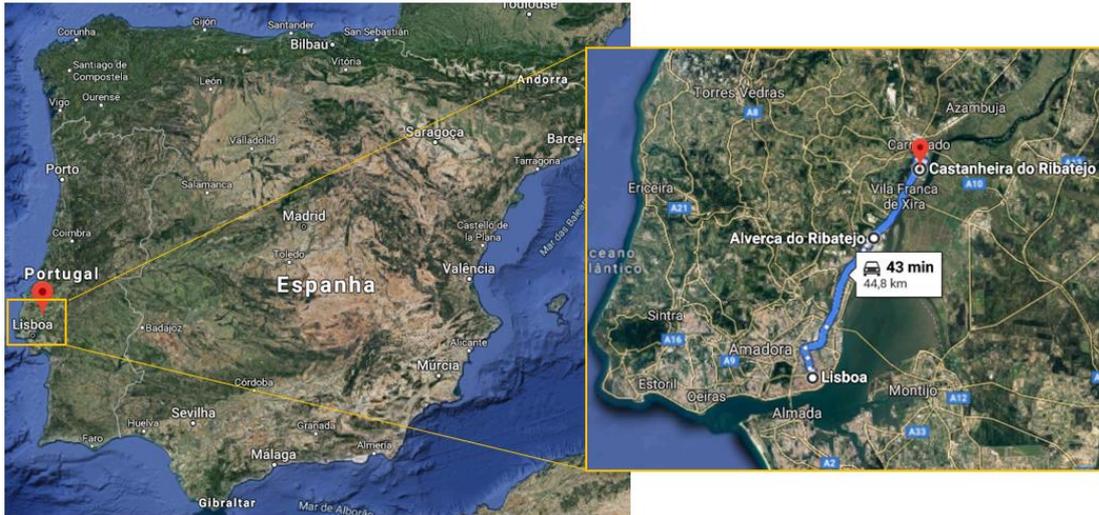
El reciente desarrollo de grandes núcleos urbanos requiere la construcción de nuevas y mayores instalaciones logísticas, con el objetivo de mejorar la distribución de productos a las poblaciones. En el área metropolitana de Lisboa, la disponibilidad de terrenos con un área y ubicación adecuadas para la construcción de nuevos proyectos logísticos es actualmente difícil de encontrar. En este contexto, la solución suele estar en el aprovechamiento de las parcelas disponibles ubicadas a orillas del río Tajo, caracterizadas por la presencia de depósitos aluviales de naturaleza fangosa-arcillosa.

En la Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN), los depósitos aluviales alcanzan profundidades de hasta 30m, constituyendo un importante condicionante para la construcción de nuevas obras. El desafío es adecuar las condiciones del terreno a la magnitud de carga de los almacenes logísticos e infraestructura circundante, controlando los asentamientos a corto y largo plazo, teniendo en cuenta también las acciones sísmicas locales.

En este artículo se describen las soluciones técnicas adoptadas en la construcción de un nuevo almacén logístico en PLLN, utilizando tecnología de pilotes prefabricados para la cimentación de la estructura y forjado. En las zonas exteriores, la solución fue mejorar el terreno con inclusiones semirrígidas y drenes verticales asociados a una precarga, con el fin de cumplir con los exigentes requisitos del proyecto. En este sentido, la solución de inclusiones semirrígidas tipo módulo mixto es una técnica innovadora en este tipo de obra en la zona geográfica donde se ubica la obra.

## **2. Descripción general de la obra**

La Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN) está ubicada en Castanheira do Ribatejo, municipio de Vila Franca de Xira, Portugal. La Figura 1 presenta una vista panorámica del lugar donde se ubica la obra, destacando su ubicación al norte de la ciudad de Lisboa, a una corta distancia de 45km.



**Figura 1.** Vista panorámica del lugar donde se ubica la obra (fuente: googlemaps).

La PLLN comprende un área de implantación de 300 hectáreas y se divide en varias parcelas. Este artículo se centra en las obras de cimentación y mejora del terreno realizadas por KELLER en el lote 19 de PLLN. El Lote 19 tiene un área de 75.000m<sup>2</sup>, de los cuales 45.000m<sup>2</sup> están destinados a la construcción de una nueva nave logística.

## 2. Marco geológico y geotécnico

La región en estudio está cartografiada en la Carta Geológica de Portugal, hoja 30-D Alenquer, a escala 1 / 50.000, editada por los Servicios Geológicos de Portugal.

La zona de trabajo se sitúa en la margen derecha del río Tajo, estando dominada por terrenos aluviales del Bajo Tajo, antiguos depósitos de terrazas fluviales y en profundidad por terrenos que datan del Mioceno.

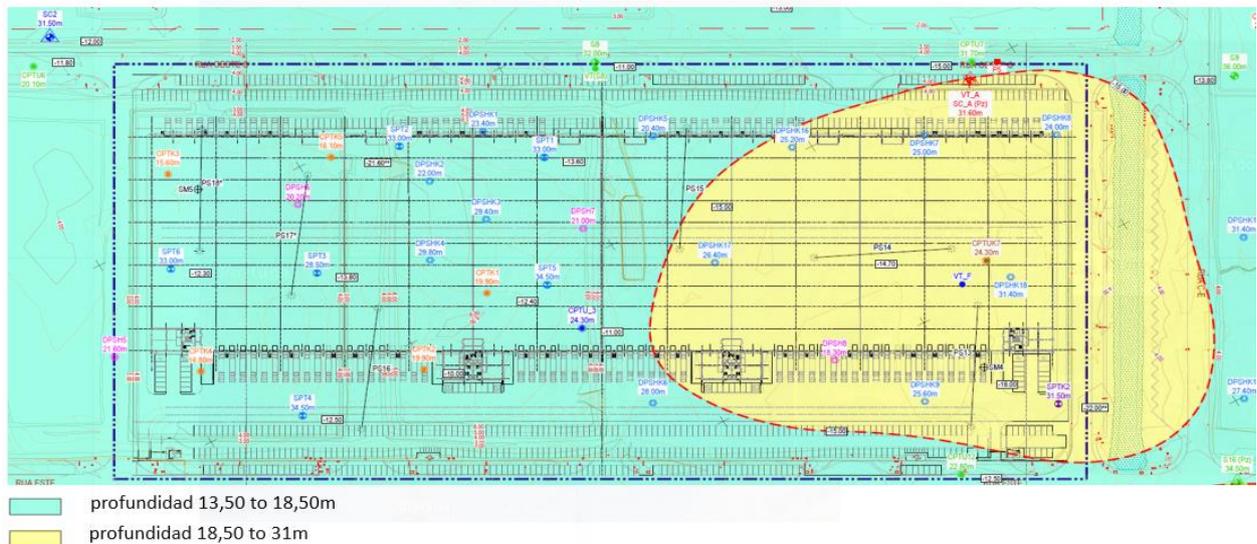
Los terrenos aluviales pueden presentar una gran expresión en la región en estudio, con espesores que pueden alcanzar, en la marisma del Tajo, alrededor de los 60 m. Estos aluviales constituyen un complejo fluvial-marino compuesto por una sucesión de estratos de diferente naturaleza, en general con gran variabilidad lateral, a veces lenticulares, con fangos pardos o gris oscuro, fangos arenosos más o menos gris oscuro, arenas más o menos fangosas. También es posible encontrar materiales arcillosos-limosos a veces con presencia de mezclas de arena. En la base del aluvión suele encontrarse arena gruesa con guijarros o incluso grava, que en ocasiones es dominante.

Bajo estos materiales de carácter aluvial se ubicarán los terrenos que datan del Mioceno, que en este lugar pueden corresponder a los estratos con *Gryphaea gryphoides* de Vila Nova da Rainha y complejos detríticos de Ota, Camarnal, con intercalaciones calizas. En esta formación se pueden encontrar arenas de diferente granulometría, a veces con componente arcilloso, arcillas, arcillas arenosas, areniscas y areniscas arcillosas, margas y calizas.

Superficialmente sobre las formaciones aluviales puede haber algunos depósitos de relleno, generalmente delgados y compuestos por materiales arenoso-arcillosos y arenoso-arcillosos, parduscos y parduscos-grisáceos.

En el caso particular del Lote 19, el aluvión alcanza profundidades considerables, que varían entre 13 y 31 m., lo que plantea serios desafíos para la construcción de cualquier estructura en ese lugar. La Figura 2 muestra, en planta, la zonificación de la profundidad a la que se ubica el aluvión.

A partir de los resultados de la campaña de prospección geológica y geotécnica realizada in situ, se obtuvieron valores típicos de resistencia del penetrómetro estático (CPTu) de 0.20MPa a 0.40MPa, que corresponden a valores del N<sub>30</sub> del NSPT de 0 a 1 golpes.



**Figura 2.** Planta con zonificación de la profundidad de la capa aluvial fangosa.

(fuente: “Plataforma Logística Norte de Lisboa - Proyecto Arquitectónico y de Especialidades del Edificio que se construirá en el Lote 19 - Anteproyecto - Estructuras, diseñado por TPF, con fecha de abril de 2019”).

### 3. Solución de cimentación de la Nave Logística

#### 3.1. Introducción.

La construcción de la estructura de la nueva nave logística supone la transmisión de cargas de apreciable magnitud al terreno aluvial que caracteriza el sitio. Los terrenos aluviales se caracterizan por la presencia de suelos arcillosos blandos, con malas características de resistencia y reducida capacidad de carga ante la sollicitación de cargas verticales. Como consecuencia, se buscó una solución de cimentación que redujera la magnitud de los asentamientos totales, en el corto y largo plazo, así como que controlara también los asentamientos diferenciales entre los distintos apoyos de la estructura.

La solución de cimentación para la estructura de la nave y la losa del pavimento se realizó mediante la técnica de pilotes prefabricados, hincados por percusión mediante martillos hidráulicos. Los pilotes se hincaron hasta rechazo para las sollicitaciones de proyecto.

En este proyecto los pilotes necesitaron un refuerzo superior de armadura debido al momento flector y cortante inducidos por la carga horizontal en cabeza debido a sismo. Dada la longitud de los pilotes de este proyecto los pilotes se fabricaron en tres tramos. Los dos tramos inferiores se fabrican con una armadura estándar y el tramo superior se fabricó con una armadura especial, de acuerdo al refuerzo necesario. Para el tramo superior se ha considerado una longitud mínima de fabricación de 8 m. El Detalle de Armado de los pilotes de Losa y Estructura se presenta en la Figura 3.

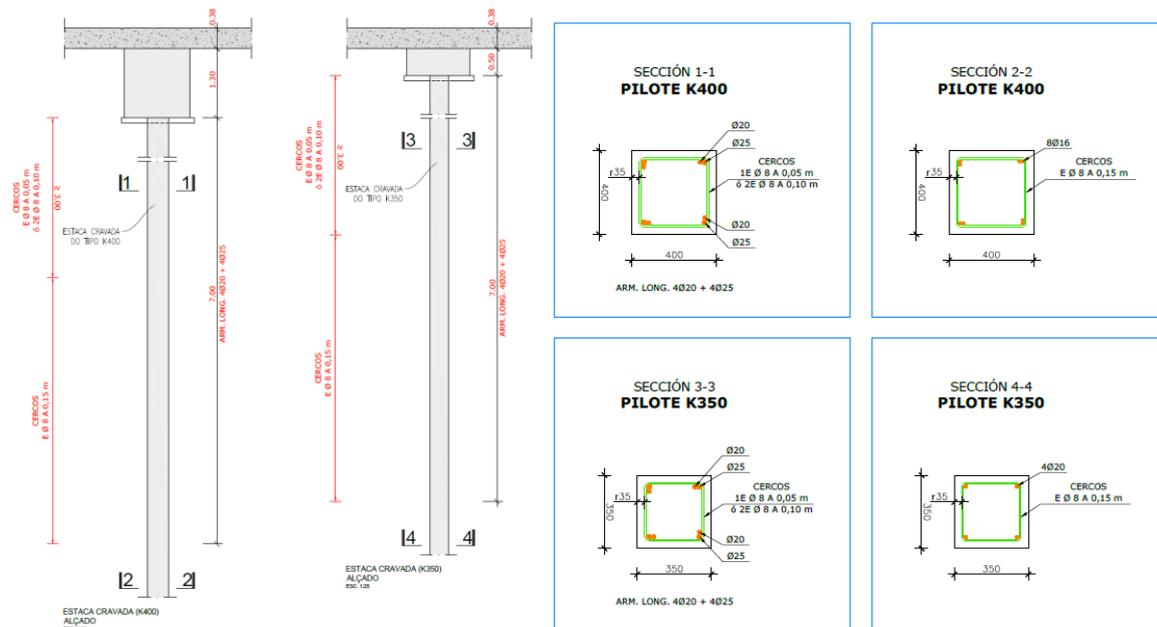


Figura 3. Detalle de Armado de los pilotes de Losa y Estructura.

### 3.2. Solución de pilotaje prefabricado adoptada en el Lote 19

La estructura de la nave es con pórticos cada 28 m y con los pilares del pórtico separados cada 10,56 m, se cimiento mediante encepados de 1, 2, 3 ó 4 pilotes. Los encepados de 1 pilote bajo pilares de fachada que fueron arriostrados mediante vigas en dos direcciones. Los pilares interiores se cimentaron con encepados de 3 pilotes, salvo los pilares en la junta de dilatación que se cimentaron con encepados de 4 pilotes. Ver Figura 4.

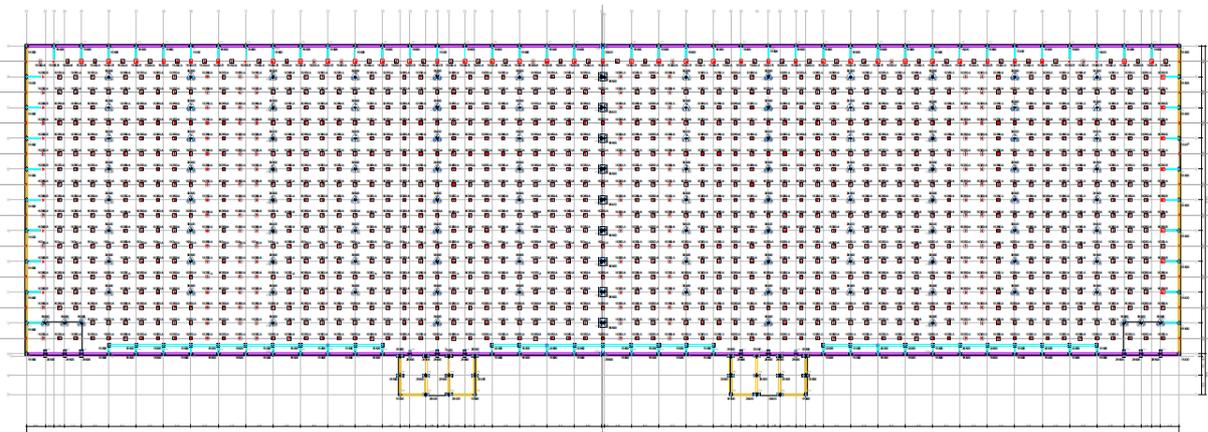
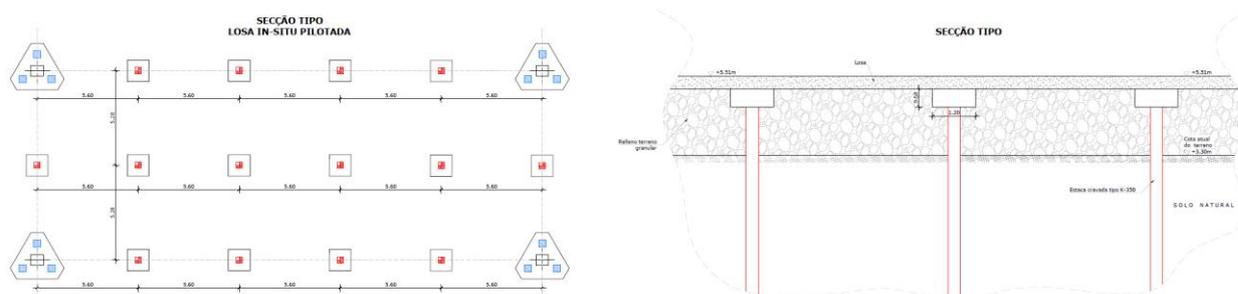


Figura 4. Planta Cimentación Nave.

La losa de piso de la nave se pilotó para minimizar los asientos. Los pilotes se ejecutaron bajo capiteles de 1,2x1,2 m sobre los que apoya la losa. La separación de pilotes bajo losa será de 5.28x5.60 m con la losa de espesor de 38 cm. En la Figura 5 se muestra la distribución en planta de la malla de pilotes adoptada y la sección de la Losa apoyada sobre los capiteles.



**Figura 5.** Planta y Sección Tipo de la Losa Pilotada.

### 3.3. Dimensionamiento de Pilotes Prefabricados.

De las campañas geotécnicas realizadas en el área del proyecto se puede deducir el siguiente perfil estratigráfico:

ZG1.- Rellenos antrópicos. Material granular compuesto por piedra caliza triturada. El muro de este estrato es variable: desde la cota topográfica -1.00 a la +1.50 m. Compacidad media a densa.

ZG2A.- Lodo arcilloso de consistencia muy blanda. Con valores de  $N_{spt}$ :0-2 y  $q_c < 0.5$  MPa. El espesor de este estrato varía de 4,5 a 15 m. A veces aparece intercalado la unidad ZG2B.

ZG2B.- Arcilla lodosa de consistencia blanda. Con valores de  $N_{spt}$ :2-5 y  $q_c$ : 0.5 - 1.0 MPa. El espesor de este estrato varía de 2,0 a 13 m.

ZG3A.- Arcilla limo-arenosa de consistencia media a rígida. Con valores de  $N_{spt}$ : 6-20 y  $q_c$ : 1.0-8.0 MPa. El espesor de este estrato es variable de 1.5 a 8.0 m.

ZG3B.- Arcilla limo-arenosa de consistencia muy rígida a dura. Con valores de  $N_{spt}$ : 20-44. El espesor de este estrato es variable de 1.5 a 5.0 m.

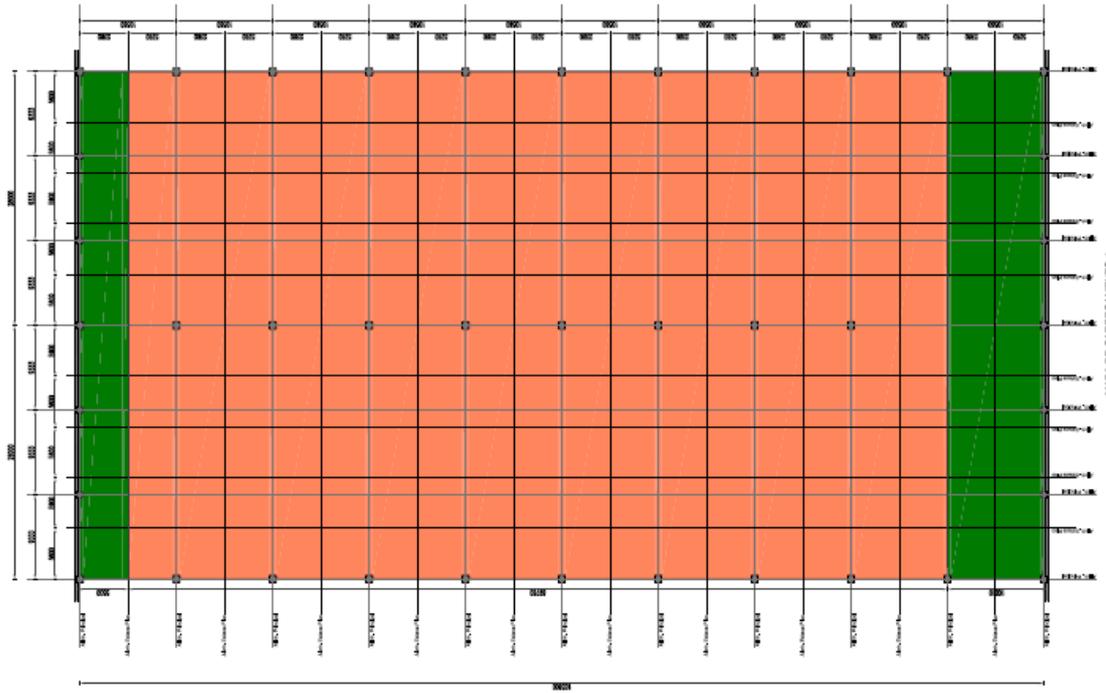
ZG4.- Arena fina a media arcillosa de compacidad medianamente densa a muy densa. Con valores de  $N_{spt}$  variable de 10 a 60. El espesor de este estrato es variable de 1 a 4.0 m.

ZG5.- Arena media a gruesa con gravas de compacidad muy densa. Con valores de  $N_{spt}$  mayores a 60. El techo de este estrato aparece a una cota topográfica variable de la -18.0 a -27.0 m.

Para la transmisión de la carga de los pilares a los pilotes se emplearon encepados como los elementos de unión y transición de los pilares con los pilotes. El dimensionamiento se realizó como encepados rígidos para los encepados de 2, 3 y 4 pilotes conforme a lo establecido en la EHE-08 (1).

Las Acciones consideradas para el dimensionamiento de la solución de pilotaje de la estructura fueron las combinaciones de carga entregadas por el proyectista de la nave (Concremat).

Para el dimensionamiento del pilotaje de la losa se consideraron el peso propio de la losa de 38 cm de canto ( $25 \text{ kN/m}^3$ ) y las sobrecarga de uso de  $50 \text{ kN/m}^2$  en valor característico, salvo en una banda en las fachadas delantera y trasera que era de  $40 \text{ kN/m}^2$ . En la Figura 6 se muestra el mapa de sobrecargas de uso de la nave. En color verde se representa el valor de  $40 \text{ kN/m}^2$ .



**Figura 6.** Plano de la nave con mapa de sobrecargas de uso.

Para el cálculo del pilotaje de la losa se consideraron los siguientes valores característicos y coeficientes de combinación de acciones:

Categoría	qk(kN/m <sup>2</sup> )	Ψ0	Ψ1	Ψ2
E (zonas de almacenamiento)	50 / 40	1,0	0,9	0,8

Se consideraron las siguientes combinaciones de acciones:

- Combinación persistente o transitória:

La combinación de acciones utilizada para los valores de cálculo del efecto de las acciones (Ed) en situaciones de proyecto persistentes relativas a ELU, está considerada de la siguiente ecuación de EN 1990 art.6.4.3.2 (2):

$$\gamma_{g,j} \sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_p "P" + \gamma_{q,1} "Q_{k,1}" + \gamma_{q,i} \sum_{i > 1} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Donde,

G<sub>k,j</sub> – Valor característico de acciones permanentes;

Ψ<sub>0,i</sub> - Coeficiente de combinación de acciones variables, conforme EN 1990 (2);

Q<sub>k,1j</sub> – Valor característico de acción variable cualquiera en valor de cálculo;

Q<sub>k,i</sub> – Valor característico de acción variable cualquiera en valor de combinación;

g<sub>g,i</sub>, g<sub>q,1</sub>, g<sub>q,i</sub> – Coeficientes parciales de seguridad para las acciones.

- Combinación accidental con acción sísmica:

La combinación de acciones utilizada para los valores de cálculo del efecto de las acciones (Ed) en situaciones de proyecto sísmico relativas a ELU, está considerada de la siguiente ecuación de EN 1990 art.6.4.3.2 (2):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + "A_{Ed}" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

Donde,

G<sub>k,j</sub> – Valor característico de acciones permanentes;

Ψ<sub>2,i</sub> - Coeficiente de combinación de acciones variables, conforme EN 1990 (2);

P – Valor representativo de una acción de pretensado y/o deformaciones impuestas.  
 AED – Valor de cálculo de la acción sísmica.  
 Q<sub>k,i</sub> – Valor característico de acción variable cualquiera en valor de combinación;

Las verificaciones geotécnicas del pilote se realizaron con coeficientes globales de seguridad. Las acciones se consideraron de acuerdo a las expresiones anteriores pero considerando unos coeficientes parciales igual a 1. En las acciones provenientes de la estructura, se consideraron las combinaciones de carga sin mayorar entregados por el proyectista de la nave. Resultando:

Hundimiento del pilote. Se consideran los siguientes factores globales de seguridad, que minorarán la capacidad última del pilote:

- Acciones persistentes o transitorias -  $FS \geq 2.0$
- Situación accidental debido a sismo -  $FS \geq 1.5$

Carga lateral del pilote. Se considera un factor de seguridad del empuje pasivo y una mayoración de los esfuerzos a lo largo del pilote.:

- Acciones persistentes o transitorias –  $FS_{\text{pasivo}} = 1.67$  ; Mayoración esfuerzos = 1.50
- Acciones accidentales debido a sismo-  $FS_{\text{pasivo}} = 1.0$  ; Mayoración esfuerzos = 1.0

Los pilotes tipo KELLER considerados en este proyecto fueron de Clase 1 según UNE-EN 12794+A1+AC (3). Ver Tabla 1.

**Tabla 1. Pilotes tipo y sección**

Tipo pilote	Sección aproximada (mm)	Área real (cm <sup>2</sup> )
K - 400	400 x 400	1628,00
K - 350	350 x 350	1246,42

Se emplearon Juntas de Unión para los pilotes tipo “KELLER” para la conexión de tramos de pilotes de longitud superior a los 12 m fabricadas por la Compañía Finlandesa Leimet con denominación comercial Leimet ABB PLUS, conforme a la Norma EN 12794:2005 +A1:2007 / AC:2008 (3) y clasificadas en la Clase Tipo A (ensayo de impacto con 1.000 golpes a 28 N/mm<sup>2</sup>).

Los encepados de 1 pilote tipo K400 bajo pilares se diseñaron considerando que el pilote más solicitado a 2.230 kN (sin mayorar). Los esfuerzos de corte y momento flector del arranque (o de excentricidades debidas a ejecución) se considera que son absorbidos por las vigas de atado, que actúan como elementos arriostrantes y centradores de esfuerzos. Los encepados bajo losa se diseñaron para una carga en el pilote tipo K350 sin mayorar de 1.760 kN. Los encepados se consideran de dimensiones en planta de 1,0x1,0x1,4 m para los pilotes K400 y de 1,2x1,2x1,4 m para los pilotes K350 de losa. Se dimensionaron por el método de bielas y tirantes, de acuerdo al artículo 61 de la EHE-08 (1).

Los encepados de 2 pilotes se diseñaron para las dimensiones de los pilares de proyecto de 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, sobre pilotes del tipo K400. Los axiles máximos en cada pilote de estos encepados resultaron de 1410 kN (sin mayorar). Las vigas de atado en el sentido perpendicular al eje que une los pilotes centrarán la carga en caso de excentricidades accidentales. Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de 1,60 m y centrados al eje del arranque de pilar. El encepado se diseñó con unas dimensiones de 1,00x2,50 m y canto de 1,30 m, por el método de bielas y tirantes, de acuerdo al artículo 58.4.1.2 “Encepados rígidos”.

Para los pilares interiores de la nave se consideraron encepados de 3 pilotes. Estos pilares eran de dimensiones 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, y están apoyados en pilotes tipo K400. El axil máximo en cada pilote de estos encepados es de 1.200 kN (sin mayorar). Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de pilotes de 1,60 m, con un encepado de canto de 1,30 m. Se diseñaron por el método de bielas y tirantes, de acuerdo al artículo 58.4.1.2 “Encepados rígidos”.

Los encepados de 4 pilotes de este proyecto recogen dos pilares de dimensiones 0,70x0,60 m y 0,80x0,70 m, y están apoyados en pilotes tipo K400. El axil máximo en cada pilote de estos encepados es de 1.000 kN (sin mayorar). Los pilotes se ejecutaron con una separación entre ejes de pilotes de 2,00 m con un

encepado de canto 1,50 m. Se diseñan por el método de bielas y tirantes, de acuerdo al artículo 58.4.1.2 “Encepados rígidos”.

Los pilotes bajo losa reciben únicamente las cargas verticales provenientes de la losa: peso propio y sobrecarga de uso. Considerando la sobrecarga de uso de 50 kPa, estos pilotes recibirán la carga siguiente para una combinación de acciones persistente o transitoria sin mayorar:

- $N_{max} = 5.28 \cdot 5.60 \cdot (0.38 \cdot 25 + 50) = 1.760$  kN (pilotes tipo bajo losa).
- $N_{max} = 5.28 \cdot 5.80 \cdot (0.38 \cdot 25 + 50) = 1.822$  kN (pilotes en laterales derecho e izquierdo).

Existen otros pilotes bajo losa que reciben menos carga: situados en área con sobrecarga de uso de 40 kN/m<sup>2</sup>.

Se ha considerado que ante la acción sísmica horizontal, la losa y encepados son solidarios. Se calcularon la carga máxima horizontal debida a sismo de la estructura y de la losa. Estas cargas se suman y se reparten entre todos los pilotes de la obra.

La carga horizontal debido al sismo de la estructura se obtiene de las combinaciones de carga entregadas por el proyectista de la nave.

La magnitud de la acción horizontal debido al sismo de la losa se calcula siguiendo la norma NP EN 1998-1 (4). La fuerza de corte basal se calculará de acuerdo a la siguiente expresión, de acuerdo al apartado 4.3.3.2.2 de la citada norma.

$$F_b = S_d(T_1) \cdot m \cdot \lambda$$

Donde;

- $S_d(T_1)$ : ordenada del espectro de cálculo para el período  $T_1$ .
- $T_1$ : periodo de vibración fundamental del edificio para un movimiento lateral en la dirección considerada.
- $m$ : masa total del edificio, calculado de acuerdo a 3.2.4(2) de la norma NP EN 1998-1 (4).
- $\lambda$ : factor de corrección, para este caso de valor 1.

La cantidad de pilotes en el interior de la nave es de 1.230 unidades tipo K350 y 505 unidades tipo K400. Dada la poca diferencia en la rigidez de los dos tipos de pilotes se considera un reparto proporcional de la carga horizontal debido a sismo. De acuerdo a lo anterior, cada pilote recibirá 268 kN de carga horizontal en cabeza. Este valor considera la suma de la carga proveniente de la estructura más la carga proveniente de la losa.

### 3.4. Comprobación en Pilotes

#### 3.4.1 Capacidad frente a Hundimiento

Para el proyecto de cimentación se consideró pilotes del tipo K-400 y K350, de sección aproximada 400x400 mm y 350x350 mm respectivamente. La capacidad de carga de los pilotes fue determinada en base a los ensayos de carga verticales previos facilitadas por la propiedad para el estudio de la capacidad portante de los pilotes, realizados en la parcela del proyecto. Los ensayos de carga verticales estáticos y dinámicos se realizaron sobre pilotes prefabricados de sección 400x400 mm. El ensayo de carga estático se realizó en un pilote K-400 de 31,8 m de longitud. Los ensayos de carga dinámicos se realizaron en pilotes de 400x400 mm de 22.6 m, 23 m, 31,8 m y 32.2 m de longitud.

Para el dimensionamiento se consideró que los pilotes se empotrarán en los estratos ZG4 ó ZG5, con longitudes aproximados de 31-32 m. Por tanto, se consideró los valores de referencia obtenidos en los ensayos correspondientes a pilotes con longitudes de 31,8 m (Prueba de Carga Estática) y de 31.8-32.2 m (Prueba de Carga Dinámica).

El ensayo de carga estático alcanzó una carga de 3.600 kN sin que se observara rotura del terreno, con una deformación total de 20 mm, es decir, aproximadamente un 4,5% del diámetro del pilote. Generalmente se

considera que un pilote alcanza la rotura cuando el asentamiento es del orden del 10% de su diámetro. Se puede asumir que la capacidad de carga del era superior a 3.600 kN.

Por otro lado, en los ensayos de carga dinámicos se determinó la resistencia movilizada de los pilotes. De acuerdo a la información entregada, para la zona 1 la resistencia movilizada media de los pilotes ensayados fue de 4.950 kN: 2.402 kN de fuste y 2.548 kN de punta. Para la zona 2, el ensayo realizado entregó una resistencia movilizada de 4.930 kN: 2.400 kN de fuste y 2.530 kN de punta.

Se debe tener en cuenta que los ensayos fueron realizados después de 2 a 5 días de la hinca, No obstante, es aconsejable ejecutar los ensayos de este tipo, en terrenos como los de la obra, después de un mínimo de 7 a 14 días de ejecución del pilote para garantizar que el suelo tenga tiempo suficiente para recuperarse del proceso de hinca. En este plazo, el incremento de presión de poros tenderá a disiparse, originando entre otros factores un aumento de capacidad de carga por fuste.

### 3.4.2 Solicitación Sísmica en los Pilotes.

Ante la acción sísmica las cimentaciones profundas pueden ser solicitadas por dos tipos de fuerzas: las fuerzas inerciales transmitidas por la superestructura y las fuerzas cinemáticas debidas a la deformación que les impone el terreno circundante al paso de las ondas sísmicas.

Las fuerzas inerciales y cinemáticas sobre el pilote no son concomitantes. Se comprobó el pilote para cada una de las solicitaciones por separado, debiendo cumplir el pilote con los dos estados.

Teniendo en cuenta la estratigrafía existente y que la zona está caracterizada por una sismicidad elevada, se analizó el efecto de la acción sísmica debido a la interacción del suelo con el pilote. Se realizó la comprobación considerando la metodología propuesta por Soulomiac, 1986 (5) y Mineiro, 1988 (6), que establece dos alternativas de cálculo para el incremento de momentos y esfuerzos horizontales en el pilote. Este método es aplicable cuando la relación de rigidez entre suelo y pilotes es elevada. Así, será aplicable sobre todo en pilotes flexibles, de diámetros pequeños y longitudes elevadas. Se considera además que el pilote sigue un movimiento de campo libre del terreno.

De acuerdo con la formulación de Soulomiac, 1986 (5) y Mineiro, 1988 (6), los esfuerzos máximos en el topo de los pilotes corresponden a un momento flector de 8,13kN.m y a un cortante de 0,51kN.

Para la comprobación de la capacidad a carga lateral del pilote mediante solución analítica, se consideró un método recogido en el Código Técnico de Edificación de España (CTE) (7). El terreno en la parte superior del pilote estará compuesto por un relleno granular compactado, por lo que la reacción horizontal del pilote se va a desarrollar principalmente en este estrato. El pilote se considera articulado en la conexión con el encepado o la viga.

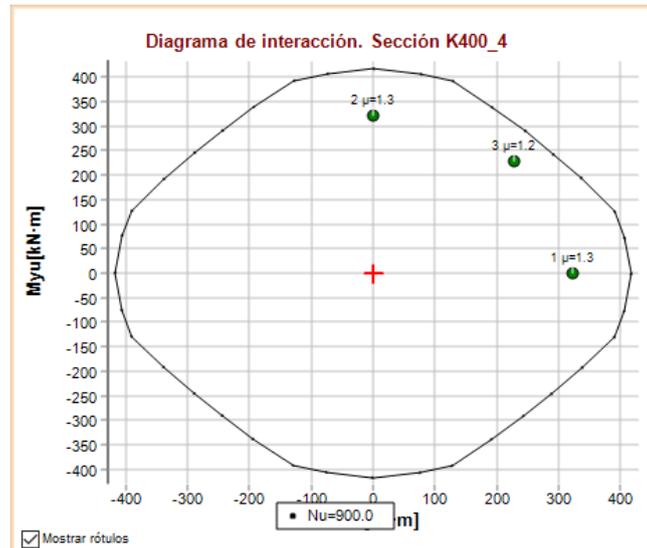
El relleno granular tendrá una compacidad de compacta a densa y el tramo donde se desarrolla la reacción horizontal del pilote estará parte sobre el nivel freático y parte bajo el nivel freático. En la Tabla 2 se muestran los valores de T y del momento máximo en el fuste de los pilotes.

**Tabla 2.** Valores T y Momento Máximo

<b>Pilote tipo</b>	<b>T (m)</b>	<b>Z<sub>0</sub> (m)</b>	<b>M<sub>max</sub> (kN*m)</b>
K350	1.30	1.69	290
K400	1.45	1.88	322

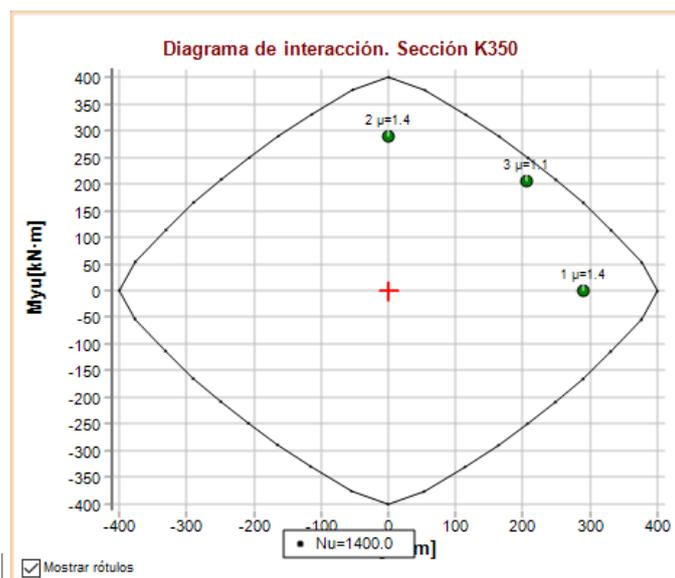
La comprobación de resistencia a flexión compuesta esviada se realiza para el caso de la acción sísmica. Se comprueba el pilote para la carga a compresión recibida en cabeza del pilote más el momento flector producido por la carga horizontal en cabeza. Se realiza la comprobación con el Prontuario Informático del Hormigón Estructural 3.1.9 según la EHE-08 (1).

Para el pilote tipo K400 se considera en el tramo superior del pilote una armadura longitudinal compuesta por  $4\phi 20+4\phi 25$ . Se muestra en la siguiente figura la comprobación a flexión compuesta esviada para un axil de diseño de 900 kN y momento flector de 322 kN\*m. Se comprueba este par de esfuerzos considerando que el momento flector actúa en el eje X, en el eje Y y en una dirección a  $45^\circ$  entre el eje X y el eje Y. Ver Figura 7.:



**Figura 7.** Diagrama de Interacción de Flexión Compuesta Esviada. Pilote K400.

Para el pilote tipo K350 se considera en el tramo superior del pilote una armadura longitudinal compuesta por  $4\phi 20+4\phi 25$ . Se muestra en la Figura 8 la comprobación a flexión compuesta esviada para un axil de diseño de 1400 kN y momento flector de 290 kN\*m. Se comprueba este par de esfuerzos considerando que el momento flector actúa en el eje X, en el eje Y y en una dirección a  $45^\circ$  entre el eje X y el eje Y.



**Figura 8.** Diagrama de Interacción de Flexión Compuesta Esviada. Pilote K350

Se comprueban los pilotes a cortante para el caso de carga sísmico. Para la verificación se considera un coeficiente parcial de seguridad para las acciones igual a 1 y los siguientes coeficientes parciales de seguridad de los materiales para Estados Límite Últimos:

- $\gamma_c = 1.3$ . Hormigón para situaciones accidentales
- $\gamma_s = 1.0$ . Acero para situaciones accidentales

El esfuerzo de corte máximo será de 268 kN. Del lado de la seguridad se adoptó este valor para los 3 m superiores del pilote bajo el encepado/viga. Para esta sollicitación serán necesarios estribos de diámetro 8

mm cada 7,5 cm ó cercos dobles cada 15 cm en pilotes tipo K400 y para el caso de pilotes tipo K350 serán necesarios estribos de diámetro 8mm cada 5 cm ó cercos dobles cada 10 cm.

Bajo la zona de refuerzo anterior, se adoptó una disposición de estribos, para ambas secciones de pilote, compuesta por una de las dos alternativas siguiente: Cercos Ø8 cada 15 cm ó Cercos Ø6 cada 10 cm.

### 3.5. Ejecución de obra

Los pilotes prefabricados se ejecutaron mediante 4 equipos de hincas Junttan tipo PMx25 y PM25H con martillos hidráulicos de última generación de 7 y 9 toneladas. Los equipos empleados para la ejecución de los pilotes se muestran en la Figura 9.



**Figura 9.** Equipos utilizados en la ejecución de los pilotes prefabricados.

En la obra de referencia se ejecutaron un total de 1.748 pilotes prefabricados, con longitudes de rechazo comprendidas entre los 28 y 34 m y con rendimientos medios del entorno de los 300 ml/día\*equipo:

- 1243 pilotes de 350x350 mm (losa)
- 505 pilotes de 400x400 mm (estructura)

Todos los pilotes se hincaron con tres tramos de pilote unidos por 2 juntas de unión de pilotes tipo ABB+ de la empresa finlandesa Leymet.

La medición total del pilotaje realizado alcanzo los 57.000 ml de pilotes.

La obra fue realizada al 50% por Keller Iberia y 50% Rodio Portugal, tanto de la hinca, como el suministro de pilotes.

### 3.6. Control de calidad

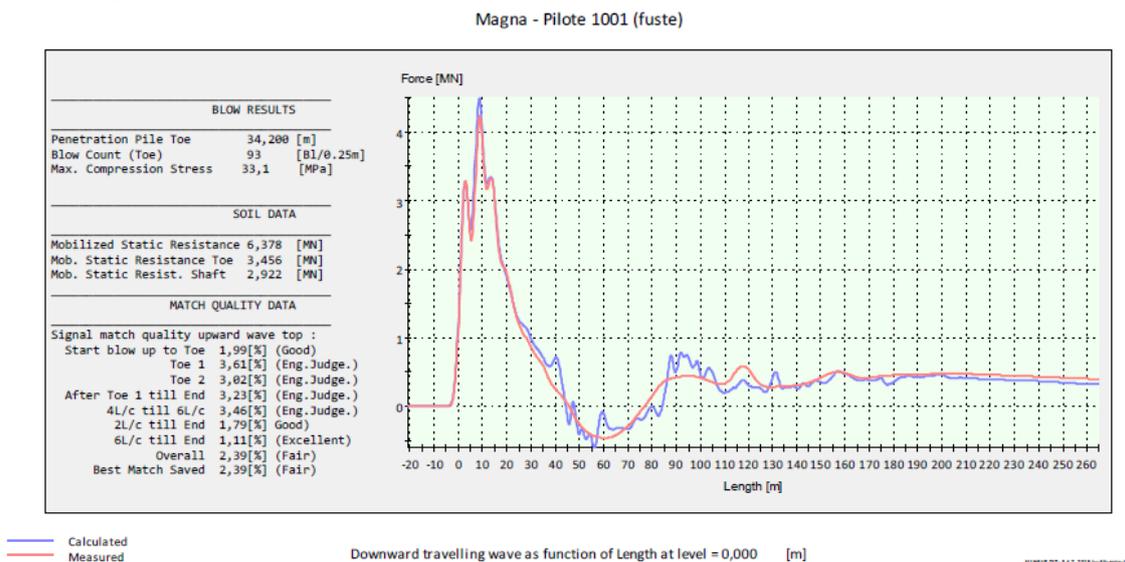
Como control sistemático del pilotaje se realizaron 81 Pruebas Dinámicas de Carga (PDC) en instalación y rehinca. Para la validación de los pilotes se comparaba el Rechazo obtenido por los pilotes en instalación con el medido, también en instalación, de los pilotes analizados mediante PDC por zonas de influencia o proximidad. Resultando validos todos los pilotes que obtuvieran un rechazo igual o inferior a los pilotes analizados y validados mediante PDC.

La realización de las PDC consiste en la movilización en rehinca de los pilotes, una vez transcurrido al menos 24 o 48 horas. En el caso que nos ocupa, se llegaron a realizar PDC a más de 14 días de rehinca. La movilización se realiza mediante golpes con el martillo de hinca sobre la cabeza del pilote. Durante la realización de la PDC se instrumenta el pilote cerca de su cabeza con 4 transductores (2 acelerómetros y 2 extensómetros) en caras opuestas del pilote. Que envían, a través del equipo de registro PDR de la empresa Allnamics, por wifi a un ordenador portátil las señales de la onda de tensión transmitida al pilote y reflejada por éste que reciben los transductores generadas por el golpe del martillo de hinca. Ver Figura 10.



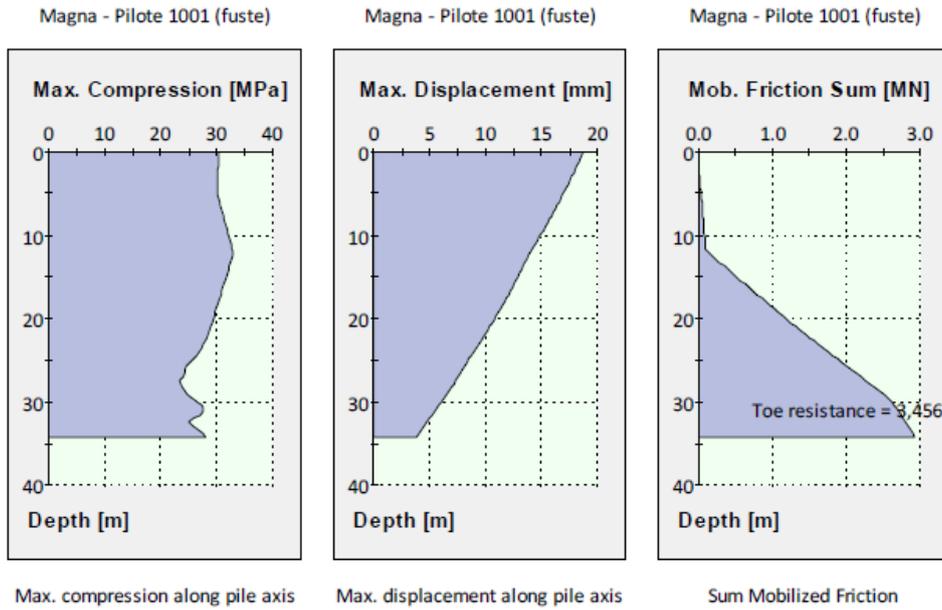
**Figura 10.** Equipo PDR. Transductores sobre la cabeza de un pilote y detalle de Sensor combinado extensómetro y acelerómetro.

En el ordenador portátil se registran las curvas Fuerza y Velocidad\*Impedancia para su post-proceso en oficina. Posteriormente en oficina se ajustan, a través de un programa de elementos finitos, la curva medida y la calculada por el programa hasta obtener el signal-matching (ajuste matemático), en nuestro caso mediante el software AllWave DLT, también de la empresa Allnamics. Una vez conseguido este ajuste matemático, el programa realiza un cálculo estático del modelo, obteniendo la resistencia movilizada en la PDC discretizando por punta y el fuste, discretizada en los segmentos que se haya dividido el pilote para su ajuste. Ver Figura 11.

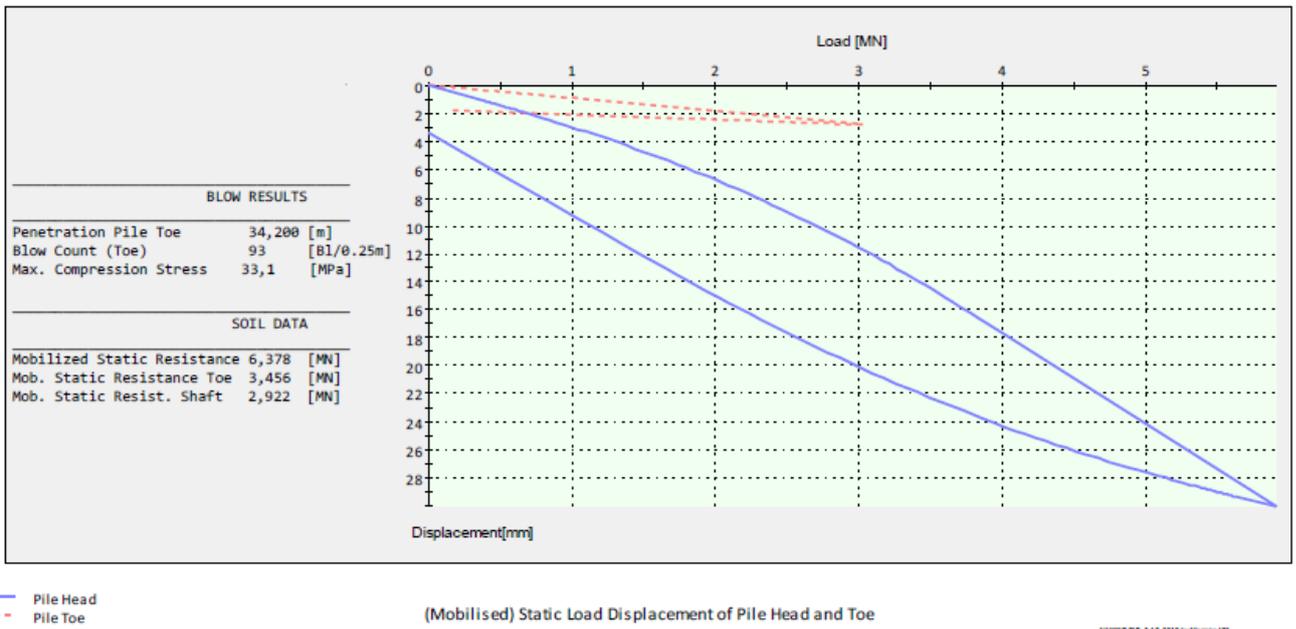


**Figura 11.** Signal-Matching

El programa también facilita información sobre tensiones máximas de compresión, tracción y desplazamiento. Ver Figura 12 y 13.



**Figura 12.** Gráficas de Compresión, Max. Desplazamiento y Sumatorio de resistencia Movilizada por Fuste



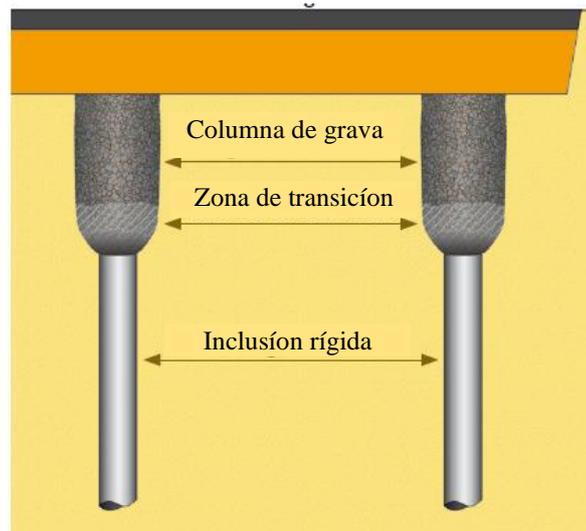
**Figura 13.** Simulación de Prueba de Carga Estática.

## 4. Mejora de suelos en muelles de carga y accesos exteriores

### 4.1. Introducción

Con el objetivo de mitigar los asentamientos diferidos en el tiempo en las zonas de los muelles de carga y en el perímetro exterior del almacén, se diseñó una solución de mejora y refuerzo del suelo mediante columnas de módulos mixtos (CMM®).

El método de columnas de módulo mixto (o CMM®), consiste en una técnica de mejora del suelo que se conforma por la asociación entre una inclusión rígida en la parte inferior y una columna de grava de mayor diámetro, instalada en su parte superior. La Figura 14 ilustra los elementos que componen una columna de módulo mixto.



**Figura 14.** Columna de módulo mixto (CMM)

Esta técnica tiene como objetivo mejorar el comportamiento del suelo bajo estructuras directamente cimentadas en él, en respuesta a los siguientes requisitos: aumento de la capacidad de carga del suelo; reducción de asentamientos totales y diferenciales.

La técnica de columna de módulo mixto presenta también la ventaja de reducir el riesgo de rotura inherente al daño de las inclusiones rígidas, justo debajo de la plataforma de trabajo en los siguientes casos: movimiento de equipos de trabajo poco después de la nivelación y compactación de la plataforma; actividades de movimiento de tierras (excavación y / o relleno).

La ejecución de columnas CMM® es en principio posible en suelos cohesivos o granulares, así como en rellenos. Con el uso de un cemento adecuado, esta técnica se puede aplicar en presencia de suelos agresivos o contaminados.

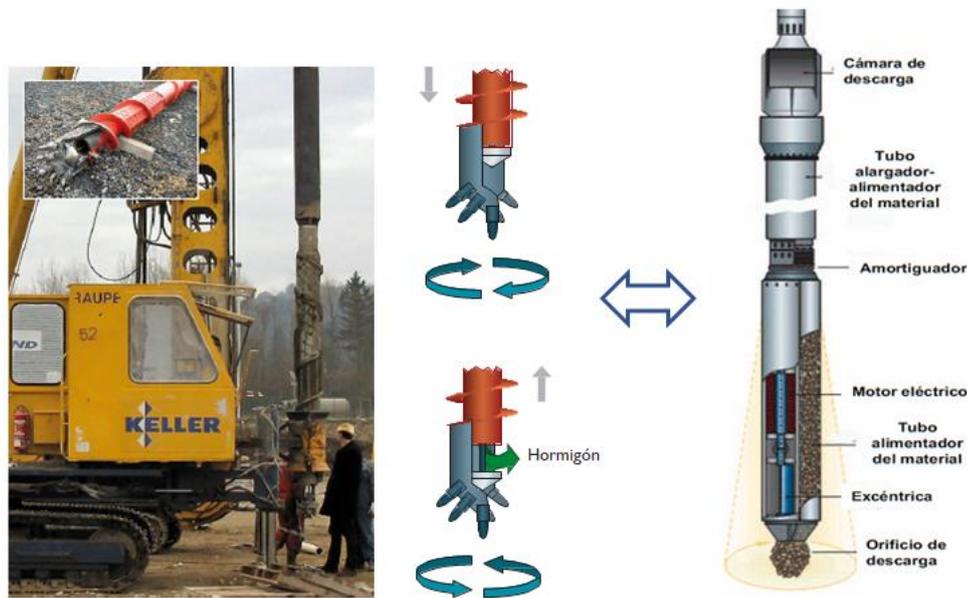
La parte inferior de la columna CMM® puede consistir en hormigón, mortero, lechada, suelo-cemento o una columna de grava inyectada. En el caso que nos ocupa, la parte inferior de las columnas CMM® se realizó con hormigón en masa.

La ejecución de la inclusión rígida se puede realizar con la ayuda de un vibrador de extremo cerrado o mediante una barrena de desplazamiento del terreno (“displacement auger”).

El diámetro de la herramienta de perforación debe ser el adecuado, teniendo en cuenta la función de la columna a realizar. Esta herramienta debe ser preferiblemente una que permita el desplazamiento lateral del terreno; a medida que avanza la perforación, para intentar minimizar la cantidad de material sobrante en la superficie.

El tramo superior en columna se ejecuta mediante un vibrador Keller, tipo alpha o beta.

La Figura 15 ilustra las herramientas utilizadas en la ejecución de columnas de módulo mixto del tipo CMM®.



**Figura 15.** Barrena de desplazamiento y vibrador tipo Keller utilizados en la ejecución de columnas de módulos mixto.

#### 4.2. Solución de mejora del suelo adoptada en el Lote 19

De acuerdo con lo establecido en el proyecto, se consideró una sobrecarga de uso uniformemente distribuida correspondiente a  $S_1 = 20 \text{ kN} / \text{m}^2$  en los muelles de carga de camiones y zonas de tráfico pesado. En las zonas de circulación de vehículos ligeros se consideró una sobrecarga de  $S_2 = 5 \text{ kN} / \text{m}^2$ .

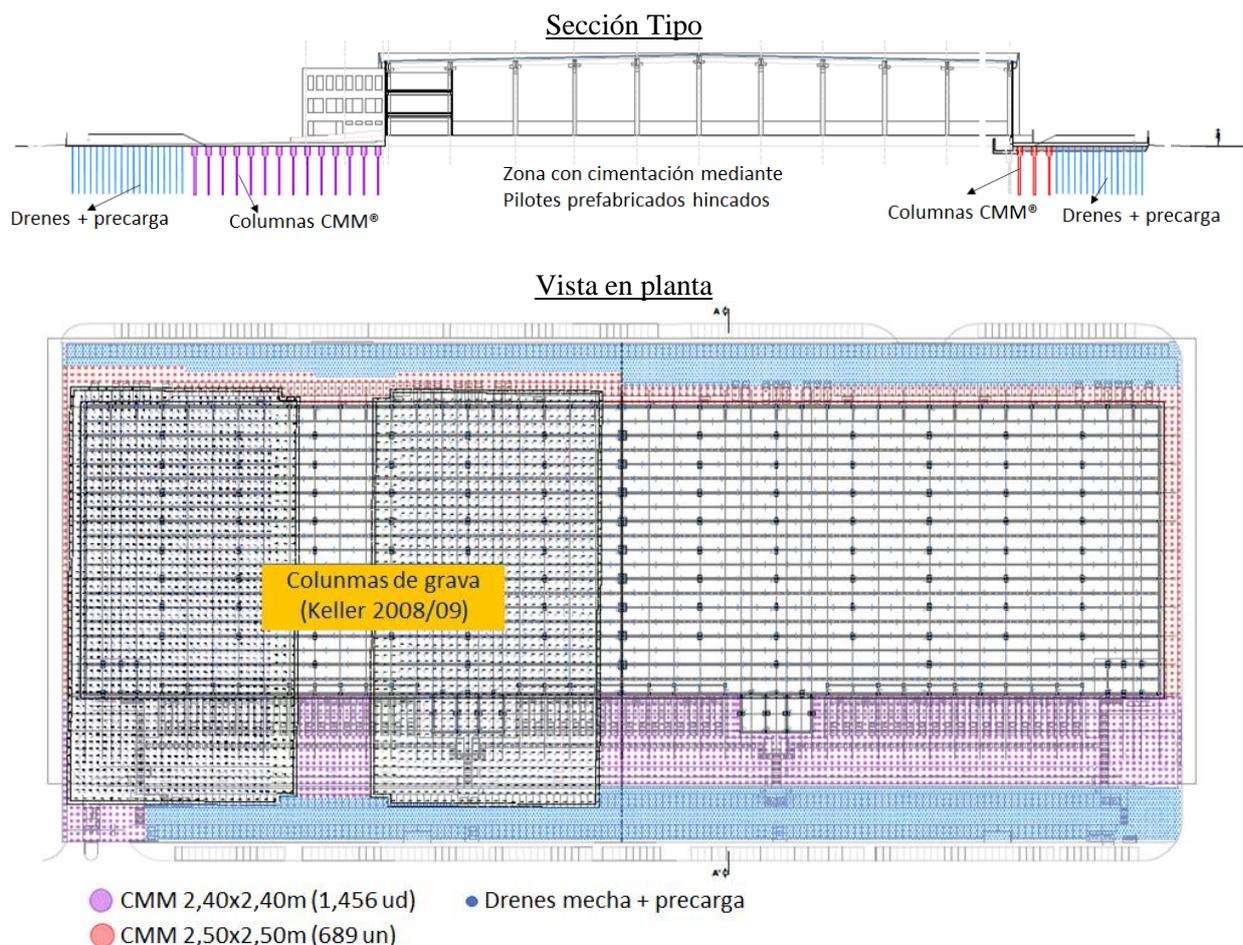
Se recomendó la ejecución de columnas de módulos mixtos (CMM®) con un diámetro de la inclusión rígida de 0,34 m hasta profundidades máximas de alrededor de 31 m. En cabeza la sección rígida de la CMM estaba formada por una columna de grava con un diámetro de 0,70 a 0,80 m. Se adoptaron mallas de distribución de columnas de 2,40 x 2,40 mm en la zona del muelle de descarga y 2,50 x 2,50 m en el perímetro de la nave y viales de circulación de vehículos pesados.

La definición de las mallas de separación de las columnas de módulos mixtos se benefició de la existencia de un relleno compactado con suelos seleccionados, de aproximadamente 2 a 3 m de espesor, distribuidos en toda el área PLLN. Este vertedero sirvió como capa de transferencia de carga, permitiendo optimizar la separación de las columnas de refuerzo, contribuyendo también a distribuir uniformemente las cargas transmitidas a los suelos de cimentación, atenuando los asentamientos.

En las zonas de circulación y estacionamiento de vehículos ligeros, se ejecutó una solución para consolidar suelos con drenes verticales y precarga. Los drenes se instalaron según una malla triangular regular de 1,20 m. de lado, hasta una profundidad máxima estimada de 22 m respecto a la plataforma de trabajo.

En 2008/09, Keller había ejecutado, en el mismo lote, columnas de grava para dos naves logísticas que finalmente no se construyeron. Así, se aprovechó la mejora de suelos realizada anteriormente, la cual se consideró como válida debido a la aplicación de unas precargas de magnitud mayor que las sobrecargas de uso del proyecto actual.

La Figura 16 muestra el plano de mejora de suelo, mostrando las zonas donde se construyeron las columnas de módulos mixtos y los drenes. También es evidente la zona donde, en 2008/09, se construyeron las columnas de grava.



**Figura 16.** Sección tipo y Planta de mejora de suelos.

### 4.3. Modelo numérico y dimensionamiento de columnas de módulos mixtos.

El análisis de Estados Límite de Servicio (E.L.S) y Estados Límite Últimos (E.L.U) se realizó utilizando el programa de cálculo PLAXIS 2D - Brinkgreve et al., 2014 (8). Es un programa basado en el método de los elementos finitos, especialmente orientado a la resolución de problemas geotécnicos que abarcan procesos constructivos más o menos complejos, permitiendo la consideración de diferentes fases constructivas.

Para el modelado de aluviales, caracterizados por arcillas fangosas (suelos blandos), se utilizó el modelo de comportamiento diseñado específicamente para evaluar el comportamiento de materiales altamente compresibles, considerando la porción de deformación debida a fenómenos de fluencia - "Soft Soil Creep" (SSC).

El modelo SSC se define por el índice de compresibilidad modificado ( $\lambda^*$ ); índice de expansión modificado ( $\kappa^*$ ) e índice de fluencia modificado ( $\mu^*$ ), que se puede determinar a partir de la relación con los parámetros  $C_c$  y  $C_s$ , obtenidos de pruebas edométricas, de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$$

$$\kappa^* \approx \frac{2 \cdot C_s}{2,3 \cdot (1+e)}$$

$$\mu^* = \frac{C_\alpha}{2,3 \cdot (1+e)}$$

Se sabe que todos los suelos presentan un cierto grado de fluencia, de modo que a la compresión primaria le sigue una cierta fracción de compresión secundaria (o fluencia). Este aspecto es particularmente relevante a la hora de analizar el comportamiento de suelos blandos, como es el caso de este trabajo. De hecho, se ha constatado que la aplicación de cargas significativas por terraplenes o cimentaciones en suelos blandos suelen ir seguidas de grandes deformaciones por fluencia en los años siguientes. Por estas razones, se consideró que la modelación de aluviales utilizando el modelo SSC permitiría obtener una predicción confiable de los fenómenos esperados para el caso en estudio.

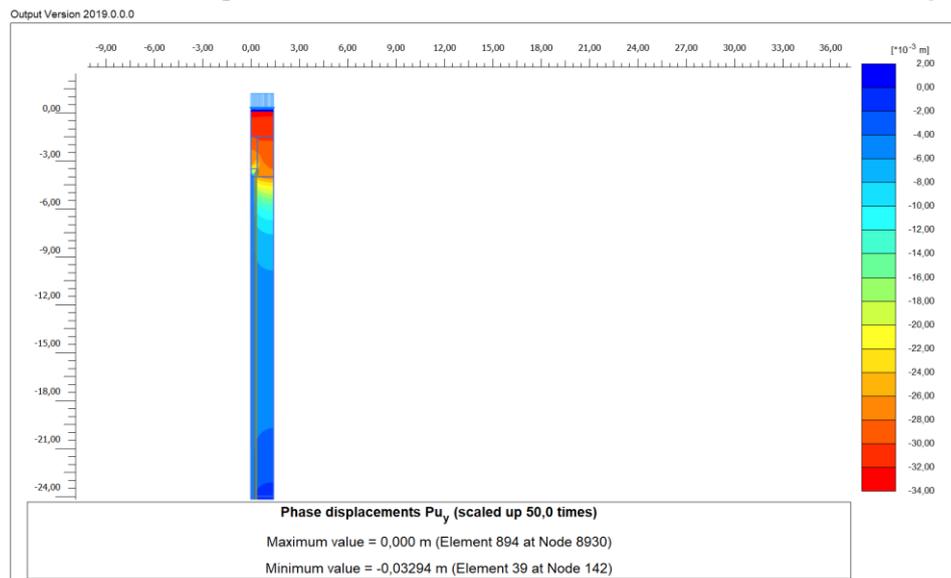
El coeficiente de fluencia ( $C_{\infty}$ ) es un parámetro intrínseco del suelo y su determinación conlleva numerosas dificultades, especialmente dado que presupone, por regla general, la necesidad de realizar ensayos edométricos de muy larga duración y, por tanto, no admisible en la mayoría de proyectos. La medición correcta de este parámetro también presupone la recolección de muestras no perturbadas de muy buena calidad, así como un muestreo en cantidad, representativo del verdadero comportamiento de las cimentaciones a diferentes profundidades. Aun así, la caracterización de ese parámetro de fluencia ha sido referenciada por varios autores.

Con el fin de dimensionar la solución de mejora del suelo, la propuesta de Wakase et al. 1988 (9), que correlaciona el coeficiente de fluencia ( $C_{\infty}$ ) con el contenido de humedad natural del suelo ( $w$ ) de acuerdo con la siguiente expresión:

$$C_{\infty} = 0,000018 \cdot w$$

Para analizar los asientos usando PLAXIS 2D, la columna del módulo mixto y el suelo circundante se modelaron en un modelo de eje simétrico.

Ante la acción de una sobrecarga de uso de 20 kPa se obtuvo un asiento total de 3,2 cm (Figura 17).



**Figura 17.** Asiento posterior a la ejecución de la CMM, por acción de sobrecarga de 20 kPa (Plaxis 2D).

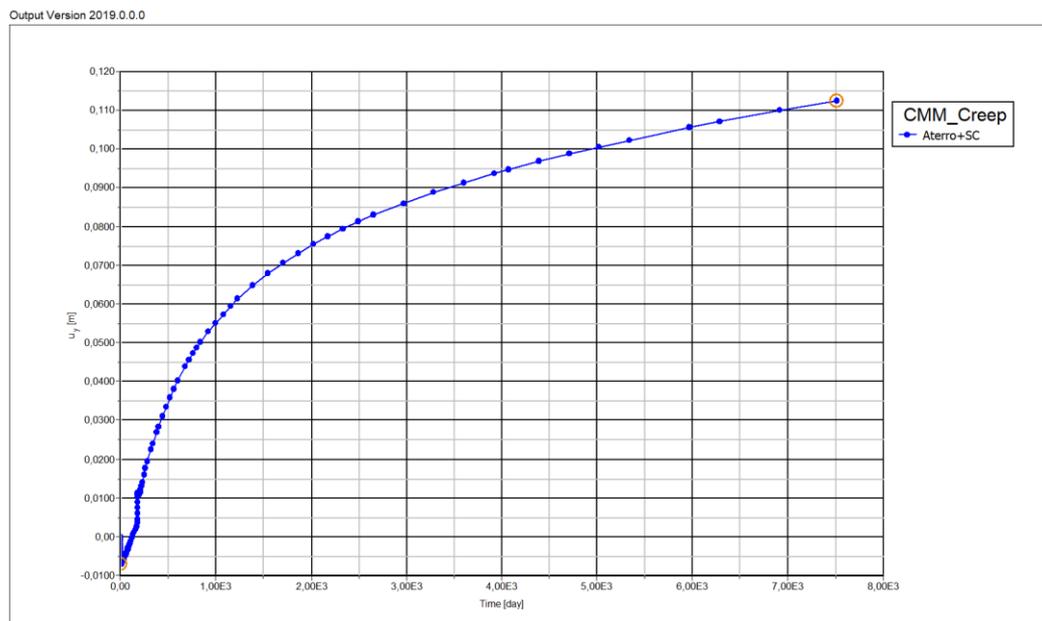
También se dedujo el comportamiento a largo plazo del suelo con el fin de evaluar los asientos diferidos en el tiempo, los cuales se espera que ocurran durante la fase de explotación de la obra (período de vida útil de 50 años). Los resultados obtenidos se presentan en forma gráfica en la Figura 18.

De la interpretación de los cálculos realizados, se obtienen los siguientes resultados:

- Asiento estimado con acción de sobrecarga: 0,03 m.
- Asiento estimado con acción de sobrecarga en un período de 50 años (fase de explotación): 0,08 m.

Se determinó la carga axial transmitida a la CMM en el largo plazo, después de un período de consolidación de más de 20 años, obteniendo un valor máximo de  $N = 179 \text{ kN / m}$ . Dado que la malla de separación más

amplia es de 2,50 mx 2,50 m, la carga de compresión máxima transmitida a la CMM recibe el valor de  $N_{sd} = 2,5 \times 179 \text{ kN/m} = 448 \text{ kN}$ . Corresponde a una tensión sobre la inclusión rígida de 4,9 MPa, considerando que la inclusión rígida tiene un diámetro de 340 mm.



**Figura 18.** Asiento a largo plazo (fluencia) después de la ejecución de CMM (2D Plaxis)

#### 4.4. Comprobación de seguridad

La resistencia de la inclusión rígida a los Estados Límite Últimos (E.L.U) y Estados Límite de Servicio (E.L.S) se verificó de acuerdo con las recomendaciones de ASIRI (10).

El documento de referencia ASIRI distingue, a efectos de diseño, dos dominios de aplicación:

- “Dominio 1” - corresponde a los casos en los que son necesarias inclusiones rígidas para garantizar la estabilidad de la obra
- “Dominio 2” - corresponde a los casos en los que no son necesarias inclusiones rígidas para garantizar la estabilidad de la obra, siendo su función principal la reducción de asentamientos.

Dado que el CMM se realizó bajo los rellenos externos, se consideró que pertenecen al “Dominio 2”.

Sí bien la normativa ASIRI no obliga realizar la comprobación de la seguridad de las inclusiones con acciones sísmicas. No obstante, se realizó la evaluación de la interacción cinemática suelo-inclusión debido a la acción sísmica.

Este análisis se realizó a través de las metodologías propuestas por Soulomiac, 1986 (5) y Mineiro, 1988 (6) y Nikolau et al, 1997 (11), que establecen dos alternativas de cálculo para el incremento de momentos y esfuerzo transversal en la inclusión rígida. Estos métodos son aplicables en situaciones de alta relación de la rigidez entre suelo y pilote, es decir, cuando la rigidez del primero es mucho mayor que la del segundo. Así, será principalmente aplicable a elementos flexibles, de pequeño diámetro y gran longitud, que son elementos flexibles respecto al terreno en el que se insertan. En estas condiciones, se puede suponer que el pilote sigue el movimiento de campo libre del terreno.

Se realizó la comprobación de la resistencia de la inclusión rígida a E.L.U y E.L.S, según las recomendaciones ASIRI (10) y Eurocódigo 2 (12), para los siguientes escenarios:

- Comprobación de seguridad para E.L.S de compresión simple;

- Comprobación de seguridad a la E.L.U al esfuerzo transversal;

La sección de hormigón de la columna de módulo mixto - inclusión rígida - está sometida a fuerzas de compresión provocadas por el peso de los terraplenes definitivos a construir y sobrecargas de uso, así como a esfuerzos de flexión provocados por la acción sísmica. Por tanto, también se comprobó la seguridad de los E.L.U. de la resistencia a la flexión compuesta.

#### 4.5. Ejecución de obra

Las columnas de módulo mixto se ejecutaron utilizando un equipo de inclusión rígida equipado con una barrena de desplazamiento y un equipo de columna de grava Vibrocat05 fabricado por Keller.

Para la instalación de las inclusiones rígidas se utilizó un equipo ENTECO E9080 SP 300, dotado con una capacidad de torque de 320 kN.m y apto para instalar columnas de hasta 35m de profundidad. El hormigón se colocó con la ayuda de una bomba MECBO P6.80.

Los equipos empleados para la ejecución de las columnas del módulo mixto se muestran en la Figura 19.



Figura 19. Equipos utilizados en la ejecución de columnas de módulo mixto.

En la obra de referencia se ejecutaron un total de 2.200 unidades de columnas de módulo mixto, con profundidades de 17 a 31 m. Obteniéndose una producción con unos rendimientos superiores a 700 ml / turno / equipo, trabajando a turno simple.

#### 4.6. Control de calidad

El control de calidad se ha enfocado al seguimiento y control de los parámetros de ejecución, a través del registro continuo informatizado existente en el equipo.

El equipo para la ejecución de inclusiones rígidas realizó el control, en tiempo real, de los siguientes parámetros de perforación: par, velocidad y profundidad de perforación. Además, se registraron los parámetros de hormigonado: velocidad, volumen, caudal y presión de hormigonado. El análisis de los parámetros de ejecución por sistema computarizado permite visualizar el perfil de la inclusión rígida ejecutada (Figura 20).



**Figura 20.** Sistema de generación de informes y adquisición de datos de la inclusión rígida.

El equipo de vibro-sustitución también cuenta con un sistema de registro y adquisición de datos computarizado, que registra para cada columna de manera individual, el tiempo de ejecución, la profundidad de la columna y la intensidad de la corriente consumida durante la ejecución de la columna.

La profundidad alcanzada por el vibrador se controla externamente mediante una escala inscrita en el cuerpo del vibrador y las extensiones adheridas al mismo, siendo también registrada automáticamente a través del ordenador de registro de datos como ya se ha mencionado.

La compactación de la grava se controla mediante la intensidad de la corriente eléctrica necesaria para producir la vibración. De esta forma, en cuanto se alcanza el aumento previsto de esta intensidad durante la compactación, se eleva el vibrador y comienza otra etapa de compactación. Este proceso se controla mediante la lectura directa de un amperímetro y se registra además de forma continua mediante la computadora de registro continuo de parámetros en funcionamiento.

El control del diámetro medio de cada columna de grava se comprueba mediante la cantidad de grava consumida en cada perforación.

Todos los datos se registraron en un parte de trabajo, preparándose registros diarios, ejecutados por cada equipo, junto con los registros automáticos individuales de cada columna.

En la ejecución de inclusiones rígidas se utilizó hormigón NP EN206-1; C20 / 25; X0 (P); C10.1; Dmax12; S4. Se recogieron muestras para realizar ensayos de compresión simple sobre hormigón, en las cantidades definidas en la Norma Europea NP EN 206-1 (13), comprobándose la resistencia necesaria de las muestras a los 7, 14 y 28 días.

Complementariamente, se excavó una columna de módulo mixto para la observación directa del resultado final y como comprobación de ejecución in situ. La figura 21 muestra el aspecto de una columna de módulo mixto expuesta durante la obra, y se puede observar claramente la sección de hormigón correspondiente a la inclusión rígida con un diámetro de 340 mm, la zona de transición y la parte superior en columna de grava con un diámetro de 0,70 a 0,80 m.

Observación directa de columnas excavadas



Inclusión Rígida

Columna de grava

Zona de transición

**Figura 21.** Aspecto de una columna de módulo mixto excavada.

La Figura 22 presenta una perspectiva de la ejecución de las obras, la Figura 23 muestra una vista general de la obra terminada.



**Figura 22.** Perspectiva general de la obra durante la ejecución de las obras.



**Figura 23.** Vista general de la obra terminada.

## 5. Conclusiones

Se ha presentado la experiencia en una obra realizada satisfactoriamente, en donde se adoptó una optimización técnico-económica basada en tratamientos especiales del terreno mediante la combinación de 3 técnicas diferentes como son: Pilotes prefabricados Hincados, Columnas de Modulo Mixto CMM® (que comprenden un tramo rígido con hormigón y otro de grava), y drenes verticales prefabricados (drenes mecha) combinados junto a un terraplén de precarga. De este modo, se demuestran las posibilidades de optimización técnico-económica para acometer la cimentación de instalaciones de naves industriales situadas en zonas con depósitos de suelos blandos profundos, como es el caso presentado en la Plataforma Logística Lisboa Norte (PLLN).

En la obra descrita se combinan varios factores que determinan la solución adoptada, como son: (i) una fuerte magnitud de esfuerzos transmitidos por las estructuras a las cimentaciones, (ii) las elevadas sobrecargas de uso actuando directamente en la solera o pavimento interior de la nave, (iii) la presencia de suelos aluviales muy compresibles y blandos, hasta profundidades de 30-33 m aproximadamente, y (iv) la consideración del fuerte sismo de diseño característico de la zona del norte de Lisboa (Portugal).

En particular, respecto al condicionante sísmico, las soluciones de pilotes prefabricados y las columnas CMM® han sido diseñadas para lograr un comportamiento admisible frente a los efectos inerciales y cinemáticos inducidos por el sismo de diseño en un perfil de suelo muy blando y profundo como el presentado en esta obra, y verificándose la idoneidad de los tratamientos para un adecuado diseño sismorresistente de las cimentaciones.

Bajo estos condicionantes, la solución adoptada en el interior de la nave a partir de pilotes de hormigón prefabricado e instalados mediante equipos de hincado de alta eficiencia, se alcanzó un alto desempeño en los aspectos técnicos, económicos, constructivos, de calidad y de plazos de ejecución. La eficacia de la solución en gran medida se debió al aprovechamiento de las altas capacidades de carga de los pilotes, así como al aseguramiento de los procesos de control de calidad facilitados por las pruebas de campo y procedimientos de ejecución.

Considerando las elevadas profundidades que debían alcanzar los pilotes para cumplir con las consideraciones de diseño (mayores de 30 m), un aspecto fundamental, que además ha sido una ventaja sustancial de la solución, fue la adopción de elementos prefabricados en los que el proceso de hincado permitió garantizar y verificar la capacidad de carga del pilote mediante pruebas de carga dinámicas.

En las zonas exteriores fue necesario plantear soluciones capaces de facilitar áreas de aproximación a la nave donde hubiera compatibilidad de asientos entre la cimentación de la nave mediante pilotes y los viales exteriores. Tras un exhaustivo análisis de diferentes alternativas, se planteó y ejecutó una solución de mejora del suelo mediante Columnas de Modulo Mixto (CMM®) hasta profundidades de aproximadamente 31 m, lo cual permitió controlar los asientos en las capas de suelos muy blandos, sin necesidad de aplicar terraplenes de precarga junto a tiempos de consolidación relevantes, lo cual podía comprometer los plazos previstos para completar la obra. Para la ejecución de la solución mediante Columnas de Módulo Mixto (CMM®) resultó ser particularmente importante la agilización del proceso de perforación de los rellenos existentes en superficie, los cuales presentaban una consistencia muy dura.

Como solución complementaria en la zona de viales y aparcamientos más alejada a la nave, y adyacente a la zona mejorada mediante Columnas de Módulo Mixto, se adoptó un tratamiento de consolidación a partir de drenes verticales prefabricados (Drenes mecha) junto a un relleno de precarga, obteniéndose una transición adecuada entre las distintas áreas tratadas (con pilotes, con columnas tipo CMM® y finalmente con drenes y precarga). De este modo, se alcanzó la compatibilidad de deformaciones necesaria para garantizar el buen comportamiento de las cimentaciones de la nave, los viales exteriores y las dársenas de descarga en el perímetro de la nave.

Por último, es muy importante destacar los elevados rendimientos de instalación de pilotes prefabricados y de columnas de módulo mixtos, aspecto que cobra especial relevancia en obras de grandes dimensiones y con plazos de ejecución muy ajustados, como son los desarrollos de naves logísticas como la presentada.

## 6. Agradecimientos

Los autores agradecen a Merlin Properties y Magna General Contractors por la confianza depositada en Keller para la ejecución del trabajo.

A Rodio Portugal, nuestro socio para la ejecución de pilotes prefabricados.

A TPF Consultores de Engenharia e Arquitectura, JSJ Consultoria e Projectos de Engenharia, Concremat y el grupo TPB, por su colaboración técnica en la articulación y compatibilidad de proyectos en las diferentes especialidades.

A todos los compañeros de Keller involucrados en la contratación del trabajo, preparación del proyecto y ejecución del trabajo. En especial a D. Sergio Díaz Casado, Ingeniero responsable del cálculo de la solución del piloteado prefabricado de la estructura y losas pilotadas.

## Bibliografía

- (1) Instrucción de Hormigón Estructural (EHE-08).
- (2) EN 1990. Eurocódigo 0 – Base para el diseño de estructuras.
- (3) UNE-EN 12794:2006+A1:2008. Productos prefabricados de hormigón. Pilotes de cimentación.
- (4) EN 1998. Eurocódigo 8. Proyecto de Estructuras Sismo Resistentes.
- (5) Soulomiac, R. (1986) - "Méthode simplifiée de calcul des pieux en zones sismiques". Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, no. 441.
- (6) Mineiro, A.J.C. (1988) - "Método simplificado para avaliação de esforços sísmicos em estacas". Boletim geotécnico no. 4 da SAG, FCT-UNL.
- (7) CTE – 2006 : Documento Básico SE-C Cimientos.
- (8) Brinkgreve, R.B.J, Vermeer, P.A. (1998). "Finite Element Code for Soil and rock Analysis- Reference Manual".
- (9) Wakase et al. 1988
- (10) ASIRI (2011). "Amelioration des sols par Inclusions Rigides".
- (11) Nicolaou, A.; Gazetas, G. (1997) - "Seismic design procedure for kinematically stressed piles". In: Seismic Behaviour of Ground and Geotechnical Structures. Proc. Of Discussion Special Technical Session on Earthquake Geotechnical Engineering During 14th ICSMFE, Hamburgo, Germany, P. S. Sêco e Pinto Editor, A.A. Balkema, pp. 253-260.
- (12) EN 1992 - Eurocódigo 2: Diseño de estructuras de hormigón. Reglas generales y reglas para edificación.
- (13) NP EN 206-1 - "Hormigón. Parte 1: Especificaciones, prestaciones, producción y conformidad"