



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

12ª SESIÓN

RECALCES CON MICROPILOTES Y OTRAS TÉCNICAS ESPECIALES

Con la colaboración de

Colegio Oficial de Arquitectos
de Madrid (COAM)

Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos (CICCP)

Madrid, 2012

11ª Sesión: TRATAMIENTOS EN TÚNELES Y GALERÍAS



Tratamientos de mejora y consolidación mediante jet-grouting, inyecciones, etc. J. M^o RODRÍGUEZ ORTIZ (Univ. Politécnica de Madrid). **Tratamientos con inyecciones de compensación y otras técnicas especiales.** C. OTEO MAZO. **Método ADECO-RS como sistema de diseño y construcción a fin de industrializar la excavación de túneles.** P. LUNARDI (Lunardi's Geoen-gineering Office). Casos prácticos: **Tratamientos en terrenos cársticos: túneles de Abdalajis. Etc.**

Madrid, 2011. 160 págs. ISBN: 978-84-615-1947-7.

10ª Sesión: ACTUACIONES GEOTÉCNICAS EN OBRAS PORTUARIAS



Trabajos geotécnicos portuarios. ANTONIO SORIANO PEÑA (Univ. Politécnica de Madrid). **Rotura de cajones bajo la acción del oleaje.** EDUARDO E. ALONSO y NURIA M. PINYOL (Univ. Politéc. de Cataluña). Casos prácticos: **Ejecución de muros-pantalla en ámbito portuario. Pilotaje de la nueva rampa ro-ro del puerto de Santander. Remodelación de la dársena de Puerto Norte (Nuevo Muelle de San Juan de la Arena, Asturias).** **Tratamiento de me-**

jora en el puerto de Huelva. Columnas de grava en el mar (offshore) para mejora de los suelos bajo muelles de cajones prefabricados.

Madrid, 2010. 138 págs. ISBN: 978-84-614-2446-7.

9ª Sesión: ACTUACIONES GEOTÉCNICAS PARA LA PROTECCIÓN Y REFUERZO DE TALUDES



Estabilización de taludes. Conceptos básicos. ANTONIO SORIANO PEÑA (Univ. Politécnica de Madrid). **Intervenciones correctoras en problemas de estabilidad de laderas y taludes.** LUIS M. SOPEÑA MAÑAS (Univ. Politécnica de Madrid). -- Casos prácticos sobre: **Estabilización Hiper-más de Escazú (San José, Costa Rica).** **Estabilización de ladera en Las Ramblas de Jinamar (Las Palmas de Gran Canaria).** **Ejemplos de estabilidad en emboquille de túneles ferroviarios. Etc.**

Madrid, 2009. 176 págs. ISBN: 978-84-613-3727-9.

MUROS-PANTALLA EN ÁMBITO URBANO



Temas de interés en el diseño de muros-pantalla. JOSÉ MARÍA RODRÍGUEZ ORTIZ (Univ. Politécnica de Madrid). **Muros-pantalla: movimientos producidos por la excavación.** ANTONIO GENS I SOLE (Univ. Politécnica de Barcelona). -- Casos prácticos sobre: **Control de verticalidad y juntas. Pantallas de pilotes secantes e hidrofresa. Materiales y trabajos auxiliares. Sistemas mixtos de contención y pantallas plásticas.**

Madrid, 2008. 144 págs. ISBN: 979-84-612-6321-9.

8ª Sesión: PILOTES DE GRAN DIÁMETRO



Algunas consideraciones sobre el diseño y construcción de pilotajes de gran diámetro. CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña). **Recomendaciones para la ejecución e interpretación de ensayos no destructivos para el control de la integridad de pilotes y pantallas «in situ».** JOSÉ LUIS GARCÍA DE LA OLIVA (CEDEX) y FERNANDO SÁNCHEZ DOMÍNGUEZ (Euroconsult). -- Casos prácticos sobre: **Pilotes en obras marítimas. Pruebas de cargas estáticas-bidireccionales en pilotes de gran diámetro. Etc.**

Madrid, 2008. 164 págs. ISBN: 978-84-612-4940-4.

7ª Sesión: ACTUACIONES Y REHABILITACIÓN EN CONSTRUCCIONES HISTÓRICAS Y SINGULARES



Problemas generales e interacción suelo-estructura. CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña). **Intervenciones en cimentación, técnicas aplicables y patología.** JOSÉ MARÍA RODRÍGUEZ ORTIZ (E.T.S. de Arquitectura de Madrid). **Intervenciones en estructuras de edificios históricos.** FRANCISCO JURADO JIMÉNEZ (Univ. Politécnica de Madrid). Casos prácticos sobre: **Tratamiento de consolidación en Puente Romano de Córdoba. Refuerzo**

cimentación ala oeste hospital Clínico de Barcelona. Etc.

Madrid, 2007. 276 págs. ISBN: 979-84-611-7189-7.

PUBLICACIONES DISPONIBLES

6ª Sesión: TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO



Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno. CÉSAR SAGASETA MILLÁN (Univ. de Cantabria). **Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos.** CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN (CEDEX). -- Casos prácticos sobre: **Vibroflotación en un relleno con material de dragado. Mejora de suelo con columnas de grava en vía seca. Ejecución de columnas de grava en el mar. Mejora del terreno mediante la técnica de esta-**

bilización en masa. Etc.

Madrid, 2006. 166 págs. ISBN: 979-84-611-2070-1.

5ª Sesión: ANCLAJES



Anclajes en roca. CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN (CEDEX). **Anclajes en suelos por Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos.** CLAUDIO OLALLA MARAÑÓN (CEDEX). -- Casos prácticos sobre: **Ejecución de anclajes bajo nivel freático. Anclajes en terrenos contaminados y en obras marítimas. Anclajes: patologías y ensayos. Anclajes de bulbo múltiple.**

Madrid, 2005. 136 págs. ISBN: 84-609-6459-0.

4ª Sesión: MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INYECCIONES Y JET-GROUTING



Inyecciones por fracturación e inyección de impregnación. VICENTE CUÉLLAR MIRASOL (CEDEX). **Análisis teórico de las inyecciones de compensación.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña). **Análisis de los factores que intervienen en la técnica del «jet-grouting».** JOSÉ JOAQUÍN CELMA JIMÉNEZ (UPV). -- Casos prácticos sobre: **Recomendaciones AETESS para ejecución y control de inyecciones de compensación. Etc.**

Madrid, 2004. 212 págs. ISBN: 84-609-2024-0.

3ª Sesión: MICROPILOTES



Últimos avances en micropilotes. Experiencia francesa. MICHEL BUSTAMANTE (LCPC, París). **Criterios para el diseño de micropilotes.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. da Coruña). -- Casos prácticos sobre: **Micropilotes en terrenos difíciles. Conexión de micropilotes con estructuras. Micropilotes con inyecciones de desplazamiento. Etc.**

Madrid, 2003. 168 págs. ISBN: 84-607-8600-5.

2ª Sesión: MUROS-PANTALLA EN ÁMBITO URBANO



Diseño de muros-pantalla. JOSÉ MARÍA RODRÍGUEZ ORTIZ (Univ. Politécnica de Madrid). **Criterios del Código Técnico de la Edificación.** JOSÉ LUIS GARCÍA DE LA OLIVA (CEDEX). -- Casos prácticos sobre: **Hormigonado de pantallas y pilotes «in situ». Control de verticalidad y juntas. Etc.**

Madrid, 2002. 144 págs. ISBN: 84-607-5730-7.

1ª Sesión: PILOTES PARA EDIFICACIÓN



Pilotes hincados. ANTONIO SORIANO PEÑA (Univ. Politécnica de Madrid). **Pilotes de extracción.** CARLOS OTEO MAZO (Univ. Politécnica de Madrid). -- Casos prácticos sobre: **Hélice continua con registro de parámetros. Prefabricados. Pruebas dinámicas. Entubados y lodos y Sistemas de control.**

Madrid, 2001. 144 págs. ISBN: 84-607-2716-5.

**JORNADAS TÉCNICAS
SEMSIG-AETESS**

**RECALCES CON MICROPILOTES
Y OTRAS TÉCNICAS ESPECIALES**

Con la colaboración de
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS
DE MADRID (COAM)
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS (CICCP)

Madrid, 1 de marzo de 2012

EDITA: AETESS
Velázquez, 50 (3ª planta)
28001 Madrid
e-mail: aetess@aetess.com

IMPRIME: VisaGrafic, S.L.
Tel.-fax: 91 739 88 75
e-mail: visagrafic@telefonica.net

D. legal: M-25.195-2012
ISBN: 978-84-695-3911-8

1 PRESENTACIÓN

Con esta Jornada sobre «Recalces con micropilotes y otras técnicas especiales» continuamos la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS) iniciamos en 2001 y en los que hemos desarrollado los temas de *Pilotes para la edificación* (2001), *Muros-pantalla en ámbito urbano* (2002), *Micropilotes* (2003), *Mejora del terreno mediante inyecciones y «jet-grouting»* (2004), *Anclajes* (2005), *Técnicas de mejora terreno* (2006), *Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares* (2007), *Pilotes de gran diámetro* (2008), *Actuaciones geotécnicas para la protección y refuerzo de taludes* (2009), *Actuaciones geotécnicas en obras portuarias* (2010) y *Tratamientos en túneles y galerías* (2011).

En este tiempo, más de 4.000 profesionales han participado en nuestro proyecto conjunto, que, en su ya duodécima sesión continua con su objetivo inicial de ofrecer un foro de discusión donde reunir a los profesionales de la ingeniería del terreno interesados en poner en común, actualizar y discutir las diferentes técnicas que se utilizan a realmente en las obras civiles y la edificación.

La acogida de nuestra iniciativa durante estos años ha superado toda expectativa, por lo que resulta obligado agradecer a asistentes, ponentes y promotores su indispensable colaboración en estas Jornadas técnicas y animarles a estar con nosotros en futuras convocatorias.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 1 de marzo de 2012

César Sagaseta Millán
PRESIDENTE DE SEMSIG

José María Echave Rasines
PRESIDENTE DE AETESS

2 INTRODUCCIÓN

La presente publicación constituye la Memoria de la 12ª Sesión SEMSIG-AETESS sobre «Recalces con micropilotes y otras técnicas especiales», que tuvo lugar el 1 de marzo de 2012 en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid con la colaboración del Colegio de Arquitectos de Madrid (COAM).

Don José Antonio Granero Ramírez, Decano del Colegio de Arquitectos de Madrid, inauguró la sesión aquí recogida.

En la primera parte se reúnen las ponencias dedicadas a «Diseño» a través de las intervenciones del Profesor Antonio Mas Guindal Lafarga, del Departamento de Estructuras de la Edificación de la UPM; Carlos Oteo Mazo, Catedrático de Ingeniería del Terreno, y José María Rodríguez Ortiz, Catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones de UPM, sobre los temas: Los movimientos en las estructuras de fábrica. La cimentación. Actuaciones. Ejemplos, De los recalces tradicionales a los especiales e Inclusiones en recalces: De las inyecciones a los micropilotes, respectivamente.

En la segunda parte se abordaron los temas relacionados con «Ejecución y Control» de las obras a través de las presentaciones de expertos de las empresas de AETESS. Por este orden: Actuaciones de recalce en entorno portuario. La Coruña, por Manuel Pinilla Merino (KELLERTERRA); Recalce bajo losa con columnas de «soil-mixing», por José Luis Arcos Álvarez (GRUPO RODIO-KRONSA); Rehabilitación y recalce de un edificio en Madrid, por José Polo Narro (SITE), y, finalmente, Recalce y contención de tierras con «jet-grouting», por Gustavo Armijo Palacio (GEOCISA).

Índice

PRIMERA SESIÓN: DISEÑO Y CONTROL

Los movimientos en las estructuras de fábrica. La cimentación. Actuaciones. Ejemplos.....	15
D. Antonio José MAS-GUINDAL LAFARGA (Universidad Politécnica de Madrid)	
Introducción.....	15
Bibliografía	26
De los recalces tradicionales a los especiales	27
D. José María RODRÍGUEZ ORTIZ (E.T.S. de Arquitectura de Madrid)	
1. Los recalces. Antecedentes	27
2. Las soluciones modernas	32
3. Recalces con inyecciones	32
4. Recalces con <i>jet-grouting</i>	34
5. Confinamiento de cimentaciones.....	36
6. Enderezado de edificios inclinados	39
7. Recalce de cimentaciones profundas	41
8. Recalces para creación de sótanos	43
9. Recalces preventivos.....	45
10. Recalces especiales en terrenos carstificados	46
11. Asientos asociados a los recalces. Transferencia de cargas.....	48
12. Referencias	54
Inclusiones en recalces: de las inyecciones a los micropilotes	55
D. Carlos OTEO MAZO (Catedrático de Ingeniería del Terreno)	
1. Introducción	55
2. Fases de análisis y metodología	55
3. Inclusiones como inyecciones.....	57
3.1. Generalidades	57
3.2. Tipos de inyecciones como inclusiones	58
4. Micropilotes	59
4.1. Generalidades	59
4.2. Trabajo con carga axil	61
4.3. Conexiones en recalce	63
4.4. Trabajo a flexión cortante	63
5. Instrumentación	67
6. Ejemplos de recalces con inclusiones	68
6.1. Selección de soluciones	68
6.2. Ejemplos de recalce con inyecciones T.A.M. y armadas	69
6.3. Ejemplos de recalce con <i>jet-grouting</i>	70
6.4. Ejemplos con micropilotes	74
7. Algunas reflexiones	77
8. Bibliografía	79
Mesa redonda sobre Diseño y Control	81

SEGUNDA SESIÓN:

EJECUCIÓN

Actuaciones en entorno portuario. Aparcamiento subterráneo en el muelle del Parrote (A Coruña)	89
D. Manuel PINILLA MORENO (KELLERTERRA)	
1. Antecedentes	89
2. Actuaciones previas y descripción del problema	89
3. Caracterización geotécnica	92
4. Descripción de la solución	93
4.1. Inyecciones de mortero	94
4.1.1. Geometría del tratamiento de inyecciones de mortero	94
4.1.2. Ejecución del tratamiento de inyecciones de mortero	95
4.2. Tratamiento de <i>jet-grouting</i>	96
4.2.1. Geometría del tratamiento de <i>jet-grouting</i>	97
4.2.2. Ejecución del tratamiento con <i>jet-grouting</i>	97
4.3. Excavación, muro por bataches y anclajes	98
4.3.1. Fases de excavación	99
5. Conclusiones	100
6. Agradecimientos	100
7. Bibliografía	100
Recalce bajo losa con columnas de <i>soil-mixing</i>	103
D. José Luis ARCOS ÁLVAREZ (GRUPO RODIO-KRONSA)	
Caso de recalce mediante un tratamiento con una técnica novedosa para la ejecución de columnas rígidas de suelo-cemento bajo pavimento y losa	103
– 1ª fase: Inyecciones de lechada bajo solera	105
– 2ª fase: Inclusiones rígidas en forma de columnas de suelo-cemento	105
Inyección por desestructuración mecánica mediante columnas de <i>soil-mixing</i> : El procedimiento y sus ventajas	106
Ejecución de columnas de <i>soil-mixing</i>	107
Parámetros que gobiernan el proceso de ejecución del <i>soil-mixing</i> en columnas	109
– Índice de mezcla	109
– Índice de incorporación	109
Rehabilitación y recalce de un edificio en Madrid	115
D. José POLO NARRO (SITE)	
1. Introducción	115
2. Localización y características del inmueble	115
3. Objeto de la obra	115
4. Caracterización geotécnica	115
5. Características de la zona de actuación	117
6. Tratamiento	118
7. Exigencias de ejecución	124
– Continuidad estructural	124
– Verticalidad	124
– Cuantía de armaduras	124
8. Equipos empleados	124
9. Proceso de ejecución	125
10. Mediciones	126
11. Ficha de la obra y agradecimientos	126
12. Referencias bibliográficas	125

Recalce y contención de tierras con <i>jet-grouting</i>	129
D. Gustavo ARMIJO PALACIO (GEOCISA)	
Condiciones existentes	129
Diseño del recalce	130
Ejecución del <i>jet-grouting</i>	132
Control de calidad	133
– Pruebas de confirmación de las columnas (PCC)	133
Control de la lechada	134
Partes e informes	134
Control de ejecución	135
– Sistema de registro de parámetros	135
– Análisis de los parámetros de perforación e inyección	136
– Control de los movimientos de los edificios	136
– Control del rechazo	137
Control de resultados	137
Conclusiones	138
Referencias	138
Mesa redonda sobre Ejecución	139

Primera Sesión:

DISEÑO Y CONTROL

Ponentes: D. Antonio José Mas-Guindal Lafarga
D. José María Rodríguez Ortiz
D. Carlos Oteo Mazo



Los movimientos en las estructuras de fábrica

La cimentación. Actuaciones. Ejemplos

Antonio José MAS-GUINDAL LAFARGA

Dr. ARQUITECTO
Prof. Titular del Dpto. de ESTRUCTURAS DE EDIFICACIÓN E.T.S.A.M. U.P.M.
Secretario Académico de la E.T.S.A.M.

Introducción

Dentro de esta jornada dedicada al micropilote y sus múltiples aplicaciones en la técnica constructiva mecánica de la rehabilitación o refuerzo de cimentaciones, esta modesta comunicación intentará exponer algunas de las inquietudes que mueven al profesional a dirigir sus diagnósticos y dónde debemos centrar la atención cuando de estructuras de fábrica se trata.

Una estructura no es más que la materialización de un sistema nulo de fuerzas. Para lograr este objetivo, los materiales de que está hecha deben poseer una resistencia adecuada y formar un conjunto estable que garantice su posición en el espacio. Resistencia y estabilidad son las dos cualidades que toda estructura debe poseer además de rigidez para mantener su forma de manera estable; después, para cada material y estructura existen otras secundarias (seguridad, coste adecuado, estanqueidad, etc.).

Una **estructura de fábrica** no es más que una construcción realizada a base de agregados de materiales que sólo trabajan a compresión (es decir, pétreos: piedra, ladrillo, adobe, tapial, barro, hormigón en masa), por lo que esta cualidad será básica para poder determinar el tipo de estructura que puede conseguirse con este tipo de materiales, y en función de ellos, las estructuras de fábrica van a presentar un comportamiento común. Todo debe funcionar a compresión y la tracción sólo aparecerá en pequeños estados; por ello, el análisis se ocupará de definir con la máxima precisión cuáles son las trayectorias de las compresiones y tracciones y su medida dentro de la fábrica. A este agregado inteligente de materiales sabiamente dispuestos que produce sistemas estables le denominaremos fábrica. Los edificios de fábrica no fueron calculados, pero fueron muy bien contruidos. Las estructuras de fábrica han sido la manera de construir del hombre desde el principio de su memoria hasta prácticamente el siglo XIX, fecha en la que se ponen en práctica los materiales tenaces, capaces de asumir tracción. La aparición de los metales y los métodos de análisis basados en la consideración de la rigidez elástica constituyen hoy la base de la construcción y por ende de las estructuras en las que esta consideración no escapa a materiales como el acero, el hormigón armado o pretensado, la madera, etc.

El cuerpo de las enseñanzas en las escuelas de ingeniería y arquitectura se ha caracterizado por la evaluación del análisis elástico, omitiendo por obsoletos los análisis gráficos del siglo XIX de las estructuras, basados puramente en el equilibrio. Con estos postulados se han formado legiones de técnicos arquitectos e ingenieros en la sabiduría de que las estructuras deben cumplir ciertos requisitos numéricos, sin incidir excesivamente en su diseño y el porqué de este. Sin embargo, se da la paradoja de que todos los edificios del pasado que han llegado hasta hoy –y si han llegado es porque están en equilibrio– no fueron calculados, ya que sólo desde el siglo XVIII y principios del XIX se empezaron a calcular los edificios. Entonces, ¿por qué se sostienen los edificios? Esa es la primera de las cuestiones a formular: ¿Porque están bien calculados o porque están bien diseñados? Ambas contestaciones son afirmativas. Un buen diseño debe responder a una *situación de equilibrio estable garantizada por un equilibrio (resistencia) siempre mantenido y contrastado en el tiempo (estabilidad)*. Podríamos decir que la aportación del siglo XIX fue básicamente saber el nivel de fiabilidad y bondad de las construcciones.

Solamente hasta el mencionado siglo XIX los edificios fueron proyectados por los arquitectos basados en unas reglas empíricas, geométricas, basadas únicamente en la razón constructiva, la razón del oficio. Un tratado no es más que una regla geométrica de coeficiente de seguridad geométrico 1. Cuando Rodrigo Gil de Hontañón nos indica las proporciones de un contrafuerte, implícitamente nos advierte de que vulnerar esa regla puede llevar a la ruina. Todo este ambiente ha producido un profesional preocupado por el cumplimiento lógico de la norma legal y poco por el cumplimiento de la lógica del edificio que proyecta, lógica esta fácil de reconocer en la arquitectura antigua de cualquier geografía, y donde sus constructores se afanaron por conseguir resultados armónicos, bien contruidos y estables. Lamentablemente, hoy no tenemos la seguridad de que nuestros edificios trasciendan más de lo que ya está trascendiendo la arquitectura que hoy denominados patrimonio (patria, padre, herencia). El valor mercantil de la arquitectura patrimonial ha desencadenado **transformaciones integrales en edificios**, en donde su esencia estaba íntimamente unida a su principio mecánico; de ellos sólo reconocemos algunos rasgos formales sin ninguna coherencia. El problema fundamental con el que el proyectista se enfrenta es la incertidumbre con la que el material suelo se presenta. Todos proyectamos cimentaciones para **suelos ideales de tensiones de respuesta uniformes** por una parte, y eso no es cierto. Por otra, el hecho inexorable de que todo en la corteza terrestre está en constante mutación: nuestro cuerpo, los montes y, cómo no, los edificios. Todos somos en cierta medida esclavos de la **gravedad**, única causa de que haya estructuras mecánicas.

La arquitectura antigua, toda ella realizada con materiales compresivos (piedra, ladrillo, tapial, hormigón en masa de cal.), fue realizada por operarios que basaron todo su hacer en la buena práctica, entendiendo que toda construcción no es más que el último momento de la destilación de saberes y experiencia de siglos. El científico siglo XIX trasladó estos saberes ancestrales al territorio de la experiencia, pero con ella sola no podían justificarse las realizaciones.

La aparición del ingeniero y la validez otorgada al número proveniente de una medida y de un análisis han dado autoridad plena a las realizaciones, obviándose el hecho de que hoy no es posible construir nada que no esté avalado por un cálculo y una normativa por ellos avalada. En todo ello no está presente la incertidumbre del suelo como material. Los antiguos

hicieron sus construcciones con cimentaciones que no fueron capaces de precisar, por lo menos con las garantías de hoy (Fig. 2).

El ejemplo de la imagen de Bolonia en el siglo XIII (Figs. 1 y 3) y el estado de las dos únicas torres medievales que quedan, Asinelli y Garisenda, hace pensar a la vista de la cimentación (Fig. 2, Bergonzoni, 1980) que en aquella época no se tenían conocimientos racionales sobre cómo funciona una cimentación. Sin duda fracasó por un problema de asiento local provocado por una concentración de tensión, algo que podría llevar a licuefactar el suelo (caso de la torre de Pisa).

La realidad, para todos los que intervenimos edificios de fábrica –antiguos o no– es que hay poca información del suelo que soporta nuestro edificio y, por lo general, también pocos soportes

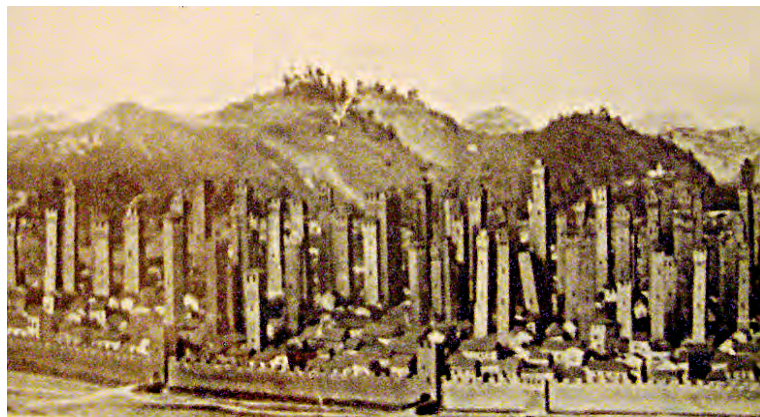


Figura 1. BOLONIA EN EL SIGLO XIII.

económicos para su restauración. La rehabilitación que se ve en los edificios restaurados, muy rara vez afecta a la cimentación. Cimentación esta muy alterada por varias razones:

- Asiento progresivo del edificio por los innumerables cambios en las cargas.
- Viajes de agua en el subsuelo no controlados.
- Asiento diferencial accidental debido a muchas causas inherentes al suelo.
- Cimentación equivocada o localmente equivocada.

Es difícil que un suelo mantenga en 100 m de longitud todas sus condiciones de resistencia, deformabilidad y respuesta. Los proyectos se realizan con valores selectivos pésimos de algunas zonas: el riesgo de error es grande hoy, cuanto más en edificios de la antigüedad. En ellos se pueden encontrar diversas causas (Fig. 4).

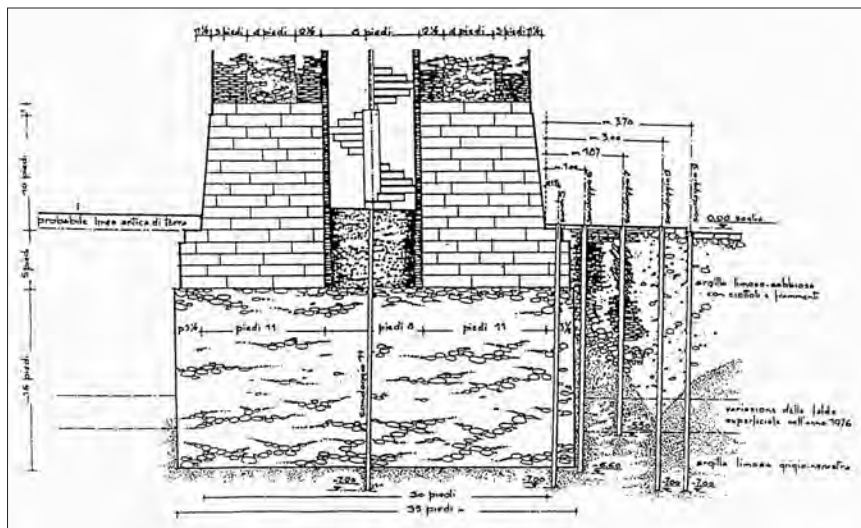


Figura 2. CIMENTACIÓN DE LA TORRE ASINELLI.



Figura 3. RESTO DE LA TORRE GARISENDA (torres Pendenti de Bolonia).

- **La inmovilidad:** Los edificios de rigidez elástica deben tener garantizadas unas resistencias en secciones críticas y pueden adaptarse a distintos estados de carga gracias a su hiperestatismo constitucional, el cual puede hacer funcionar las secciones de forma diversa según la sollicitación. Así, todas las estructuras se mueven de forma elástica bajo ciertos límites (es más, tienen que moverse para poder trabajar), y ello exige juntas, separaciones y espacios propios de trabajo de las partes.
- **Las estructuras rígidas no tienen deformación elástica y fracturan a la más leve imposición de movimiento, fisurándose:** Todo lo que trabaja cambia de forma por elongación (medio elástico) o por traslación (medio rígido fracturado). Una estructura fracturada o fisurada no está arruinada como tantos informes periciales intentan demostrarnos

con otros fines. Sólo que *una estructura fisurada está trabajando de forma distinta*, y ello no significa ruina, pero sí *el conocimiento de ese nuevo estado*.

El hallazgo y valoración de los fenómenos de fisuración ha sido crucial para conocer el comportamiento del hormigón armado en estado último y para redefinir su análisis (*Aproximación al modelo de análisis de piezas rectas de hormigón armado en estado último*. Tesis doctoral del autor. ETAM-UPM, mayo de 1981). La teoría de rotura en el análisis límite para fábricas (J. Heyman: *Essays in the history of the theory of structures*. Instituto Juan de Herrera. ETSAM-UPM, Madrid, 2005).

En un edificio de fábrica, cuya respuesta debe ser su funcionamiento a compresión, se da por hecho que las alternancias o modificaciones de la carga se van a asumir a base de estados locales de compresión compuesta. Para que esto suceda en toda la estructura debe estar garantizada la estabilidad, entendiendo por tal la cualidad mecánica de la estructura por la que no van a admitirse movimientos. Así las cosas, la teoría de análisis límite para fábricas se basa en tres supuestos:

- 1) **La fábrica no tiene resistencia a la tracción.** Los frágiles materiales que se utilizan en la construcción de estructuras de fábrica presentan una resistencia nominal que apenas tiene significado, por lo que puede prescindirse de ella.
- 2) **Las tensiones son bajas.** Dado que las tensiones medias de trabajo en las fábricas son muy inferiores a las resistencias últimas, puede estimarse que la resistencia a compresión de una fábrica es ilimitada para las tensiones de servicio que debe soportar.
- 3) **El fallo por deslizamiento es imposible.** El arco exento es muy sensible a variaciones de forma, y por tanto, sus líneas de empuje deben producir estados de compresión. Por el contrario, el arco cargado en sus lomos con fábricas (caso de los puentes) puede aceptar que sus líneas de empuje se salgan ocasionalmente de su directriz incorporando zonas exteriores al trabajo de arco y colaborando en el rozamiento.

- **INFRADIMENSIONADO DE LOS ELEMENTOS DE ORIGEN**
- **ALTERACIÓN DE LAS CARGAS**
Cambio en las cargas
Cambio de uso
- **MOVIMIENTOS**
En el edificio que soporta
En otros edificios
En la cimentación (suelo)
- **ATAQUE QUÍMICO**
Edificio
Cimentación
Suelo

Estos tres principios aceptados establecen el análisis límite siempre sobre la base de que la respuesta es de compresión y no va a haber alteración de la forma estructural (ideal funicular). Planteamiento que es coherente ante una estructura de fábrica; pero no debemos olvidar que el suelo es ese material que *nunca se conoce totalmente*, no garantiza su variación de forma y está en constante variación, y que en los edificios antiguos cobra especial relevancia por diversas causas conocidas:

Figura 4. CAUSAS DE DAÑOS EN LAS CIMENTACIONES DE ESTRUCTURAS DE FÁBRICA.

- **Los síntomas.** Una cimentación no suele fallar de un día para otro sino que tiene una historia anterior que debe ser conocida y valorada. CTE-DB-SE-C de obligado cumplimiento, aporta datos al proyectista de cómo obtener esa información en cada caso, estos datos se basan en los siguientes fenómenos observados y medidos:
 - **Asientos**, con nivelaciones de alta precisión ($\pm 0,1$ mm).
 - **Giros o desplomes** de paramentos y pilares con plomadas ópticas o taquímetros.
 - **Variaciones en la abertura de grietas.** Se pueden utilizar testigos, pero sólo dan idea de movimiento o estabilidad, o tener un control de movimiento con regletas extensométricas o comparadores ($\pm 0,001$ mm).
 - **Medida de distorsiones** en pórticos o crujeas con cintas extensométricas o de convergencia (± 1 mm/10 m).
 - **Control de ejecución** de cimentación.
- **El asiento diferencial** (es decir, diferente) es la causa de ruina en multitud de edificios. Afecta a todas las construcciones debido al hecho de que cuando se construyeron no se conocían las técnicas de análisis de suelo y las cimentaciones no se proyectaban adecuadamente. Factores como agresividad del suelo, presencia de agua, alteración de las sobrecargas constituyen variaciones en la condición de contorno del edificio, que responde con **grietas de asiento**. Cualquiera de las causas anteriores debe ser determinada explícitamente por prueba de laboratorio. Para ello existen instrumentaciones cualificadas que permiten de este modo afinar el diagnóstico y dirigir la actuación de la mejor forma económica.

Sin querer entrar a establecer una definición de las patologías de los movimientos, que pueden englobarse en las anteriores, sí interesa precisar que todo movimiento de suelo debe ir acompañado de:

- 1) **Análisis estructural del edificio**, bien por métodos manuales de equilibrio funicular o por métodos más especializados de elementos finitos, sobre todo en zonas que así lo requieran.
- 2) **Estudio geotécnico del suelo** que permita conocer la caracterización del material y su comportamiento bajo el edificio dañado.
- 3) **Estudio de las circunstancias próximas:** Conocimiento de viajes de agua próxima y tendidos urbanos, movimientos de tierras próximos, obras públicas o privadas en la proximidad.
- 4) **Instrumentación de seguimiento por laboratorio especializado:** Necesaria para determinar los movimientos, su velocidad, sus direcciones de crecimiento, valores de carga, de posición, etc., que servirán para realizar el proyecto de refuerzo.

No trataremos aquí de esos cuatro bloques de acciones posibles; por otra parte, bien descritas en la literatura especializada y en el propio código técnico. Sin embargo, sí nos detendremos en la última, las instrumentaciones, que a nuestro juicio son determinantes para las acciones a tomar. Debe subrayarse que lo que debe observarse en una estructura de fábrica es bien distinto en una estructura de rigidez elástica; es decir, en una estructura de hormigón armado, una grieta en un elemento indica incapacidad de asumir tracción en una zona de una pieza y un estado elástico determinado. Una auscultación selectiva en la variación de la fisura puede ser crítica para conocer el estado de tensión del hormigón y de la armadura y, en consecuencia, obtener datos de proyecto del refuerzo. En una estructura de fábrica (Fig. 5), una grieta no representa en modo alguno estado tensional, sino simplemente que la estructura (arco) ha sido sometida a un esquema de esfuerzos cuyo antifunicular no coincide con su forma.

Tradicionalmente, las grietas han sido sancionadas como causante de ruinas, y ello ha motivado demoliciones masivas de insignes piezas de arquitectura que hoy se habrían evitado; pero la teoría de análisis límite en estructuras de fábrica se está aplicando desde hace relativamente pocos años.



Figura 5. GRIETAS EN UN PONTÓN DE CARRETERAS. INTRADÓS DEL MISMO.

¿Qué es lo que hay que observar en un movimiento de un edificio? Su estabilidad, garantizada por la inmovilidad en las pilas, y no está claro que los antiguos no supieran cimentar por no haber adquirido los conocimientos actuales. Ejemplo de ello, la cimentación de parte de las murallas de Sepúlveda (Segovia), en donde la arqueología nos permite observar que la primera cimentación romana (sillería) fue mejor que las posteriores, árabes y de reconquista cristinas (Fig. 6).



Figura 6. CIMENTACIÓN ROMANA DE SILLERÍA DE LAS MURALLAS DE SEPÚLVEDA (obra y fotografía del autor, año 1986).

Los procedimientos de observación y control son múltiples, pero no debemos dejarnos llevar por el despliegue técnico de la instrumentación digital y del laboratorio. Todo profesional debe saber qué tipo de información necesita. Una instrumentación es mejor cuanto más justa y afinada es en lo que observa.

Debemos resaltar que una fábrica **no precisa cuantificar su movimiento**, ya que no es elástico y no describe comportamiento tensional –por otra parte, imposible de conocer, dada la hiperestaticidad de orden infinito de una fábrica–, sino que sólo se precisa conocer el movimiento y su caracterización para establecer la dirección del asiento y proceder a su inmovilización (por atirantado) o refuerzo de la cimentación. Cuando una fábrica se mueve, altera su forma y por tanto su equilibrio tensional: a ello sucede una cadena de fracturas locales que son síntomas de comportamientos distintos a los iniciales. Todo edificio antiguo está multiagrietado y ha sufrido acomodos a su manera de equilibrarse que hay

que intentar reproducir. El conocimiento del estado de la estructura es previo a la valoración de la cimentación (Fig. 7).

A continuación aportamos ejemplos diversos unidos a la experiencia personal del autor en edificios concretos con patologías de cimentación, forma de caracterizar dichas patologías y remedios. El conocimiento de las cimentaciones de los edificios de la antigüedad permite conocer las causas de sus problemas de estabilidad (Figs. 8, 9, y 10).

Son los movimientos históricos progresivos los que determinaban el acercamiento a la ruina de la torre de la catedral de Pisa, y sólo hasta conocer y determinar su causa ha podido ser restaurada la torre –no en sí misma, sino en el suelo circundante– por medio de la técnica *jet-grouting*.

- **San Pedro del Vaticano** (Fig. 9): Desde su construcción, no ha dejado de dar problemas por sus movimientos. Los primeros aparecieron con la actuación de Giacomo della Porta, sucesor de Miguel Ángel en las obras, quien determinó la ampliación de los pilares del crucero debido a asientos en una pila.

- **La iglesia cristiana de Santa Sofía** en Estambul (origen de las mezquitas otomanas del siglo XVI que posteriormente desarrollará el arquitecto Minar Sinán): Es un ejemplo de cómo el paso del tiempo desde el siglo V deja huellas en los movimientos de los edificios.

En este caso debieron de corregirse los contrafuertes, y el conjunto se encuentra en una constante pérdida de energía potencial con sus bóvedas de 66×33 de luz. El estudio fotogramétrico de la cúpula de santa Sofía, realizado por Robert Mark, demuestra la asimetría de la cúpula debida a asentos diversos de sus apoyos.

- **Técnicas de auscultación de movimientos en cimentaciones.**

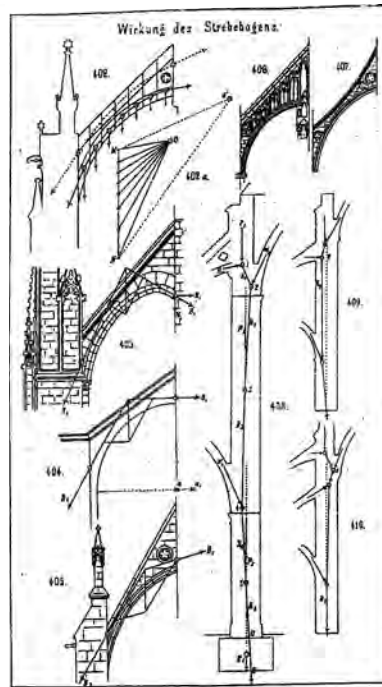


Figura 7. ESTUDIO GRÁFICO DE ARBOTANTE SEGÚN SU FORMA (Ungewitter, 1901).

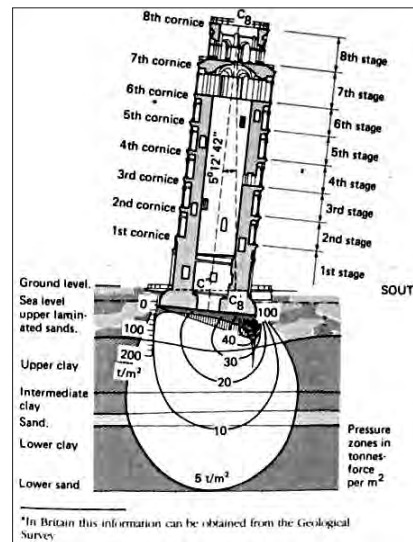


Figura 8. ASIENTO PROGRESIVO DE LA TORRE DE PISA POR LICUEFACCIÓN LOCAL DE SUBSUELO (Geological Survey, Reino Unido).

- **Nivelación de alta precisión:** El cuadro 11 recoge, de forma general, tipos de instrumentaciones en los edificios para seguir el control y evolución de una cimentación (Fig. 11).
- **Aspecto fundamental** (a definir en una estructura de fábrica): Está en su estabilidad e inmovilidad. Una vez aparecido el movimiento, en forma de *asiento* o *fisura*, es importante proceder a su caracterización.
- **Asiento diferencial:** Se cuantifica y controla por nivelaciones de alta precisión (NAP) periódicas (Fig. 12).

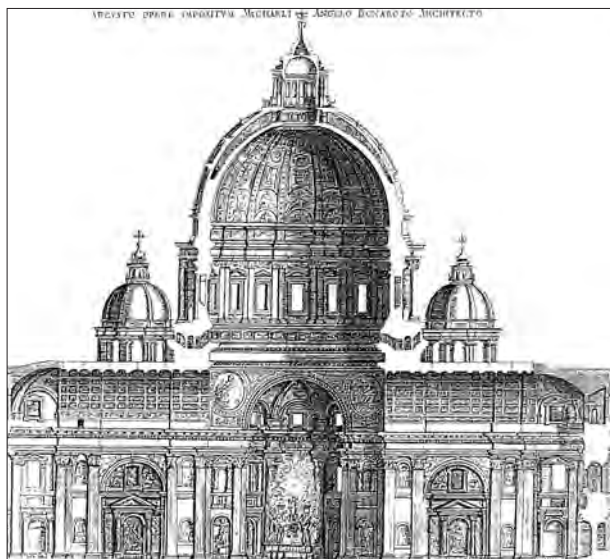


Figura 9. SECCIÓN Y PLANTA DEL S. PEDRO DEL VATICANO, TRAS SU AMPLIACIÓN Y REFUERZO DE PILARES TORALES DEL CRUCERO SOBRE EL ORIGINAL DE MIGUEL ÁNGEL.

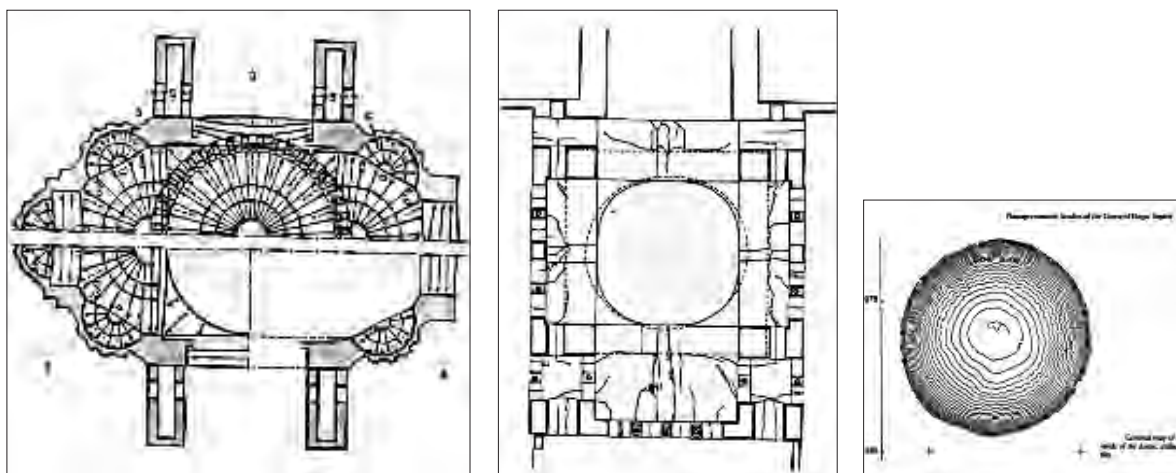


Figura 10. ESTUDIO DE FISUOMETRÍA DE LA UNIVERSIDAD DE CAMBRIDGE EN LAS CÚPULAS DE SANTA SOFÍA.

- **ASIENTOS**
Niveles, flexímetros, láser
- **MOVIMIENTOS DE FISURAS**
Extensómetros
- **DESPLOMES**
Clinómetros
Medidor de convergencias
Péndulos
- **MOVIMIENTOS DE PROFUNDIDAD**
Inclinómetros
- **GIROS**
Clinómetros
- **VIBRACIONES**
Acelerómetros
- **CARGAS**
Gatos planos
Extensómetros
Hole drilling

- **DEFORMACIONES UNITARIAS**
Extensómetros
- **HUMEDADES**
Higrómetros
- **TEMPERATURAS**
Termómetros
- **ZONA PUNTUAL DE FÁBRICAS**
Endoscopio
- **HETEROGENEIDAD DE FÁBRICAS**
Georradar
Termógrafo
Ultrasonido
- **HUECOS OCULTOS**
Georradar
Termógrafo
- **NIVEL FREÁTICO**
Piezómetro

Figura 11. FENÓMENOS E INSTRUMENTACIONES ADECUADAS.

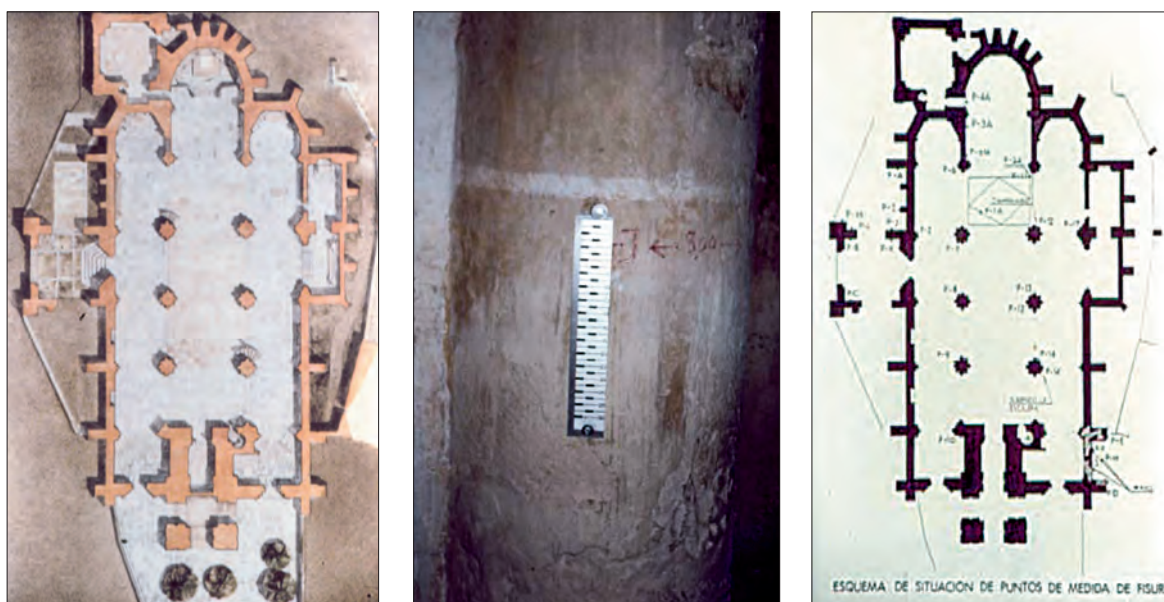


Figura 12. PLANTA DE LA IGLESIA DE SAN HIPÓLITO DE TÁMARA (PALENCIA). MIRA INVAR DE NAP (lectura en centésima de milímetro) (obra del autor con C. Clemente, J.L. Quitana, año 1983).

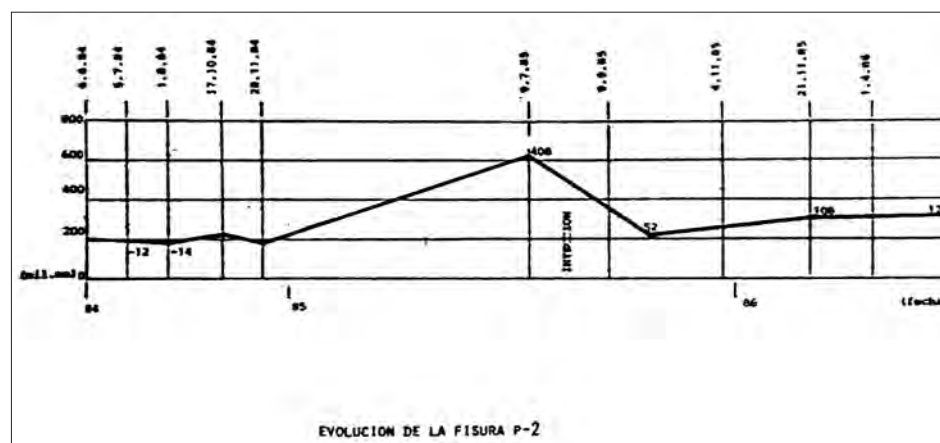


Figura 13. CONTROL DE FISURA DE LOS AUTORES EN LA IGLESIA DE SAN HIPÓLITO DE TÁMARA (Geocisa, 1983).

- **Movimientos de apertura fisuras** (en el mismo edificio, con lecturas periódicas): Aportan cualidad no sólo a la evidencia de la rotura cuanto a su velocidad de movimiento.
- **Control de plomos** (en un edificio antiguo): Es básico para conocer los movimientos locales del edificio, pudiendo realizarse por instalación de clinómetros que describen el ángulo de inclinación del elemento vertical y, por tanto, su variación posicional en el tiempo (Fig. 14). También puede realizarse por medidores de convergencias y péndulos.



Figura 14. CONTROL DE INCLINACIONES POR LOS AUTORES EN LA IGLESIA DE SAN HIPÓLITO DE TÁMARA (Geocisa, 1983).



Figura 15. INCLINÓMETRO (cortesía de Geocisa).

- **Verificación de la verticalidad** (cimentaciones profundas, pantallas, pilotes...): Puede realizarse a base de inclinómetros, aparatos que describen el error de verticalidad en la ejecución (Fig. 15).
- **Vibraciones y su transferencia a la estructura:** Con frecuencia la situación del edificio por proximidad a una fuente de vibraciones o por motivos sísmicos precisa de una medida de las vibraciones transmitidas de la cimentación a la estructura (Figs. 16 y 17). Técnicas: Topografía de precisión, acelerometría, estudio químico de materiales y modelo MEF. Bidimensional (1983).

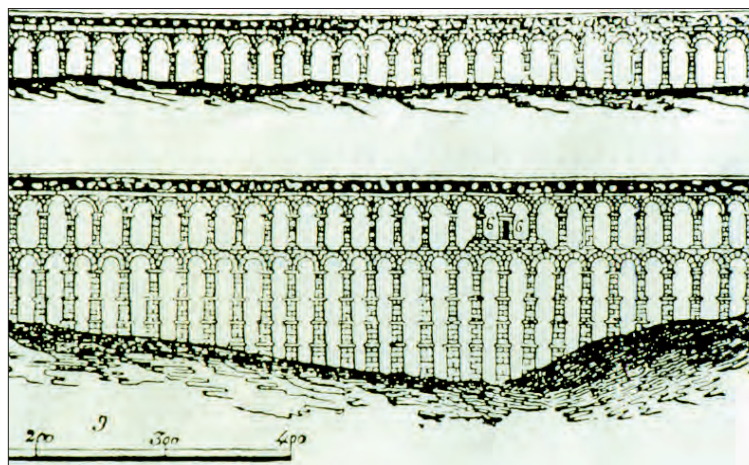


Figura 16. DIBUJO DE SOMORROSTRO DEL ACUEDUCTO DE SEGOVIA.

- **Humedades en la estructura:** Los viajes de agua o potenciales expansividades del suelo dan origen a movimiento de la cimentación. La iglesia del siglo XVI de san Sebastián de Villacastín, en Segovia, construida sobre un lecho de arcillas, ha sido fruto de movimientos en sus pilares y ascensiones capilares. Técnica de observación: Fotogrametría y análisis por MEF tridimensional (1986) (Figs. 18 y 19).
- **Paralización de movimientos activos:** Una vez que la analítica de laboratorio evidencia y caracteriza el movimiento, la operación sobre la obra de fábrica nunca es la restitución a su situación primitiva, sino su paralización.

Para ello, la técnica de micropilotaje suele ser la más versátil por la posibilidad de utilizar en edificios construidos maquinaria de tamaño reducido y poder alojarse en los espacios de sótano, que es desde donde hay que actuar. (Se aportan dos ejemplos del autor.)

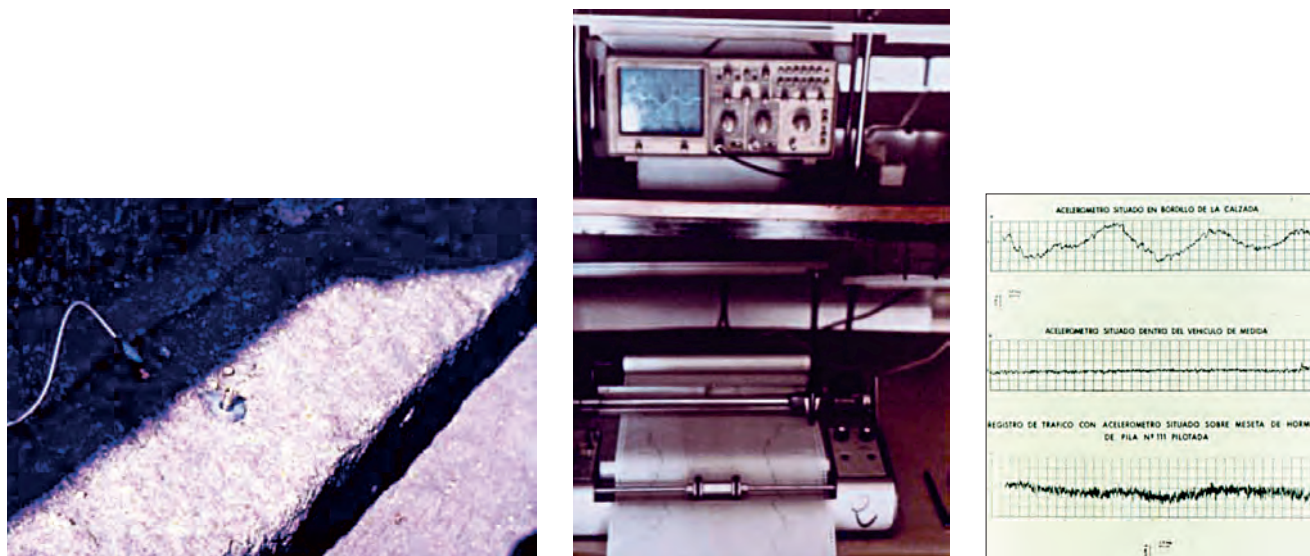


Figura 17. ACELERÓMETRO Y SALIDA GRÁFICA *IN SITU* DE LA LECTURA (instrumentación del autor con Geocisa, 1985).

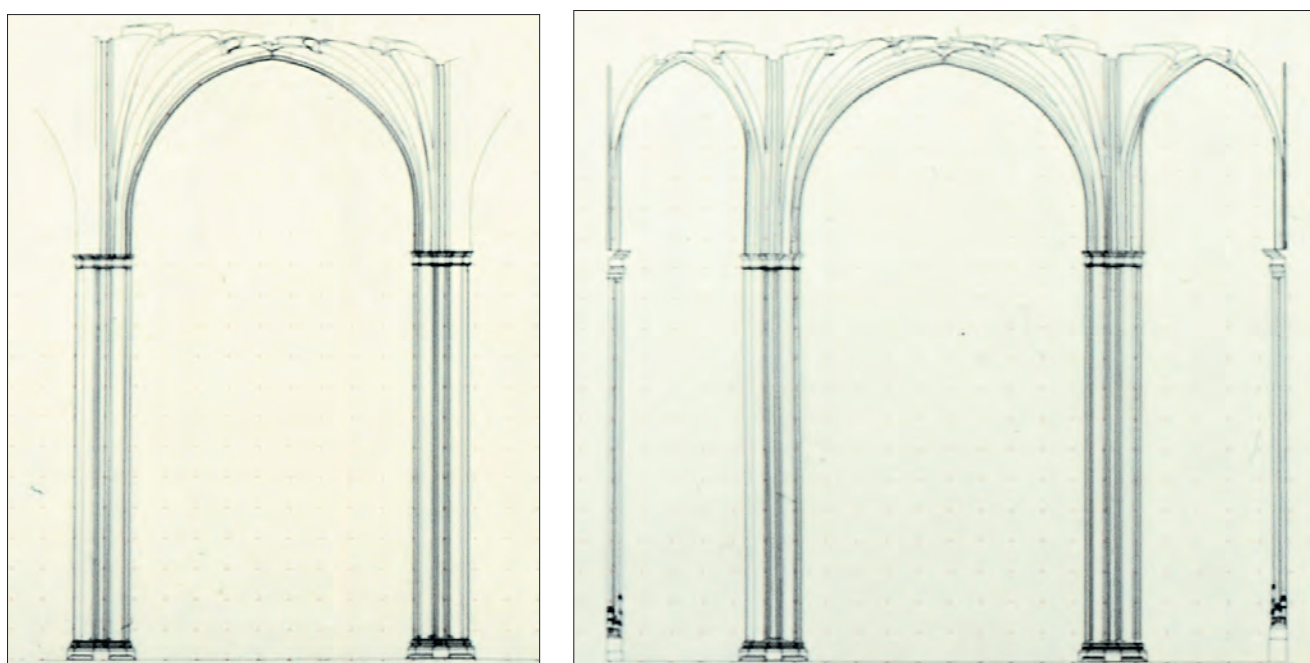


Figura 18. IGLESIA DE SAN SEBASTIÁN DE VILLACASTÍN (SEGOVIA): ACERA PERIMETRAL Y DRENAJE (fotogrametría).

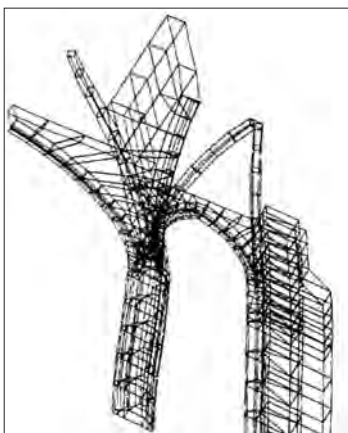
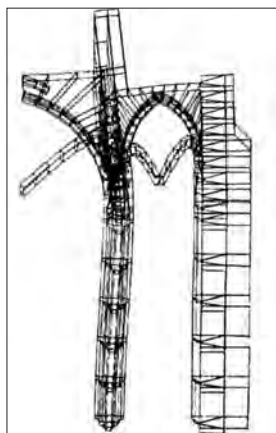


Figura 19. ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL POR MEF (obra del autor y Roberto Corrés Argote [†], 1986).



Figura 20. FACHADA DEL MONASTERIO.

- **Monasterio de M.M. carmelitas descalzas de san José de Guadalajara** (obra del autor, año 2001) (Fig.. 20): Con planta en L, tiene una de sus alas perpendicular al barranco del río Alamín, por lo que ancestralmente ha registrado movimientos de reptación hacia el río. La última construcción aditiva a esa ala fue la capilla de san Juan, de peor calidad constructiva que el resto, evidencia traslados ruinógenos.

La obra consistió en fijar la cimentación al suelo por micropilotaje de pilote metálico y devolver a las fábricas originales su aspecto de ladrillo y morteros de cal, eliminando los enfoscados de cemento que evitaban la transpiración de la fábrica y reforzando la cimentación del ala del río a base de micropilote de pequeño diámetro (105 mm) (Figs. 21 a 26).



21



22



23



24



25



26

Figura 21. ASPECTO DE LA CAPILLA DE SAN JUAN AL RÍO ALAMÍN ANTES DE LA RESTAURACIÓN.

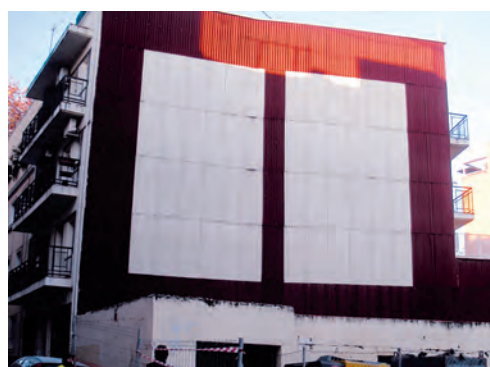
Figuras 22 y 23. MICROPILOTAJE DE LA CAPILLA.

Figura 24. REFUERZO DE CIMENTACIÓN ACABADO.

Figura 25. FACHADAS ACABADAS.

Figura 26. MUROS DE HUERTA INTERIORES RESTAURADOS.

• **Edificio de viviendas en Madrid (c/ Carmen Bruguera, 24)** (obra del autor, año 2011 y en curso): Construido en muro de carga de ladrillo, está ubicado en calle en pendiente y sufre el apoyo del superior, no teniendo edificio inferior en que apoyarse. Ha manifestado patología de deslizamiento, a la vez que el ensayo geotécnico muestra que se apoya sobre una zona de echadizos, por lo que se está procediendo en la actualidad a micropilotar la cimentación en medianería con el solar (Figs. 27 a 30).



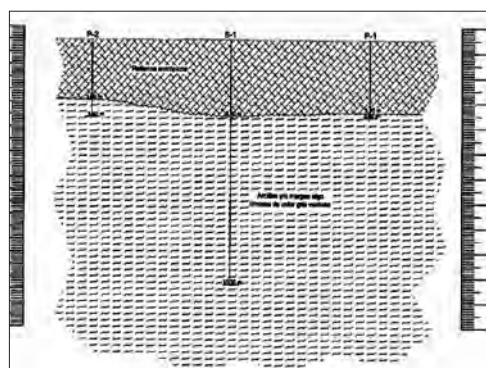
27



28



29



30



31



32



33



34

Figura 27. MEDIANERÍA LIBRE.

Figura 28. FISURAS DE FACHADA DE ASIENTO DIFERENCIAL.

Figura 29. FISURAS DE ASIENTO UNIFORME.

Figura 30. SECCIÓN DEL SUELO (Geotécnico I.T.C.).

Figura 31. ELEMENTOS DE MICROPILOTE A COLOCAR.

Figura 32. MICROPILOTE COLOCADO.

Figura 33. MAQUINARIA DE PERFORACIÓN.

Figura 34. VIGA DE CORONACIÓN ACABADA.

Bibliografía

- Choisy, Auguste. *Historia de la arquitectura*. Vol. I: Prehistoria y antigüedad. Vol. II: Arte bizantino y musulmán. Edad Media. Renacimiento. Tiempos modernos. Ed. Víctor Leru, 1970. Buenos Aires.
- Choisy, Auguste. *El arte de construir en Bizancio*. Instituto Juan de Herrera/CEHOPU. Madrid, 1997.
- Choisy, Auguste. *El arte de construir en Roma*. Instituto Juan de Herrera/CEHOPU. Madrid, 1999.
- Colombier, Pierre du. *Les chantiers des cathédrales*. A. y J. Picard. París, 1953.
- Fitchen, J. «A comment on the function of the upper flying buttress in French gothic architecture». *Gazette des Beaux-Arts*, ser. 6, vol. XIV, págs. 69-90. Febrero de 1955.
- Fotchen, J. *The construction of gothic cathedrals*. Clarendon Press. Oxford, 1962.
- García, Simón. *Compendio de arquitectura y simetría de templos*. Impr. Sever-Cuesta. Valladolid, 1991. García, Simón. Biblioteca Nacional de Madrid.
- Heyman, Jacques. «Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica» (recopilación de artículos). Instituto Juan de Herrera/CEHOPU. (Bibl. ETSAM). Madrid, 1995.
- Heyman. *The stone skeleton*. U. Press. Cambridge, 1956. (Ed. española: *El esqueleto de piedra*. Juan de Herrera ETSAM.)
- Heyman, J. *Poleni's problem*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers.
- La Hire, P. *Sur la construction des voûtes dans les édifices*. Mémoires de l'Académie Royale des Sciences de Paris. París, 1712.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. *La reparación de la estructura*. Fundación Cultural COAM, 1998.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. *Acueducto de Segovia. Un método para el diagnóstico de las construcciones*. Ministerio de Cultura, 1992.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. *Máster en restauración de monumentos. La estructura en la historia de la arquitectura*. Universidad de Alcalá de Henares. Madrid, 1996.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. Rehabilitación (serie de 9 tomos. Dirección. Núm. 5: La estructura). COAM, 1984.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. «Las grietas en las estructuras de fábrica. Un procedimiento para evaluar la forma de trabajo de estas». *Informes de la Construcción*, vol. 48, núm. 446, noviembre-diciembre de 1996.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. «Sistemas estructurales en la arquitectura occidental». *Conservación y Restauración*. Junta de Castilla y León, 1987.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. *Procedimientos y técnicas constructivas del patrimonio*. Máster en Restauración de Monumentos. Universidad de Alcalá de Henares. Madrid, 1996.
- Mas-Guindal Lafarga, Antonio-José. *La conservación del patrimonio catedralicio* (vários autores). Ministério de Cultura 1993.
- Mastrodicasa, Sisto. *Dissesti statici delle strutture edilizie diagnosi e consolidamento*. Ed. Ulrico Hoepli. Milán, 1973.
- Beckman, Paul, y Boules, Robert. *Structural aspects of building conservations*. 1985.
- Viollet- Le-Duc, Eugene. *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du XIe au XVIe siècle*. B. Bauge. París, 1854 (Ed. París, 1979, F. de Nobele, 10 vols. Tr. esp. del artículo «Construction» en *La construcción medieval*. Instituto Juan de Herrera. Madrid, 1996).

De los recalces tradicionales a los especiales

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

Dr. INGENIERO DE CAMINOS
CATEDRÁTICO DE MECÁNICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES
E.T.S. DE ARQUITECTURA DE MADRID

1. Los recalces. Antecedentes

Los recalces han existido, desde el origen de la construcción, como un método para reparar daños imprevistos en una estructura o sobrevenidos a consecuencia de modificaciones en los usos, las cargas o el entorno.

En griego ya existía el verbo *το προσθεμελιούμενον* para el refuerzo de cimentaciones, y hay constancia de que se recalzase el templo de Delfos en el siglo IV.

Hasta finales del XIX los conocimientos geotécnicos eran tan limitados que las operaciones de recalce se limitaban a profundizar los cimientos mediante pozos y, en algunos casos, a la construcción de una nueva cimentación más ancha o más profunda. También se conocen intervenciones de mejora del terreno a través del drenaje o el refuerzo mediante hincas de pilotes de madera. Mucho más frecuente era la intervención en la propia estructura, donde los daños eran más visibles, sin preocuparse mucho por las causas de los mismos. Es el caso de los atirantados, la sustitución de fábricas reventadas, los contrafuertes o los desmochados de partes altas.

No siempre los daños eran corregibles a base de recalces, optándose por demoler el edificio dañado y mejorar la solución estructural en la reconstrucción del mismo. De esta forma, por prueba y error, se iba perfeccionando la técnica hasta llegar a soluciones estables en la mayoría parte de las situaciones.

Las referencias históricas sobre recalces son escasas y muy poco detalladas, ya que se trataba de una operación marginal de mantenimiento. En los *Milagros de San Benito* se cita el refuerzo de la parte norte del priorato de Perrecy-les-Forges en 1095, «*ut eadem testudo robustiori superposita fundamento firmior foret*» (Kérisel, 1975). Hacia 1338 se contrataron obras de reparación en la catedral de Wells, construida en terreno pantanoso. También son conocidos los trabajos de fray Giocondo (1433-1515) en el refuerzo y consolidación de las cimentaciones realizadas por Bramante en San Pedro de Roma, así como los de Giuliano de San Gallo en la fachada de la misma basílica hacia 1518, realizando «*pozzi sotto i fondamenti e quelle ripiene di muro fatto a mano*».

Llegando ya al siglo XIX hay información sobre el recalce del puente de Tours mediante inyecciones de cal en 1835. En 1884 se amplió la base del monumento a Washington de $24 \times 24 \text{ m}^2$ a $38 \times 38 \text{ m}^2$. En 1912 se terminó el recalce con base ensanchada sobre pilotes de madera del *campanile* de San Marcos, en Venecia, que se había derrumbado en 1902 (Croce, 1985). Desde 1904 a 1915 se realizaron infructuosas campañas de inyecciones bajo el palacio de las Bellas Artes en Méjico, afectado por asientos del sustrato profundo.

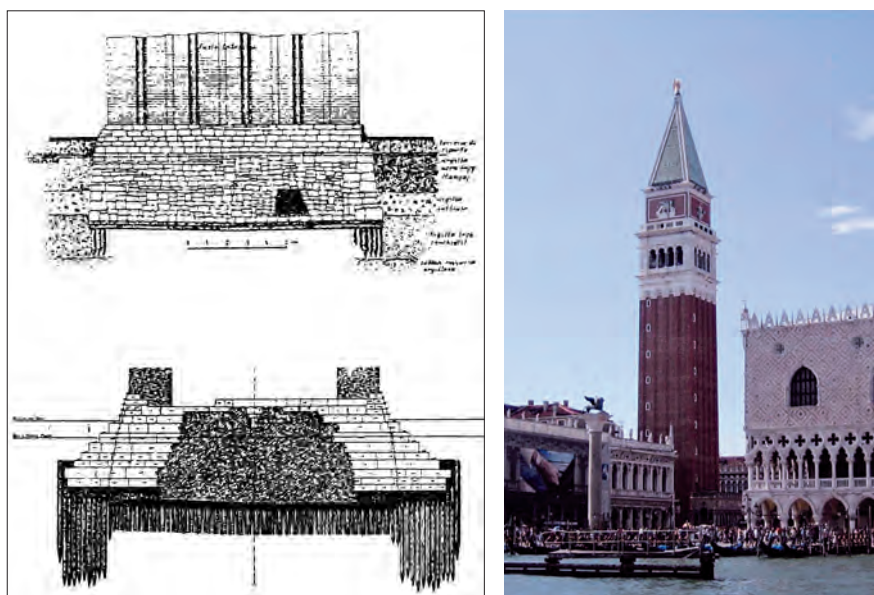


Figura 1. RECONSTRUCCIÓN Y ENSANCHE DE LA CIMENTACIÓN DEL CAMPANILE DE SAN MARCOS, EN VENECIA (Croce, 1985).

Sir Francis Fox realizó a comienzos del siglo XX numerosos recalces de catedrales e iglesias, entre ellas la de Winchester por el sistema de pozos o bataches, en algunos casos con ayuda de buzos para trabajar bajo el nivel freático. En la misma época también se realizaron recalces de la catedral de Estrasburgo.

Hacia 1920 se pudieron los pilotes de madera que cimentaban la catedral de Mainz (Alemania) por descenso del nivel del Rin, realizándose un recalce con hormigón a través de galerías de mina abiertas bajo los cimientos.

Entre 1917 y 1930 se desarrollaron los trabajos de White y Prentis con los pilotes Pretest para recalzar los rascacielos de Nueva York previamente a la ejecución del metro.

Posiblemente las técnicas modernas de recalce comienzan en 1953 cuando F. Lizzi y Fondedile patentan los *pali radice* o micropilotes.

Las soluciones clásicas se circunscribían a unos pocos tipos: a) Ensanche de la superficie de apoyo; b) Profundización del plano de base mediante bataches, eventualmente completadas con acodamientos o arriostramientos entre las cimentaciones individuales.

Una intervención histórica de este tipo, en julio de 1902, fue la ya mencionada del *campanile* de San Marcos, en Venecia, después del colapso del original, que databa del siglo IX. Se mantuvieron las cimentaciones antiguas, pero se creó un zócalo perimetral con 3.000 nuevos pilotes de madera más profundos, de unos 4 m de longitud, trabando la nueva fábrica con la antigua (Fig. 1).

Figura 2. ZUNCHADO CON BARRAS DE TITANIO Y CÁMARA DE CONTROL EN EL CAMPANILE DE SAN MARCOS.

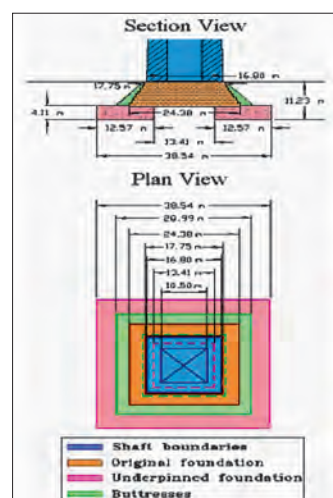
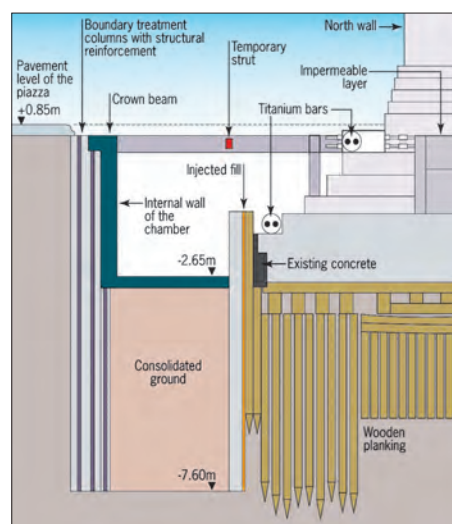


Figura 3. MONUMENTO A WASHINGTON: CIMENTACIÓN ORIGINAL (1848) Y EL RECALCE (1879), JUNTO CON LOS CONTRAFUERTE DE CONEXIÓN (Briaud et al., 2009).

Aunque la antigua torre tenía una inclinación del 0,5-0,8 %, la nueva se construyó vertical. No obstante, con el paso de los años se ha producido una nueva inclinación, detectable a simple vista, y algunas grietas, lo cual se ha atribuido a una irregular transmisión de cargas al terreno por la heterogeneidad de la cimentación y una deficiente trabazón entre la parte antigua y la nueva. Como medida preventiva se ha previsto el zunchado de la cimentación a dos niveles mediante pares de barras de titanio de 60 mm.

Para la ejecución de estos zunchos y su control y mantenimiento ha habido que excavar en torno a la cimentación y prever cuatro cámaras en las esquinas y tres intermedias, según el diseño de la figura 2. (European Foundations, Primavera de 2010).

Una intervención similar fue la realizada en el monumento a Washington. Durante la construcción, iniciada en 1848 y cuando la altura del obelisco era de unos 55,5 m, los asientos ya eran de 1,30 m, por lo que en 1879 se procedió a ensanchar la base de cimentación original de 595 m² (tensión media de 513 kPa) con un marco cuadrado de 1.305 m² (Fig. 3) en una posición más profunda. Gracias a este recalce los asientos se incrementaron sólo en unos 11,5 cm (incluyendo 5,5 cm durante el recalce) cuando se alcanzó la altura final de 169,2 m. La tensión media final quedó en 465 kPa. En el último siglo los asientos adicionales han sido de unos 6 cm (Fig. 4).

Los análisis hechos por Briaud et al. (2009) muestran una predicción bastante ajustada de la curva asientos/tiempo mediante la teoría de la consolidación (Fig. 5) hasta 1900. Posteriormente se están produciendo asientos muy lentos que podrían explicarse por fenómenos de fluencia o consolidación secundaria, rebajamiento general del nivel freático o una reducción progresiva en el valor del coeficiente de consolidación.

No obstante, tampoco puede descartarse una situación similar a la del *campanile* de San Marcos, ya que la conexión entre las dos fases de recalce es bastante deficiente.

Más adelante (epígrafe 11) comentaremos los problemas de transferencia de carga entre una cimentación existente y los elementos de recalce añadidos posteriormente.

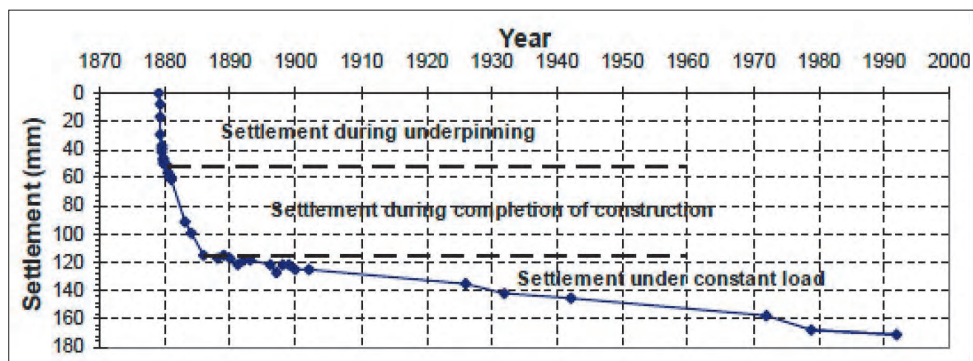


Figura 4. ASIENTOS DEL MONUMENTO A WASHINGTON DESDE EL RECALCE (Briaud et al., 2009).

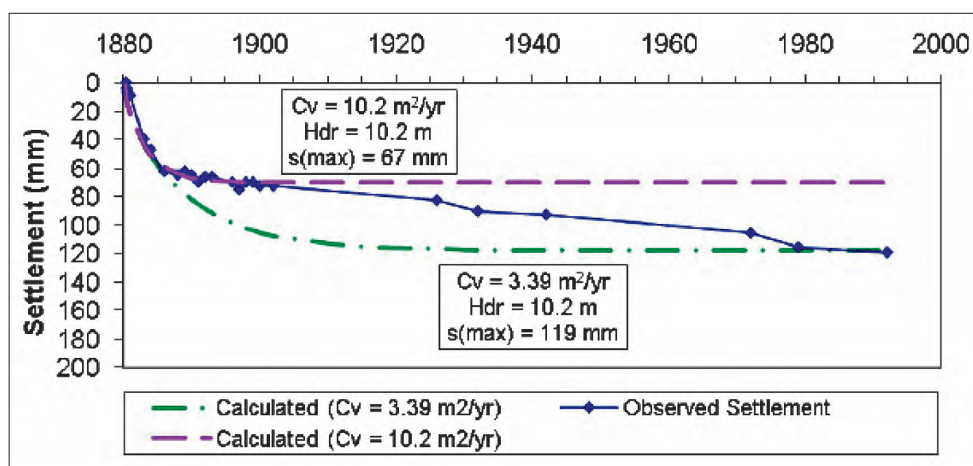


Figura 5. COMPARACIÓN ENTRE LOS ASIENTOS A LARGO PLAZO REALES Y CALCULADOS (Briaud et al., 2009).

En algunos casos se ha considerado más práctico rehacer completamente la cimentación que ensanchar la existente. Esto requiere un apeo de la estructura mediante gatos y un control cuidadoso en la fase de retirada del apeo y apoyo en la nueva cimentación (Figs. 6 y 7). Los recalces por pozos o bataches, buscando un terreno de apoyo de mayor competencia, han sido una alternativa más frecuente a lo largo de la historia (Fig. 8).

En estos recalces siempre preocupó el contacto entre el batache y el cimiento antiguo, por lo que se introducían planchas de cobre, lájas de pizarra, etc. En el caso de bataches de hormigón es frecuente que, por retracción, se formen juntas abiertas entre el batache y el cimiento, lo cual puede corregirse con una cierta presión de relleno a través de bebederos (Fig. 9) o, para más precisión, mediante gatos planos.

Estas soluciones se siguen utilizando en determinadas circunstancias como espacios reducidos, acceso difícil, elementos de configuración complicada, etc. También se emplean en los casos en que no se quiere afectar a las fábricas originales o el batache debe servir como muro de un sótano de nueva creación.

A veces hay que sanear o reforzar los cimientos antiguos, ya que pueden desmoronarse al abrir bajo ellos los huecos de recalce. Es frecuente el «encapsulado» de los cimientos en hormigón o la ejecución previa de una viga de reparto bajo fábricas delicadas. Para ello son útiles los apeos puntuales tipo Pynford (Fig. 10).

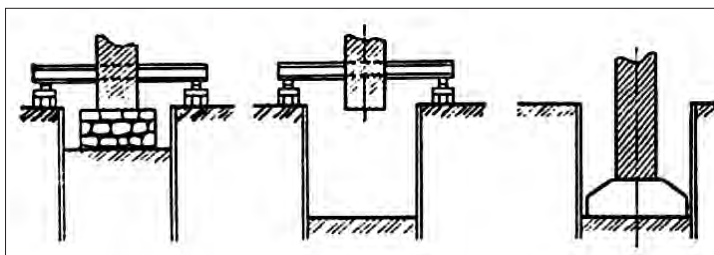


Figura 6. CONSTRUCCIÓN DE UNA NUEVA ZAPATA APEANDO LA ESTRUCTURA MEDIANTE GATOS (Kononov, 1998).

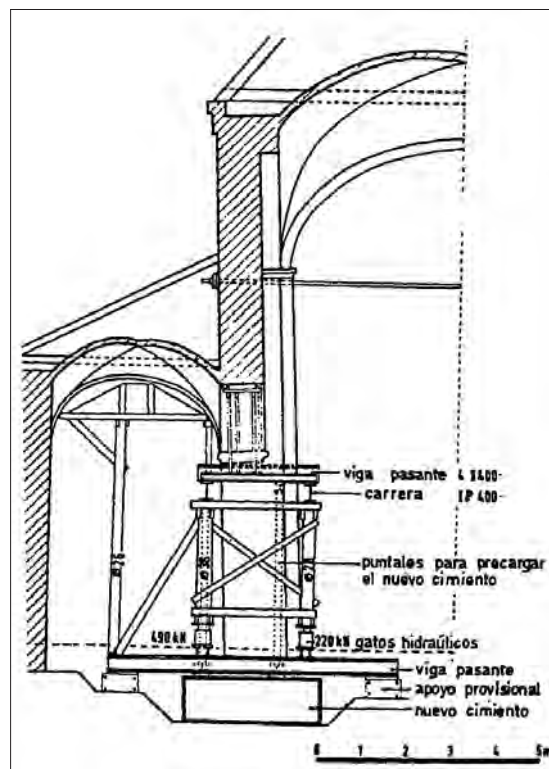


Figura 7. SUSTITUCIÓN DE ZAPATA EN LA MARIEN-KIRCHE DE BAD SEGERBERG (Pieper, 1983).

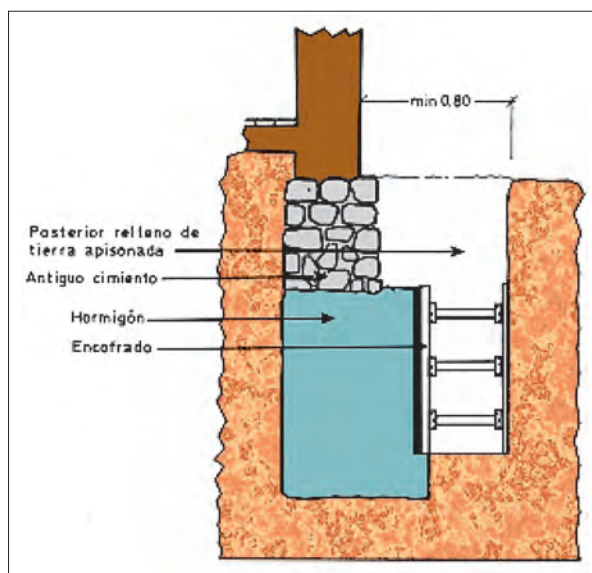


Figura 8. BATACHE TÍPICO.

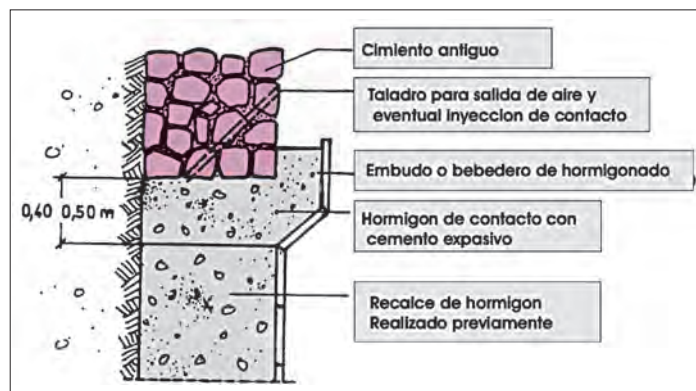


Figura 9. BEBEDERO PARA RELLENO FINAL DEL BATACHE.



Figura 10. APEOS PUNTUALES PYNFORD PARA ENCAJAR UNA VIGA DE REPARTO BAJO MAMPOSTERÍA.

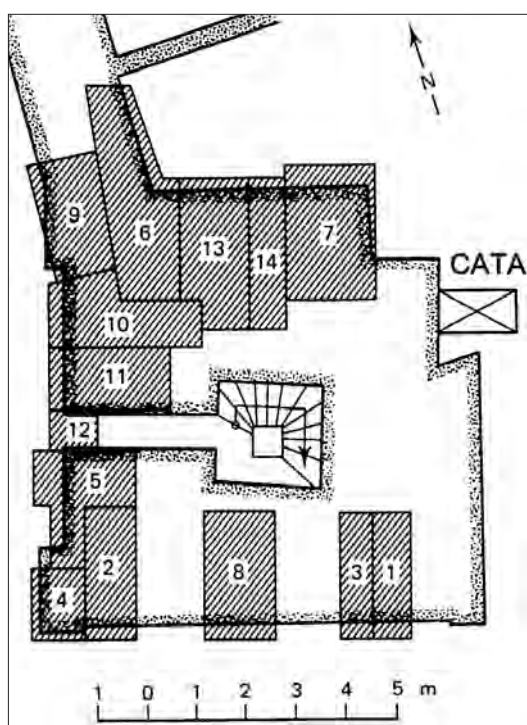


Figura 11. DISPOSICIÓN Y ORDEN DE LOS BATACHES PARA EL RECALCE DE LA TORRE DE BEUTZEN.

Los bataches dan lugar a apoyos puntuales que alteran la forma de trabajo de las fábricas, generando concentraciones de tensiones, cortantes localizados, etc. Cuando existen movimientos no estabilizados pueden incrementarse los asientos diferenciales. El problema del «punto duro» hace necesario que los bataches se ejecuten en un cierto orden y sus efectos pueden estudiarse mediante modelos tridimensionales de elementos finitos.

Este problema también se produce en todos los casos en que se van conectando a la estructura, de forma sucesiva, elementos rígidos, como pilotes, micropilotes, etc.

Es evidente que, si un edificio está sufriendo un asentamiento, la fijación de uno o varios puntos del mismo hace que los asientos posteriores sean diferenciales respecto a dichos puntos, con lo cual aumenta el riesgo de fisuración respecto a la situación original.

Actualmente el problema puede estudiarse mediante modelización numérica del edificio junto con las sucesivas fases de recalce, analizando la aparición de esfuerzos desfavorables en el mismo y dando lugar a la adopción de refuerzos estructurales para evitar daños adicionales.

Existen algunas técnicas que permiten minimizar estos efectos: por ejemplo, repartir los puntos de recalce de manera sensiblemente homogénea en la planta del edificio o diferir hasta la fase final la conexión de los elementos de recalce a la estructura, lo cual es relativamente frecuente en el caso de los micropilotes.

En la figura 11 se muestra la disposición de los bataches en la planta de la torre inclinada de Bautzen (Alemania). Lógicamente, los bataches se disponen en las zonas de mayores asientos, aunque también son las zonas más débiles y en las que la mera excavación de los bataches puede aumentar la inestabilidad.

Figura 12. CONTROL DE MOVIMIENTOS MEDIANTE GATOS EN EL RECALCE DE LAS FACHADAS DE DOS EDIFICIOS AFECTADOS POR LA AMPLIACIÓN DE LA ESTACIÓN DE SOL EN LA LÍNEA 3 DEL METRO DE MADRID.

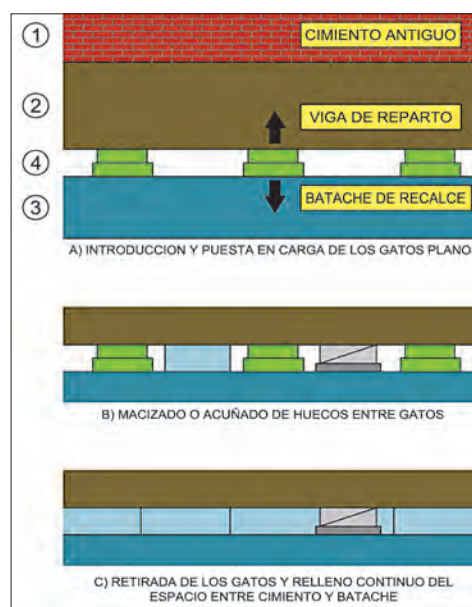
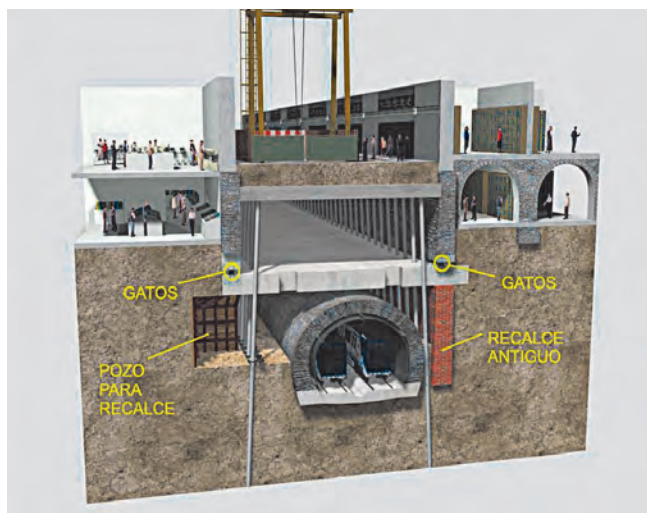


Figura 13. FASES SUCESIVAS EN EL RECALCE DE UN MURO MEDIANTE GATOS.

La entrada en carga de los bataches con asientos controlados puede conseguirse mediante gatos con monitorización de presiones y desplazamientos.

En la figura 12 se muestra un recalce doble con este tipo de control. La estructura de reacción era la losa de vestíbulo, apoyada temporalmente en micropilotes. Una vez realizados los bataches por pozos alternados (futuros hastiales de la nueva estación) se cortaban los micropilotes y se regulaba la entrada en carga con asientos mínimos de los edificios mediante gatos previamente colocados todo a lo largo de la fachada (Fig. 13).

Digamos, no obstante, que la carga en los gatos varió muy poco a lo largo de todo el proceso gracias a la gran rigidez de los muros de ladrillo, que eran de carga.

Los bataches son difíciles de ejecutar cuando el terreno es suelto o existe un nivel freático. En tales casos hay que recurrir a técnicas de pocería con entibaciones cuajadas y agotamiento o, en el límite, a la congelación del terreno.

La congelación es un procedimiento de alto coste y no constituye en sí un procedimiento de recalce o mejora del terreno, pero puede servir para la ejecución de pozos o bataches en terrenos de alta permeabilidad.

No es un procedimiento inocuo, ya que la congelación del terreno supone un incremento de volumen del 10 %, mientras que al descongelarse el terreno pierde resistencia y sufre reducciones de volumen apreciables.

El método es poco eficaz cuando por el terreno circula el agua a velocidades superiores a 2 m/día.

2. Las soluciones modernas

En un artículo anterior (7ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS, Madrid, 2007) se analizaba la «metodología» para intervenciones en cimentaciones, las causas del deterioro y degradación de las mismas, el diagnóstico de la patología observable, las técnicas usuales de recalce y rehabilitación y el proceso de elaboración de un «proyecto de recalce», por lo que no volveremos a incidir sobre estos temas.

a) RECALCES:

- Pilotes convencionales
- Micropilotes
- *Jet-grouting*
- *Deep mixing*

b) MEJORA DEL TERRENO:

- Inyecciones
- Inclusiones
- Drenaje
- Confinamiento

Dejando aparte las intervenciones estructurales, actualmente se dispone de numerosas técnicas para reparar cimentaciones, como son:

En la presente Jornada también se tratan muchos de estos temas en la ponencia de C. Oteo y especialmente la técnica más habitualmente utilizada que es la de micropilotes, por lo que nos limitaremos a exponer algunos aspectos particulares o singulares de determinadas soluciones de recalce.

Hay que admitir que actualmente hay cierta preferencia hacia actuaciones en el terreno en lugar de afectar al edificio con perforaciones o incorporar al mismo elementos extraños.

La mejora del terreno tiene el atractivo de no afectar directamente a la estructura, siempre que el tratamiento pueda hacerse en vanos libres y, oblicuamente, bajo las cimentaciones. Evidentemente, es una solución de menor rigidez, por lo que pueden existir asentamientos adicionales.

Las soluciones «duras» o de recalce convencional no son fácilmente aceptadas en edificios monumentales: por una parte, porque las cargas suelen ser muy

elevadas, y por otra, porque el recalce mediante micropilotes o *jet* implica afectar las fábricas y cimentaciones antiguas, bien mediante perforaciones o elementos de conexión como vigas-aguja, vigas-carrera atirantadas, cajeados, encepados combinados, etc.

De todos modos, la casuística es muy variada y cada caso requiere un análisis detallado de las posibles soluciones. Una diferenciación clara la establece la tipología de la cimentación original, bien sea por zapatas, losa o pilotes, existiendo soluciones muy distintas de unos casos a otros.

3. Recalces con inyecciones

Normalmente se utilizan inyecciones de lechada de cemento en suelos granulares gruesos, aunque también pueden emplearse en suelos cohesivos provocando la apertura de fisuras por la técnica del *claquage* o hidrofracturación. En suelos granulares finos puede intentarse la inyección con microcemento. También son aplicables las inyecciones de impregnación con gel de sílice, pero su empleo no es aconsejable como solución permanente debido al fenómeno de sinéresis o degradación con el tiempo.

Hay que señalar que hasta mediados del siglo XX las inyecciones eran de los pocos métodos disponibles para corregir asentamientos en edificios o estructuras cimentados sobre suelos blandos o en procesos de hundimiento. Se recuerdan los casos de la basílica del Pilar (Fig. 15), el palacio de las Bellas Artes de México... En este último caso se inyectaron más de 7.000 ton de cemento sin que se consiguiera una reducción significativa de los asentamientos, pero al menos se logró una quasi-uniformidad en los mismos (Santoyo *et al.*, 1998).

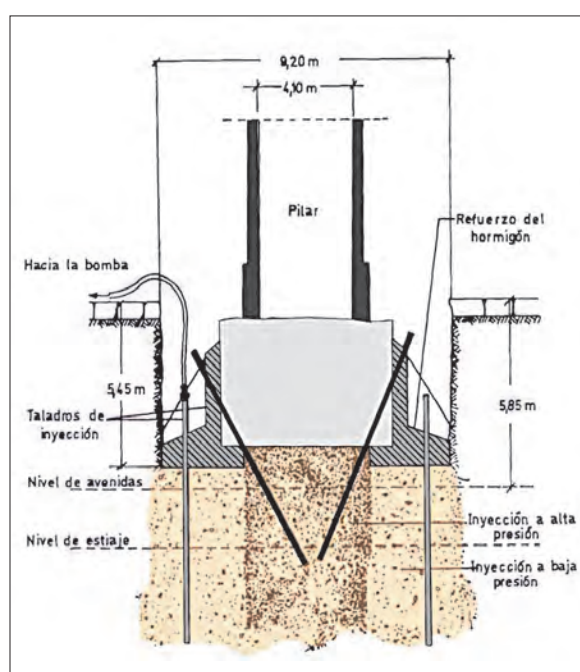


Figura 15. RECALCE DE LA BASÍLICA DEL PILAR MEDIANTE INYECCIONES.

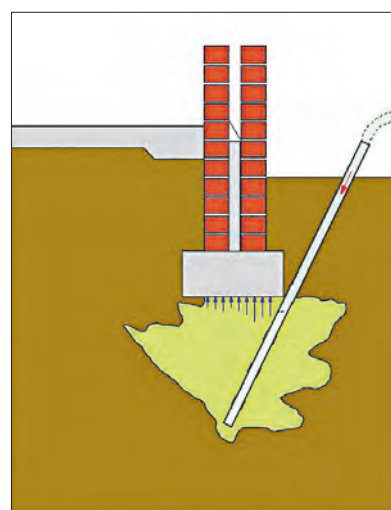


Figura 16. ASIMETRÍA DE DISTRIBUCIÓN DE LA INYECCIÓN Y DE LAS PRESIONES BAJO ZAPATA.

En la actualidad las inyecciones se emplean cada vez menos bajo cimentaciones superficiales por requerir un control mucho más cuidadoso que cualquier otro tipo de tratamiento. Resulta casi imposible obtener simetría y homogeneidad en la distribución de presiones bajo la zapata, lo cual puede llevar a inducir giros o movimientos anormales en la misma (Fig. 16).

Estos problemas se corrigen en parte estabilizando la cimentación con los propios tubos de inyección –en este caso, metálicos–, buscando una función semejante a la de los micropilotes (Fig. 17). Es el concepto que se ha seguido en las denominadas «inyecciones armadas».

Los efectos perjudiciales pueden reducirse efectuando las inyecciones a cierta distancia de la base de apoyo de la cimentación, mejorando el terreno que rodea el eventual bulbo de presiones.

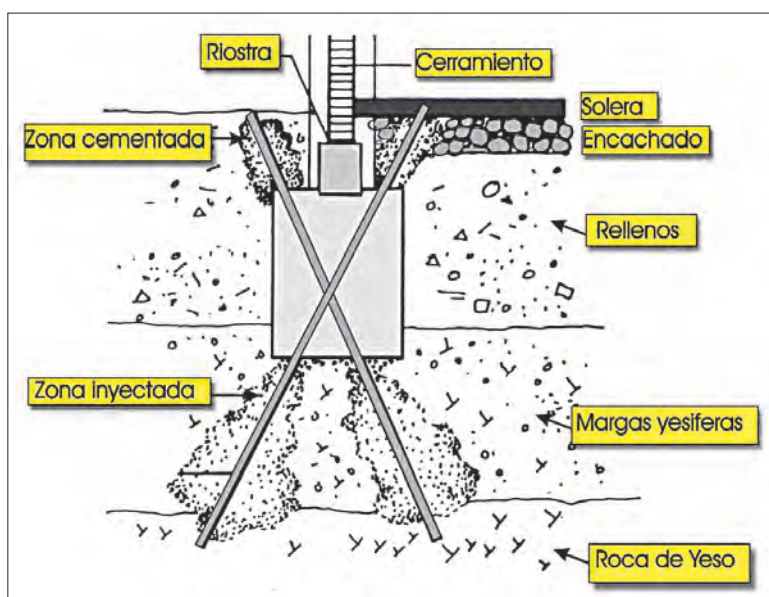
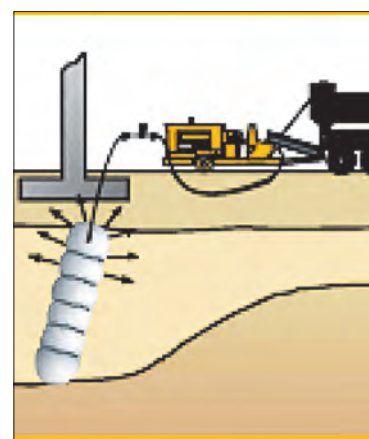


Figura 17. REFUERZO APROXIMADAMENTE SIMÉTRICO MEDIANTE INYECCIONES ARMADAS.

Figura 18. INYECCIÓN DE MORTERO (cortesía de Keller-Hayward Baker).



También parece que puede conseguirse un mejor control de presiones y movimientos mediante el empleo de morteros («inyecciones de compactación») que comprimen el terreno y lo sustituyen parcialmente por un material muy rígido (Fig. 18). Los equipos de inyección son más complejos que en el caso de las inyecciones de lechada y resulta más difícil la aplicación de presiones.

Los problemas se reducen cuando puede conseguirse una distribución simétrica de taladros e inyectar a cierta profundidad bajo el plano de apoyo, con lo cual se dispone de una capa de reparto hasta la base de cimentación y mayores tensiones geostáticas para confinar la inyección.

Una situación de este tipo se dio en la mejora de los aluviones del Manzanares bajo el puente de Toledo (Fig. 19). En este caso los taladros profundos se alternaron con taladros más cortos a través de la fábrica del puente, en los que se inyectó microcemento para mejorar la mampostería.

En zona urbana, cascos históricos de ciudades, etc., existe el riesgo de fugas de la inyección hacia galerías de servicio, saneamientos, sótanos..., a veces con daños que pueden inutilizar algunas instalaciones.

Ante las dificultades de controlar el alcance de la inyección y su localización real, muchos técnicos prefieren el *jet-grouting* concebido como una inyección localizada.

En rellenos y suelos flojos, la mera introducción de una lechada fluida puede provocar el colapso del terreno, con asientos superiores a los que se quieren corregir o evitar, por lo que hay que seleccionar con cuidado los tramos en los que se inyecta.

Los trabajos próximos a la superficie, bajo confinamiento ligero, son bastante arriesgados, ya que un exceso de presión puede dar lugar a fisuras verticales con escapes de lechada, sin llegar a crear una retícula cementada en el interior del terreno. En otros casos las presiones elevadas pueden dar lugar a levantamientos del terreno.

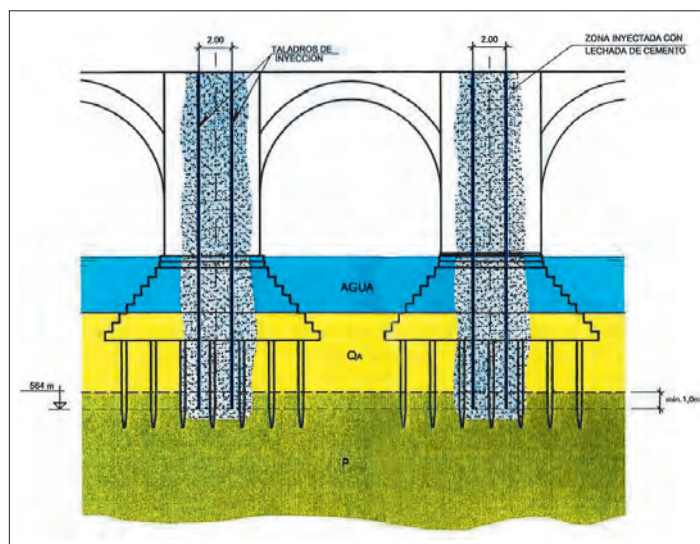


Figura 19. INYECCIONES DE REFUERZO DE LA FÁBRICA Y DEL TERRENO ALUVIAL BAJO LAS PILAS DEL PUENTE DE TOLEDO (MADRID), PREVIAS AL RECORTE PARCIAL DE LA CIMENTACIÓN.

4. Recalces con *jet-grouting*

Es un sistema que se ha desarrollado mucho en los últimos años, pudiendo conseguirse columnas de elevada resistencia y dimensiones prácticamente en cualquier tipo de terreno. Sin embargo, su progresión como sistema de recalce se ha visto limitada por:

- Requerir una instalación de cierta envergadura.
- Difícil control de movimientos.
- Condiciones de apoyo diferenciales a lo largo de los trabajos.
- Difícil conexión con la estructura.

A efectos de dimensionamiento, con *jet-1* o con *jet-2* pueden utilizarse los valores conservadores siguientes:

SUELO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE (f_c)	MÓDULO DE DEFORMACIÓN (E_m)
GRAVAS	14 MPa	$1.200 \sqrt{f_c}$
ARENAS	9 MPa	$1.000 \sqrt{f_c}$
LIMOS	6 MPa	$800 \sqrt{f_c}$
ARCILLAS	4 MPa	$600 \sqrt[3]{f_c^2}$

Lógicamente, pueden darse variaciones apreciables en función de la compacidad del terreno original, contenido de cemento, velocidad ascensional y de giro, etc. (véase al respecto la figura 20).

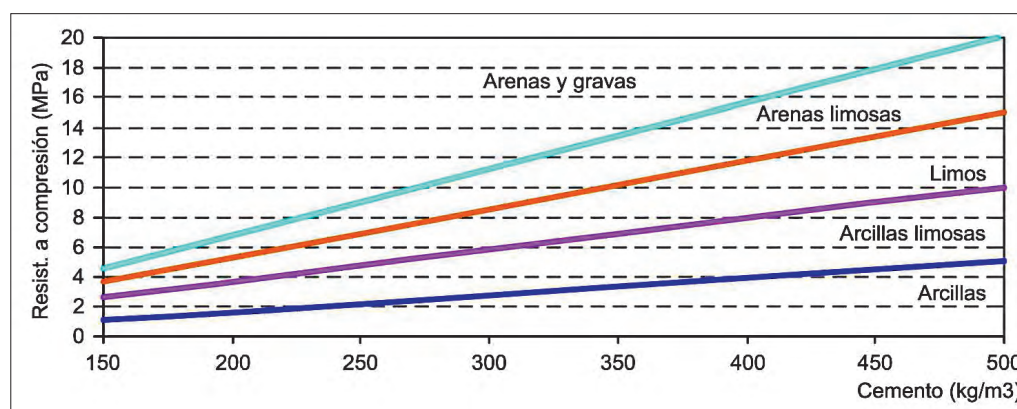


Figura 20. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL TERRENO TRATADO EN FUNCIÓN DEL TIPO DE SUELO Y EL CONTENIDO DE CEMENTO (Menard).

Respecto al diámetro de columnas que puede conseguirse en cada tipo de suelo apuntamos como orientación el cuadro siguiente:

TIPO DE JET	TIPO DE SUELO		
	Arcilla / Limo (m)	Arena limosa / Arena (m)	Grava arenosa (m)
I	0,40 - 0,50	0,70 - 0,90	0,90 - 1,00
II	0,60 - 0,80	1,00 - 1,50	1,20 - 1,60

Es fácil comprobar que la rigidez EI y la capacidad portante del *jet* es muy superior a la de los micropilotes, aparte de la durabilidad, por lo que podría considerarse una buena solución de recalce, aunque no exenta de riesgos para su aplicación en el recalce de edificios.

En estructuras masivas, de gran rigidez, es una buena solución ejecutar las columnas de *jet* a través de la propia fábrica, pudiendo conseguirse, en algunos casos, una mejora de esta. La conexión puede conseguirse introduciendo barras o tubos metálicos por el eje de las columnas (Figs. 21 y 22a).

También pueden ejecutarse las columnas con su eje tangente a las cimentaciones, de modo que el apoyo se consigue con la semisección que entra bajo la zapata (Fig. 22b). En el apartado siguiente veremos soluciones todavía más abiertas, actuando por confinamiento.

En algunos casos de cargas horizontales o inclinadas, o cuando no es posible la perforación vertical, las columnas de *jet* pueden disponerse inclinadas, formando trípodos o caballetes (Fig. 22c).

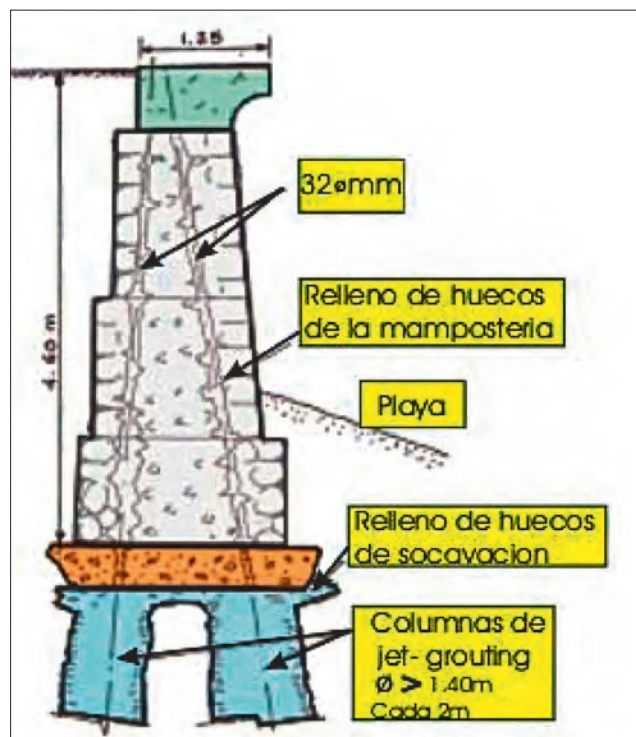


Figura 21. RECALCE MEDIANTE JET-GROUTING DEL MURO DE LA PLAYA DE SAN LORENZO (GIJÓN, ASTURIAS).

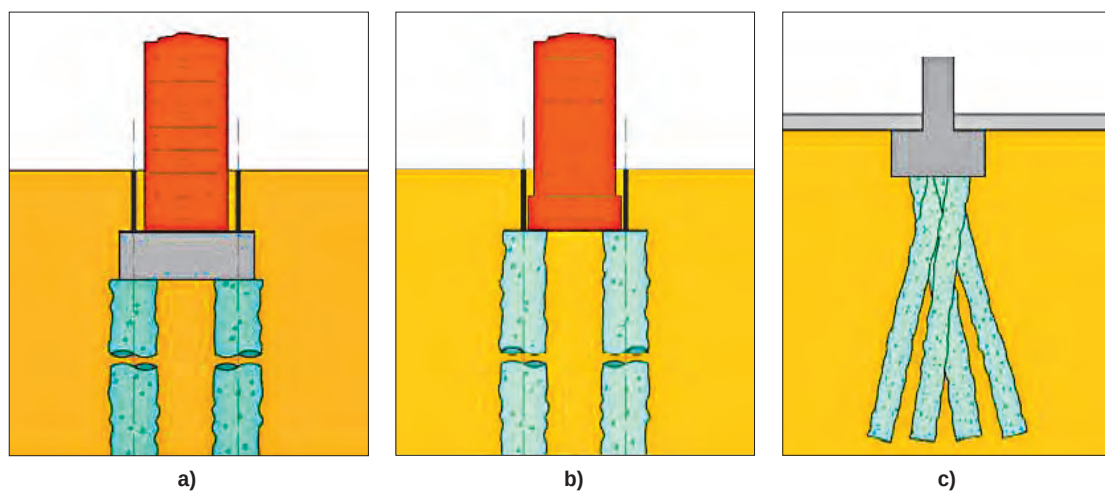


Figura 22. DISTINTAS DISPOSICIONES DE LAS COLUMNAS DE JET EN RECALCES.



Figura 23. HOTEL PENTA EN PRAGA (cortesía de Zakládání staveb, a.s.).

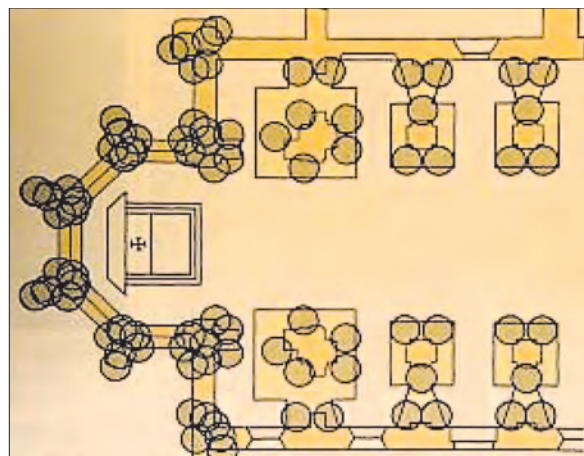


Figura 24. RECALCE BAJO ZAPATAS CON COLUMNAS DE JET.

En principio, el *jet-grouting* es preferible tanto para el recalce de elementos suficientemente rígidos como para puentear las zonas debilitadas por la ejecución de las columnas de *jet* hasta que estas adquieran, por fraguado, la resistencia suficiente. Tal es el caso de losas, zapatas corridas, muros... (Fig. 23).

Los problemas aparecen en el caso de zapatas aisladas, donde usualmente se requieren más de dos columnas (Fig. 24), ya que el apoyo, tanto en el terreno como en las columnas, se va perdiendo y recuperando en forma fuertemente asimétrica, lo cual da lugar a giros en las zapatas y esfuerzos de flexión en los pilares, salvo si estos están convenientemente apeados y descargados, en cuyo caso hay que garantizar, generalmente *a posteriori*, un contacto adecuado con las columnas de recalce.

Debe tenerse en cuenta que, a columna recién inyectada, se ha sustituido un terreno mas o menos competente por un mortero viscoso. Debe evaluarse la incidencia de este debilitamiento temporal de las condiciones de apoyo sobre la estabilidad de las cimentaciones.

Hay que contar con que el tiempo de fraguado de un elemento inyectado o de una columna de *jet* es bastante largo (Fig. 25) y puede darse el caso de que columnas sucesivas mantengan un grado de fluidez suficiente como para transmitir apreciables presiones intersticiales a bastante distancia.

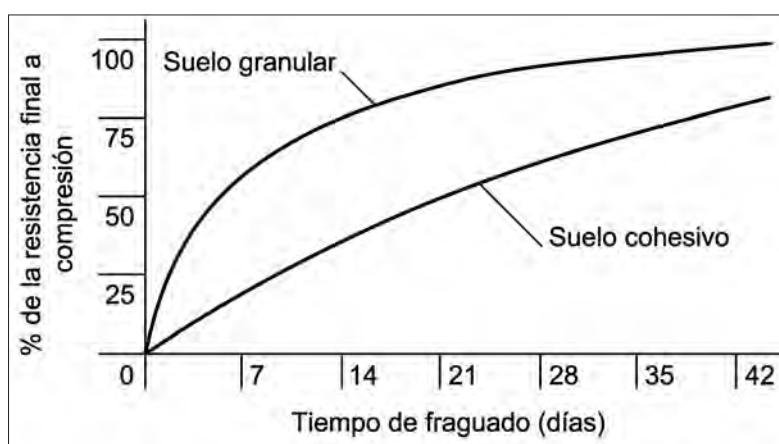


Figura 25. VARIACIÓN DE LA RESISTENCIA DEL JET CON EL TIEMPO (Keller).

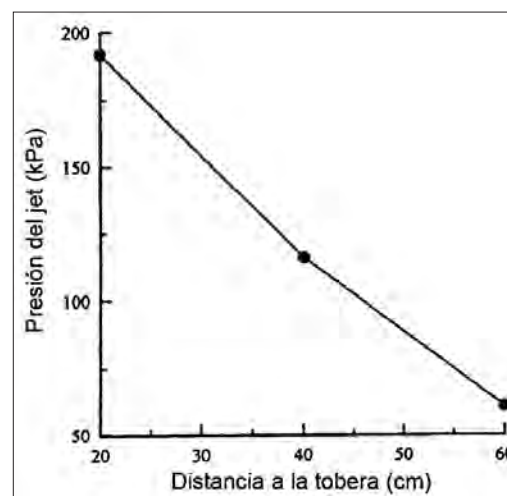


Figura 26.- REDUCCIÓN DE LA PRESIÓN DEL JET CON LA DISTANCIA A LA TOBERA (Wang et al., 1998).

En tratamientos intensivos, con columnas muy próximos hay que tener en cuenta que el *jet-grouting* es un sistema que trabaja con presiones elevadas. Aunque las fuertes presiones del *jet* (400-500 bares) se disipan rápidamente con la distancia a la tobera (Fig. 26), pueden crearse ondas de presión elevada cuando se trabaja bajo el nivel freático. Van der Stoel (2001) ha propuesto la ley:

$$\Delta u = -12 \ln(x) + 35 \quad (\text{kPa})$$

para el valor de la sobrepresión intersticial con la distancia x al borde de la columna de *jet*, en metros.

Es fácil entender que, si coinciden columnas recientemente ejecutadas bajo el nivel freático, la ejecución de una nueva columna puede transmitir presiones a distancias importantes y elevar las estructuras existentes o el elemento que se va a recalzar.

Estos problemas se agravan si se bloquea la salida del rechazo, ya que se pone en presión una gran masa de inyección. Este tema no está adecuadamente resuelto, puesto que el sistema tiene una fuerte inercia y es imposible anular instantáneamente los efectos de la inyección aun cuando se avise de que se están produciendo levantamientos excesivos.

Se conocen numerosos casos de levantamientos de soleras, zapatas, galerías de servicio, etc., incluso a distancias de 10-20 m del punto de inyección. Por supuesto, los efectos aumentan con la energía del *jet*.

La necesidad de evitar levantamientos hace aconsejable cortar o reducir la presión del *jet* en las proximidades del elemento a recalzar, lo cual perjudica el contacto con el mismo, quedando una zona débil que es necesario sanear o rellenar.

No obstante, si la estructura a recalzar es suficientemente robusta (por ejemplo, muros corridos), el *jet* puede continuarse una cierta longitud dentro de la misma, con lo que el contacto *jet*-cimiento es de muy buena calidad. En cualquier caso, es conveniente introducir barras de acero por el eje del *jet* para que actúen como conectores y sirvan de refuerzo frente a cargas excéntricas en el contacto.

5. Confinamiento de cimentaciones

Se ha demostrado teórica y experimentalmente (R. Ortiz, 2001; Martin, 2001) que el confinamiento periférico de una cimentación, con elementos que atraviesen verticalmente el eventual bulbo de rotura o plastificación debajo de la misma, produce un aumento significativo de la capacidad portante por un efecto combinado de zunchado respecto a las deformaciones transversales, transferencia de cargas en profundidad y aumento de la resistencia al corte del terreno por la colaboración de los elementos de confinamiento. En la técnica *off-shore* esta solución es conocida como «*skirted foundations*».

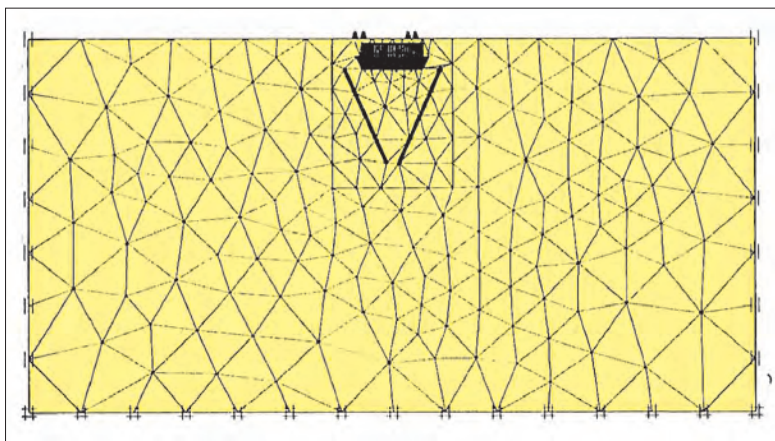


Figura 29. REFUERZO DEL NÚCLEO DE APOYO DE UNA CIMENTACIÓN MEDIANTE MICROPILOTES INCLINADOS NO CONECTADOS A LA MISMA (Babu et al., 2004).

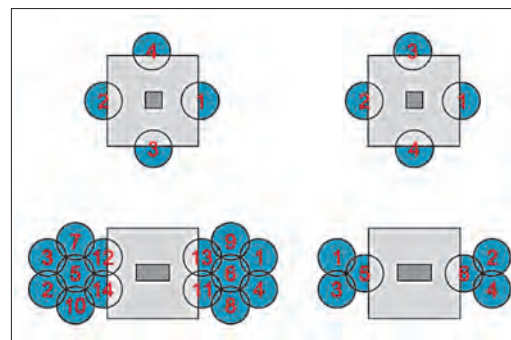


Figura 30. RECALCE POR CONFINAMIENTO LATERAL MEDIANTE COLUMNAS DE JET.

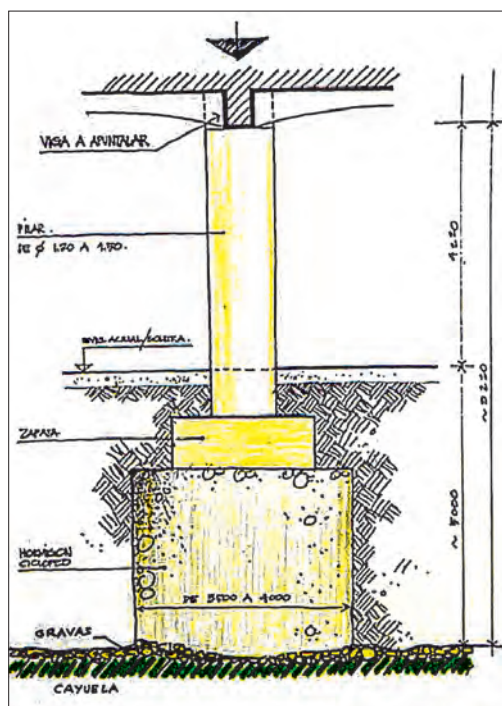


Figura 31. BIDARTE: CIMENTACIÓN ORIGINAL POR POZOS.

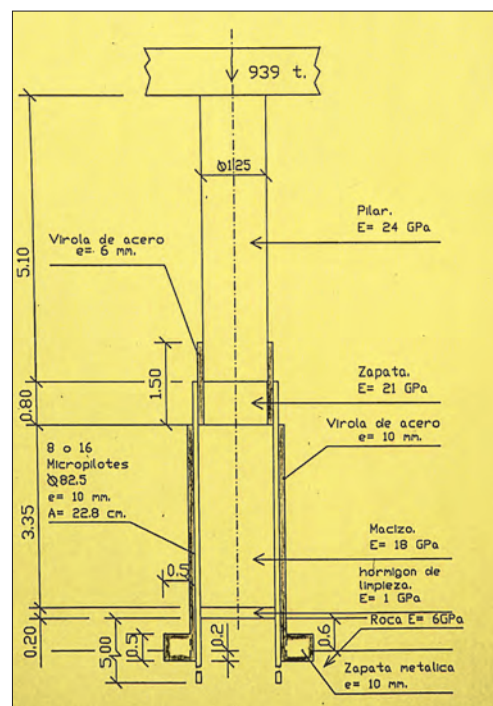


Figura 32. CIMENTACIÓN RECORTADA Y ZUNCHADA CON CHAPAS METÁLICAS.



Figura 33. VISTA DEL RECALCE.

sótanos. La solución fue mejorar con *jet-grouting* el contacto de los pozos con las gravas de base que recubrían la cayuela y después recortar los pozos hasta una sección más pequeña, predefinida por micropilotes (Fig. 32). Según se cortaba el hormigón ciclópeo se iba colocando chapa de acero en torno al núcleo contorneado por los micropilotes, soldándola a los mismos (Fig. 33). Finalmente se colocó en la base una zapata metálica para suavizar las tensiones de contacto con la roca.

6. Enderezado de edificios inclinados

Aunque en bastantes casos se ha optado por «congelar» el edificio inclinado en su posición, sin intentar enderezarlo, en otros puede resultar necesario corregir total o parcialmente la inclinación. Los métodos usuales son:

- Levantamiento del lado más bajo mediante gatos apoyando contra pilotes u otras estructuras de reacción.
- Inyección del terreno en el lado más hundido.
- Extracción de terreno en el lado más alto (subexcavación).

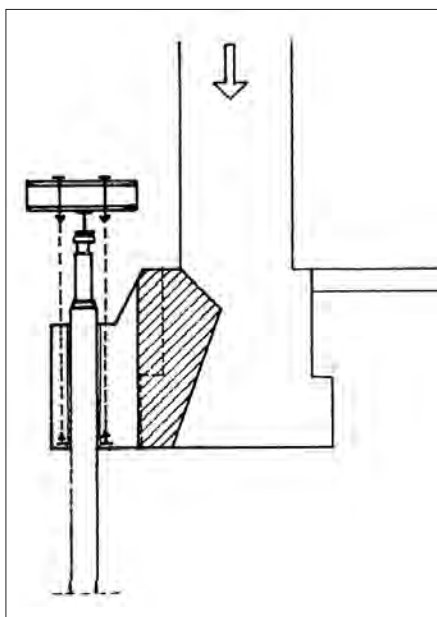


Figura 34. REFUERZO DE BORDE PARA TRANSMITIR CARGAS VERTICALES.



Figura 35. MÉNSULAS ANCLADAS A LA BASE DE UN EDIFICIO PARA RECIBIR LA CARGA DE GATOS APOYADOS EN PILOTES EXTERIORES (Sistema Bullivant).

En el primer caso suele ser necesario rigidizar o reforzar la base de la estructura para que pueda soportar la carga vertical de levantamiento aplicada en su borde (Fig. 34). Por supuesto, la situación ideal es cuando el edificio está cimentado por losa. Si las cargas son ligeras pueden adosarse ménsulas exteriores para aplicar contra ellas los gatos (Fig. 35).

La solución de inyectar se ha utilizado para levantamientos moderados (unos pocos centímetros), ya que el coste de introducir en el terreno volúmenes importantes de lechada es muy elevado. Típicamente son las denominadas inyecciones de compensación que levantan los edificios para compensar los asentamientos que producirán actuaciones futuras, como excavaciones medianeras, paso de túneles, etc.

Una de las primeras realizaciones de este tipo fue llevada a cabo por V. Escario y el autor hacia 1980 para corregir los asentamientos diferenciales de la nave de pescados de Mercado Madrid (Escario *et al.*, 1985).

El sistema puede ejecutarse tanto con taladros verticales como horizontales, pero resulta más eficaz la creación de «losas» horizontales de terreno inyectado, las cuales pueden actuar como un gran gato plano, mejorando la capacidad de soporte del terreno encajante (Fig. 36). Los taladros horizontales tienen el inconveniente de requerir pozos de unos 5-6 m de diámetro para alcanzar la cota adecuada de trabajo.

Es evidente que la compensación es menos peligrosa y más eficaz cuando el edificio está cimentado por losa. Ello ha hecho que en algún caso se hayan solidarizado las zapatas, formando una losa para facilitar la operación de levantamiento y enderezado. El mismo procedimiento se ha utilizado cuando se ha querido levantar edificios ligeros mediante gatos periféricos.

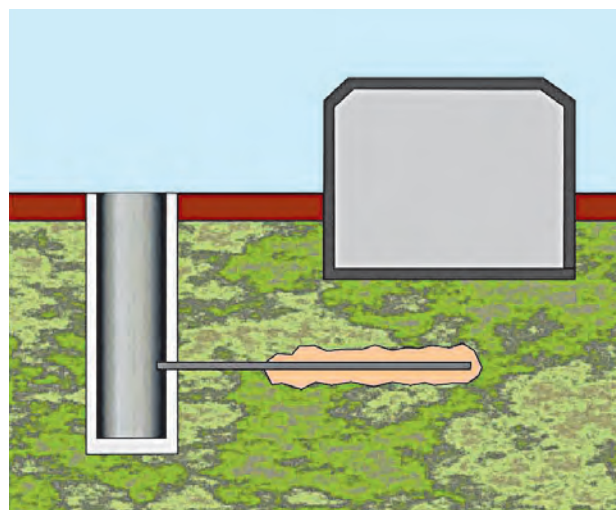


Figura 36. ESQUEMA DE LAS INYECCIONES DE COMPENSACIÓN PARA ENDEREZAR EDIFICIOS.

Tiene cierto interés el denominado «método JOG» o «Jacking of Grout Method» (Tateyama y Arima, 2004), utilizado en Japón para enderezar edificios inclinados por efecto de terremotos. Se accede a la base de la cimentación mediante taladros a través de los cuales se inserta una tubería doble (27 a 34 mm el tubo exterior, y 15 mm, el interior). En una primera fase se introduce por la corona exterior una lechada y por el tubo interior un acelerante, juntándose ambos en la base de la cimentación. La lechada, por impregnación o rotura hidráulica, crea un bulbo inyectado en el terreno. Una vez fraguada la lechada se introduce por el tubo doble otra mezcla de fraguado muy rápido (segundos), la cual se extiende por el contacto cemento-terreno, ya que no puede penetrar en este, ya sellado por la inyección anterior. Esta segunda inyección actúa como una cuña muy eficaz, levantando la estructura. El proceso se maneja desde una central de bombeo múltiple, controlada por ordenador en función de los sensores de movimientos.

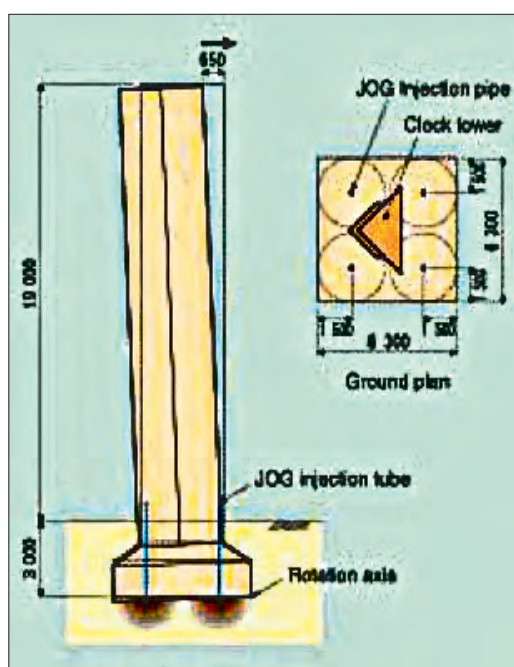


Figura 37. ENDEREZADO DEL CAMPANARIO DE PORT ISLAND POR EL MÉTODO JOG (Tateyama y Arima, 2004).

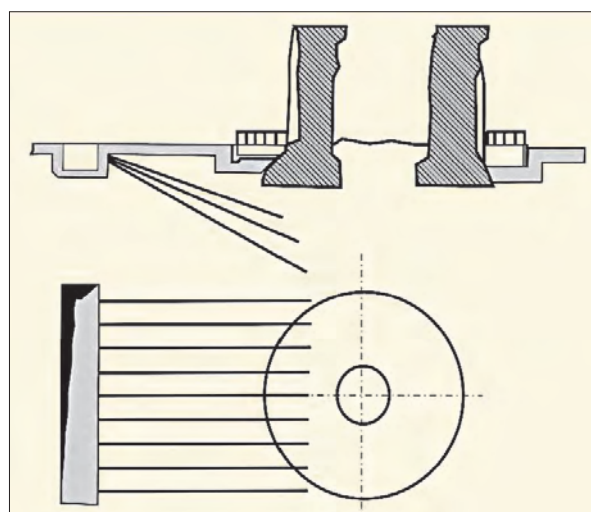


Figura 38. ENDEREZAMIENTO DE LA TORRE DE PISA MEDIANTE SUBEXCAVACIÓN.

El método está especialmente indicado en edificios monolíticos con cimentación por losa, en terrenos granulares de baja compresibilidad, ya que el efecto de «gato» puede perderse parcialmente si el terreno sufre una consolidación adicional.

En la figura 37 se muestra la intervención en un campanario en Port Island, Kobe.

Los métodos de inyección no son eficaces en cimentaciones pilotadas, salvo si se desciende bajo la punta de los pilotes. En un caso estudiado por nosotros la losa de cimentación estaba micropilotada, con lo cual quedaba anclada frente a las presiones de levantamiento de las inyecciones. Se contempló la posibilidad de cortar los micros al nivel de la base de la losa mediante una sierra de hilo de diamante desde zanjas periféricas, así como la inyección de salmueras para favorecer la corrosión de los micropilotes, pero finalmente hubo que desistir de la solución de inyección.



Figura 39. LA CAPILLA DE ST. CHAD EN WYBUNBURY (Cheshire).

St. Chad en Wybunbury (Cheshire) (Fig. 39). La torre, de unos 29 m de altura, tenía un desplome de 1,67 m cuando se llevó a cabo la intervención, excavando unos pozos en el lado más alto de la cimentación y extraer la tierra con ayuda de agua.

La subexcavación también se ha utilizado en la catedral metropolitana de Méjico y algunos otros edificios de la ciudad. La obra de la catedral ha sido mucho más importante y difícil que la de Pisa, aunque ha tenido mucha menos publicidad. Para extraer el terreno y no provocar asientos diferenciales entre muros y zapatas hubo que realizar 32 pozos o «lumbrreras»

El método de subexcavación o extracción de terreno bajo la parte más alta de la cimentación es el empleado finalmente para frenar la inclinación de la torre de Pisa (Burland *et al.*, 2009). La extracción se hace a través de taladros convencionales, en cantidades muy pequeñas y controladas. En el caso de Pisa se reforzó estructuralmente la parte inferior de la torre y se aplicó un lastre de plomo en la parte más alta, como medida inmediata para invertir el sentido del movimiento antes de iniciar los taladros.

Este procedimiento ya había sido propuesto por Terracina en 1962, por lo que dista mucho de ser original.

Por otra parte, el profesor Skempton informó a la Comisión de Pisa de que el sistema ya había sido utilizado por James Trubshaw en 1832 para enderezar la torre de la iglesia de

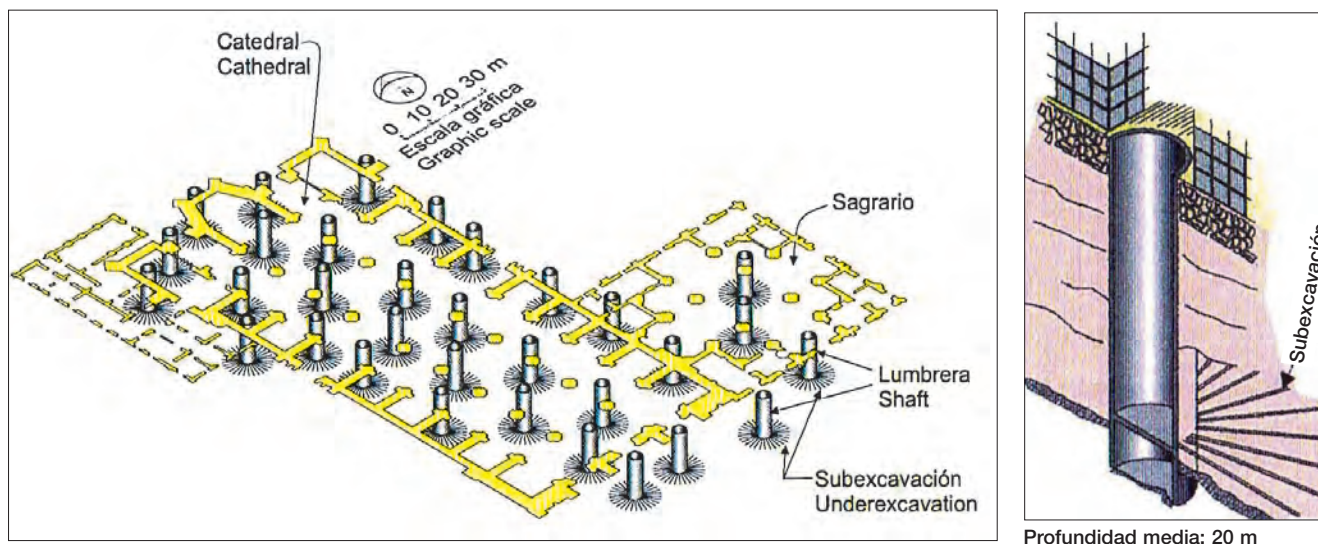


Figura 40. POZOS Y TALADROS RADIALES PARA EXTRACCIÓN DE TIERRAS EN LA CATEDRAL DE MÉJICO.

de 14 a 25 m de profundidad, con rebajamiento del nivel freático (Fig. 40). Desde cada pozo se ejecutaron hasta 50 taladros radiales de 6 a 22 m de longitud para extraer tierras y provocar asientos por el cierre de las perforaciones. Se provocaron asientos de hasta 90 cm en el ábside de la catedral (Santoyo y Ovando-Shelley, 2008).

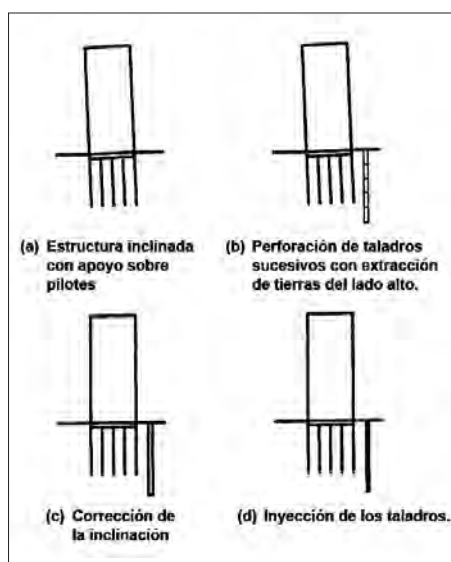


Figura 41. ENDEREZADO DE EDIFICIOS PILOTADOS MEDIANTE EXTRACCIÓN DE TERRENO POR TALADROS PERIFÉRICOS.

un edificio pilotado suele estar motivada por un incremento de cargas (nuevos usos del edificio) o por haberse excedido la carga admisible de los pilotes (manifestada por asientos apreciables), como es el caso del rozamiento negativo.

El rozamiento negativo postconstructivo suele afectar a pilotes hincados a través de rellenos con la punta en un estrato duro o, también, a pilotes perforados con escasa penetración en el estrato duro. Cuando el estrato de apoyo es cohesivo puede recurrirse a la adición de micropilotes siempre que en su perforación no se agrave la saturación o colapso del terreno. Cuando el relleno es de naturaleza granular puede estudiarse la cementación del mismo mediante inyecciones en los metros inferiores más próximos a la punta de los pilotes (Fig. 43).

Una intervención similar puede realizarse mediante *jet-grouting* (Fig. 44). En estos casos hay que tener en cuenta que cierto volumen de terreno se fluidifica, por lo que, si se afecta a la zona de bulbo, los pilotes aislados pueden tener asientos apreciables.

Parece probado que la subexcavación es una solución adecuada cuando se trata de grandes edificios monumentales con una importante historia de asientos diferenciales, en los que interesa una apreciable corrección de niveles y en los que no se dispone de una capa firme de apoyo para los eventuales recalces rígidos, los cuales, por otra parte, deberían absorber cargas muy elevadas.

Algunos autores han propuesto este método para enderezar edificios pilotados (Fig. 41), pero tenemos grandes dudas sobre su eficacia. De hecho, salvo en edificios muy rígidos, pueden producirse distorsiones importantes en la primera crujía adyacente a los taladros periféricos de extracción.

7. Recalce de cimentaciones profundas

Con cierta frecuencia el recalce se plantea para sustituir antiguos pilotajes de madera degradados por pudrición (Fig. 42), generalmente provocada por cambios en el nivel freático. Son conocidas las intervenciones en el centro histórico de Estocolmo donde la pudrición se ha producido por levantamiento eustásico del terreno, aun manteniéndose el nivel freático.

En edificios modernos, la necesidad de recalce en un

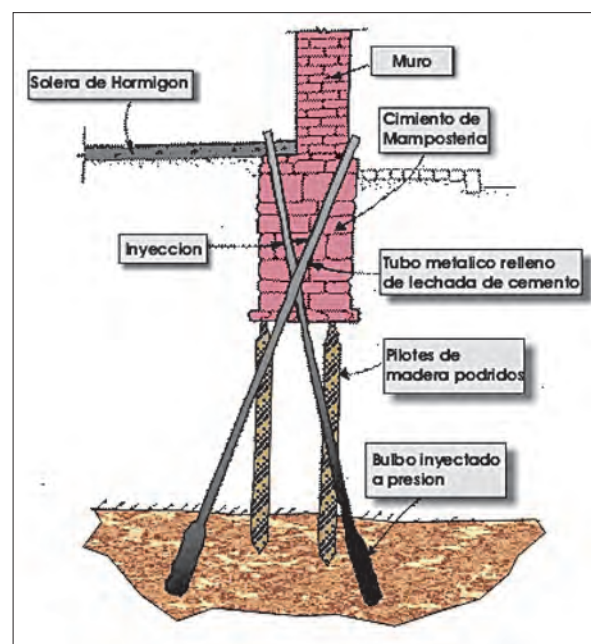


Figura 42.

El riesgo es menor, lógicamente, en grupos de pilotes. Como es sabido la zona de bulbo se extiende 3-4 diámetros bajo la punta del pilote, aunque también hay una contribución en cierta longitud de fuste por encima de dicha punta. Es evidente la dificultad práctica para «acertar» con la zona donde se encuentra la punta de un pilote.

Antes de proceder a estas intervenciones debe considerarse que los fenómenos de colapso rara vez son evolutivos y, una vez eliminada la causa de la saturación o inundación, es preferible consolidar la estructura que seguir afectándola con recalces casi siempre traumáticos.

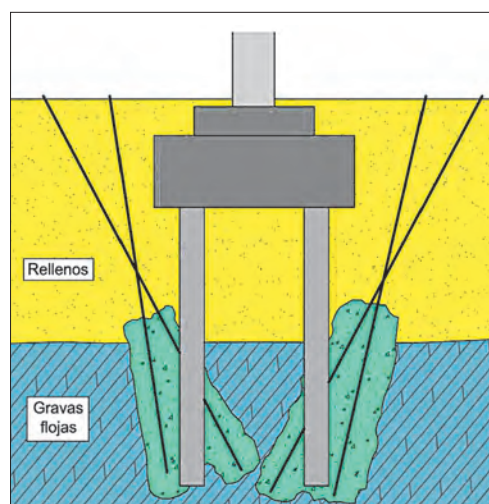


Figura 43. REFUERZO DE LA BASE DE PILOTES MEDIANTE INYECCIONES.

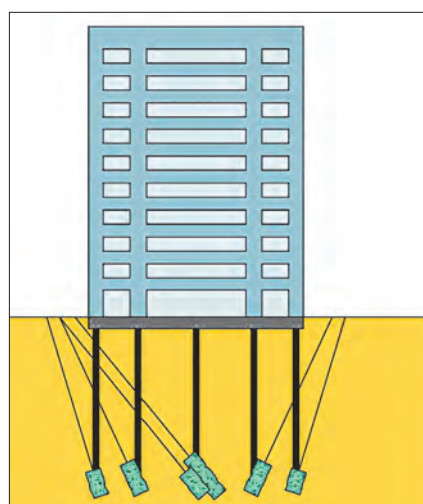


Figura 44. CONSOLIDACIÓN DE LA PUNTA DE PILOTES MEDIANTE JET-GROUTING.

Se conocen casos en los que las inyecciones o el *jet-grouting* han servido para macizar un conjunto de pilotes de madera en deficiente estado transformando el pilotaje en un bloque o pozo de cimentación.

A veces se recurre a atravesar el encepado existente y realizar columnas de *jet* entre los pilotes de hormigón. Si el número y el diámetro de las nuevas columnas son suficientes, puede conseguirse una entrada en carga del pilotaje con deformaciones admisibles.

En algunos casos el recalce se efectúa a través del propio elemento de cimentación, bien sean pilotes o paneles de pantalla, trasladando el plano de apoyo a cotas más profundas, con terreno más resistente. Tampoco es muy extraño el caso en que los pilotes se han quedado cortos y no han llegado al estrato resistente. Por supuesto, se trata de malas prácticas motivadas por atenerse a una longitud prefijada en planos, guiarse por la longitud de la jaula de armaduras ya confeccionada, falta de útiles para perforaciones más profundas, etc.

En estos casos puede recurrirse a ejecutar inyecciones o columnas de *jet-grouting* bajo la punta de los pilotes, atravesando el propio pilote si es accesible. También se pueden ejecutar recalces con micropilotes a través de cada pilote.

En la figura 45 se muestra el refuerzo de un pilotaje mediante confinamiento periférico con columnas de *deep-mixing* y relleno con *jet-grouting* bajo la punta de los pilotes.

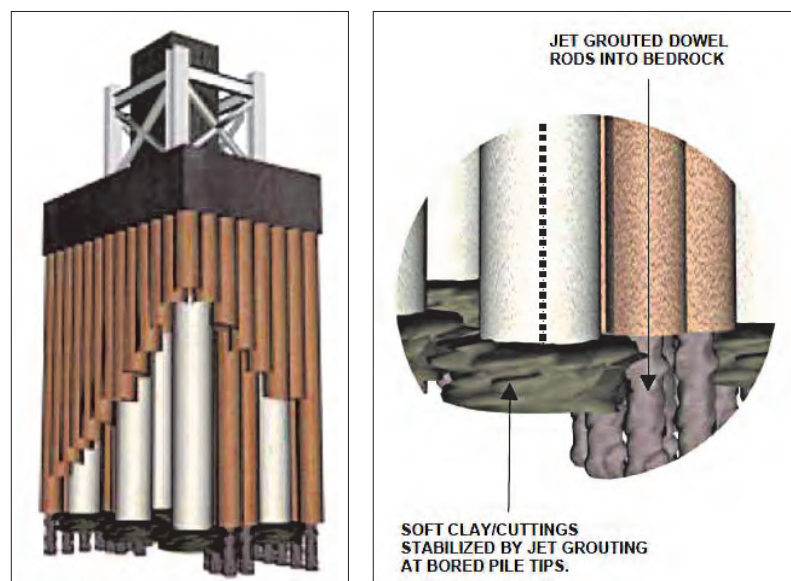


Figura 45. REFUERZO DE PILOTAJE MEDIANTE JET-GROUTING Y CONFINAMIENTO CON DEEP-MIXING. PILA 161, TREN LIGERO, MANILA (Morales y Ono, 2004).

La figura 46 corresponde a la rehabilitación del Grand Palais des Champs-Élysées de París realizada por Soletanche-Bachy, donde los pozos de cimentación realizados en mampostería fueron prolongados mediante *jet-grouting*.

Aunque existe el riesgo de asentamientos incrementales al fluidificar el terreno bajo la punta de los pilotes, el hecho de trabajar con presiones importantes, tanto en el caso del *jet* como en el de las inyecciones, hace que la punta no quede descalzada, sino apoyada en una burbuja de lechada o mortero fluido a presión. La disipación progresiva de la presión se ve compensada con el fraguado de la mezcla.

En otros casos, sobre todo cuando el pilote no permite reparaciones, se ejecutan pilotes exteriores a los defectuosos, puenteando estos con el encepado, si bien ello obliga a ejecutar encepados de canto muy grande.

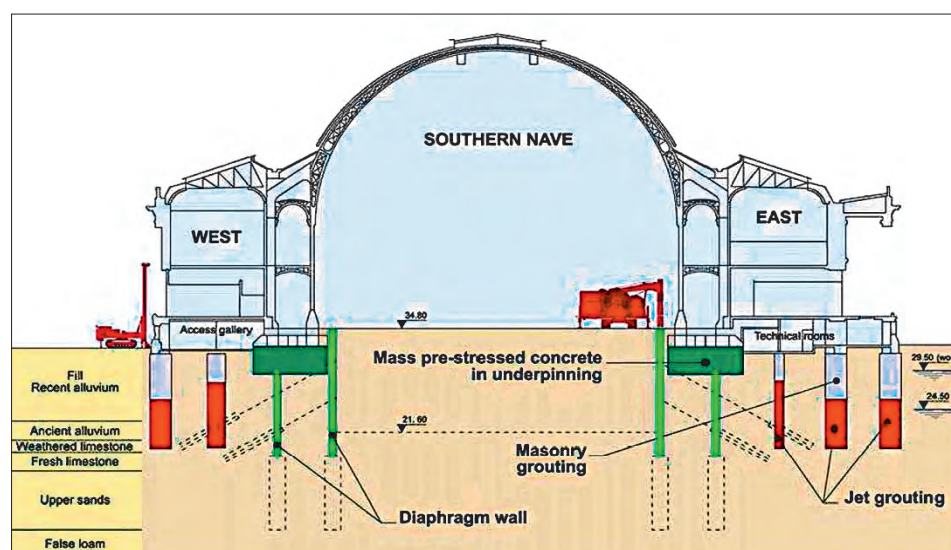


Figura 46. PROLONGACIÓN DE POZOS DE CIMENTACIÓN MEDIANTE JET-GROUTING (Soletanche).

8. Recalces para creación de sótanos

Recientemente se está planteando con bastante frecuencia la necesidad de apea o recalzar edificios en rehabilitación para crear nuevos sótanos, generalmente para disponer de espacio para aparcamientos. Son notables las realizaciones de este tipo en la Casa del Cordón (Burgos) y el palacio de Linares (Madrid).

El recalce de los muros de fachada puede hacerse con pilotes convencionales y vigas transversales, si es posible acceder a ambos lados de los mismos (Fig. 47).

Figura 47. PROLONGACIÓN DE MURO MEDIANTE APEO CON PILOTES Y VIGAS-AGUJA PASANTES.

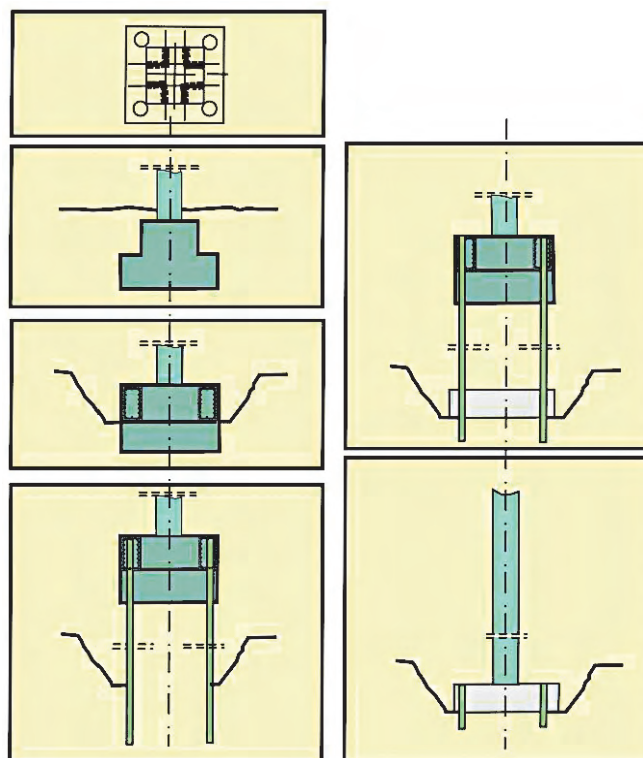


Figura 48. FASES EN LA CREACIÓN DE NUEVOS CIMIENTOS PARA SÓTANOS

a) Cimiento original. b) Encapsulado o refuerzo. c) Ejecución de micropilotes a través del cimiento o adosados. d) Excavación bajo el cimiento antiguo y construcción de la nueva zapata o «losa», que queda micropilotada a su vez. e) Prolongación del muro o pilar. f) Demolición del cimiento antiguo y de los micropilotes.



Figura 49. MICROPILOTES QUE PUEDEN QUEDAR FORMANDO PARTE DEL PILAR DEFINITIVO.



Figura 50. PILARES DESCENDENTES ENGLOBANDO LOS MICROPILOTES DE PROLONGACIÓN DE LA ESTRUCTURA (cortesía de A. Javier Corazón).

En el caso de pilares interiores es necesario crear una nueva cimentación más profunda, demoliendo la existente, y prolongar el propio pilar. El proceso se esquematiza en la figura 48.

Como elemento de apeo temporal suelen utilizarse los micropilotes, los cuales se cortan una vez transmitida la carga a la nueva cimentación para reducir el espacio ocupado, pero también pueden quedar embebidos en el nuevo pilar y como armadura del mismo (Figs. 49 y 50).

En todos estos casos es importante el arriostrado de los micropilotes en las fases de vaciado para evitar el pandeo de los mismos (Fig. 51).

También se pueden utilizar para el apeo provisional columnas de jet grouting, como en el caso de un edificio en Aveiro descrito por Pinto et al. (2001) (Fig. 52).

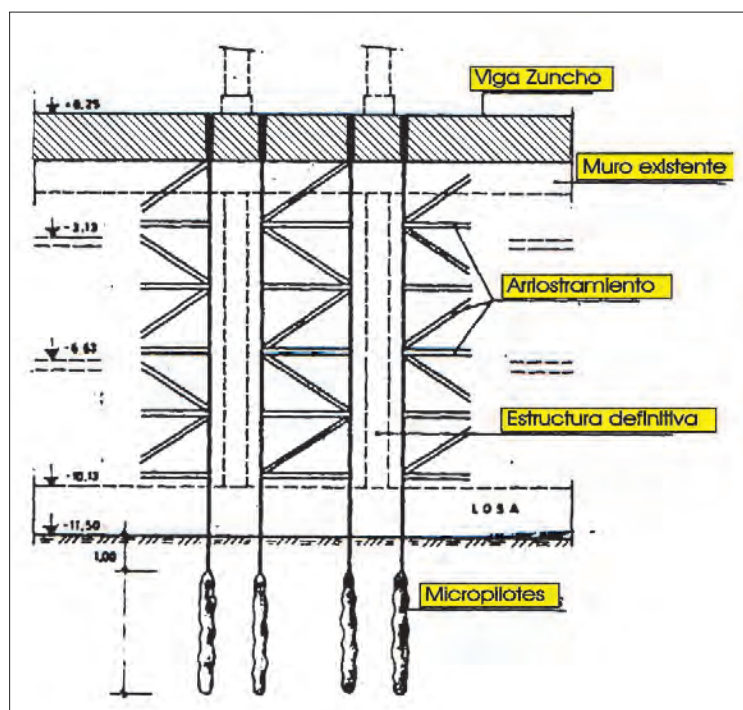


Figura 51. ARRIOSTRAMIENTO DE LOS MICROPILOTES PARA LA CREACIÓN DE UN SÓTANO BAJO LA CASA DEL CORDÓN (BURGOS) (cortesía de Rodio-Kronsa).

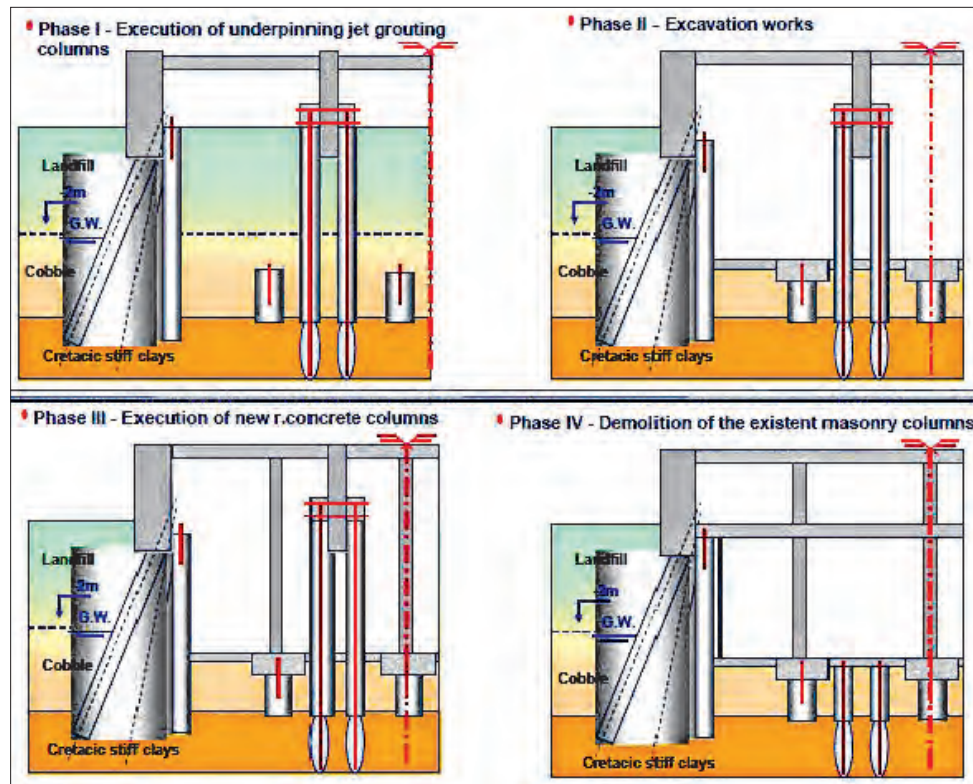


Figura 52. CREACIÓN DE SÓTANOS CON APEO MEDIANTE COLUMNAS DE *JET-GROUTING* E INTRODUCCIÓN DE NUEVOS PILARES (Pinto et al., 2001).

9. Recalces preventivos

Son los que se ejecutan en edificios en buenas condiciones para reforzarlos frente a otras intervenciones en su entorno, como puede ser una excavación adyacente, el paso de un túnel próximo, etc.

Por supuesto, el descalce de cimentaciones medianeras está prohibido por la normativa, pero se realiza con relativa frecuencia en la creencia de que la medianera puede absorber o transmitir la fuerza necesaria para el equilibrio de la zona adyacente. Lo ideal pueden ser los tratamientos preventivos, pero estas actuaciones suelen tropezar con la oposición de los vecinos del edificio a recalzar, que no suelen desear que nadie trabaje bajo sus cimientos.

Las tipologías más frecuentes son:

- Recalce de cimentaciones superficiales mediante bataches (Fig. 53) o micropilotaje.
- Recalce mediante inyecciones (Figs. 54 y 55) o *jet-grouting* (Figs. 56 y 57).

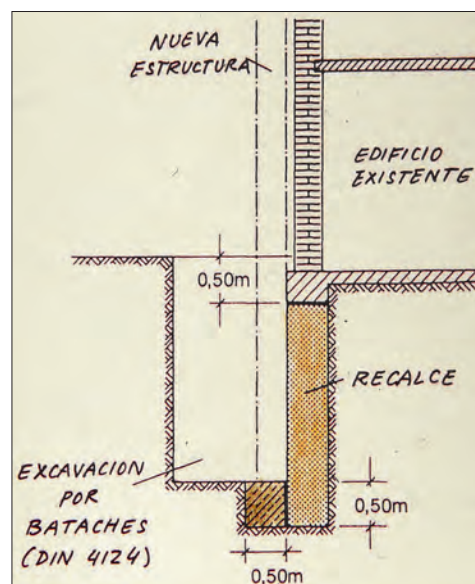


Figura 53. RECALCE PREVENTIVO POR BATACHES.

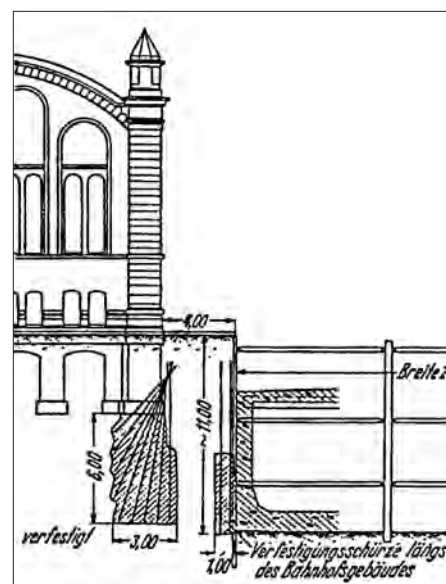


Figura 54. RECALCE MEDIANTE INYECCIONES DE GEL DE SÍLICE (Procedimiento Joosten).

- Mejora del terreno entre el edificio y la nueva estructura, si hay espacio; por ejemplo, mediante pilotes de mortero.
- Barreras subverticales entre el edificio y la nueva excavación, preferentemente mediante micropilotes, para evitar efectos perjudiciales del *jet-grouting*.

Uno de los ejemplos más antiguos del empleo de inyecciones corresponde a la cementación de arenas con gel de sílice, según el sistema patentado por Joosten en 1927 (Braun, 2006) (Fig. 54).

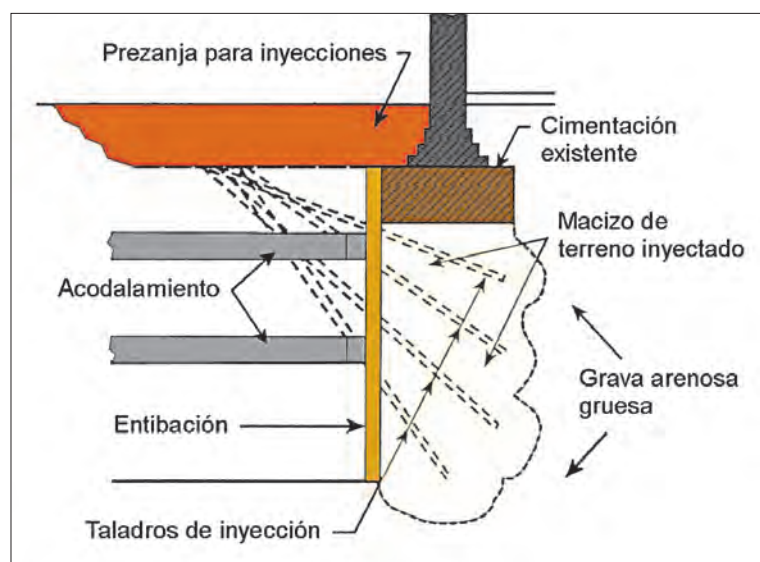


Figura 55. RECALCE PREVENTIVO MEDIANTE INYECCIONES PARA EJECUCIÓN DE UNA EXCAVACIÓN MEDIANERA.

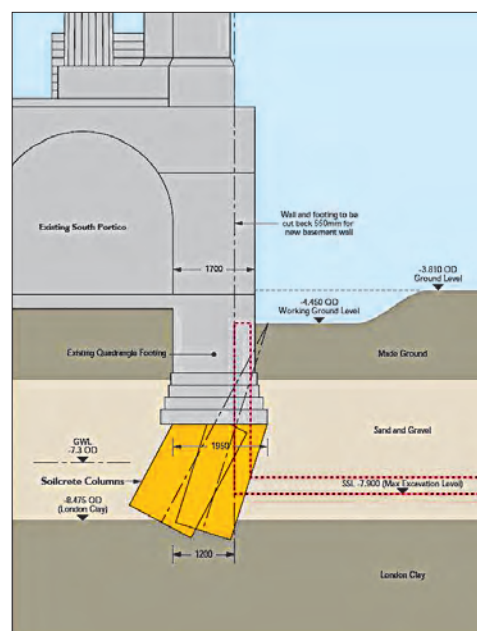


Figura 56. RECALCE CON JET-GROUTING DESDE UN SOLO LADO.

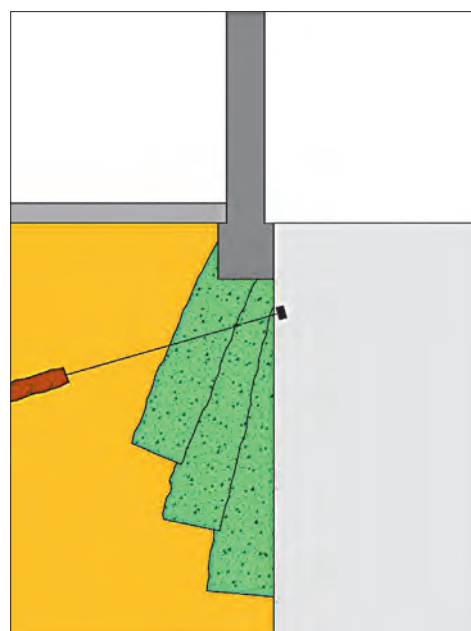


Figura 57. RECALCE CON JET-GROUTING RECORTADO Y ANCLADO PARA EXCAVACIÓN MEDIANERA.

10. Recalces especiales en terrenos carstificados

En general, el *karst* calcáreo es de lenta evolución y se puede localizar previamente a la construcción (aunque muchas veces se tienta la suerte por ahorrar en reconocimientos). Mucho más peligroso es el *karst* yesífero, ya que progresa muy rápidamente y puede manifestarse bastantes años después de la construcción; por ejemplo, por fugas continuadas, alteración del flujo subterráneo, etc. También pueden originarse cavidades por erosión interna en capas no cohesivas.

Las opciones son variadas pero de distinta eficacia y coste. Se puede:

- Rellenar las cavidades detectadas.
- Puentear las cavidades rigidizando la base del edificio o la capa superior del terreno.
- Recalzar el edificio cimentando en un nivel profundo suficientemente seguro.
- Aislar la zona carstificada mediante barreras que impidan el paso del agua al terreno situado bajo el edificio.

Los rellenos son problemáticos, ya que muchas veces no se conoce la red de cavidades y los volúmenes a introducir pueden ser muy grandes. Aparte de reconocimientos espeleológicos, puede ser útil la ejecución de una malla de taladros bajo el edificio intentando detectar los posibles huecos (Fig. 58). Los métodos geofísicos, tomografías, etc., son difícilmente aplicables bajo una estructura.

Con una carstificación moderada puede recurrirse a introducir mortero pobre por bombeo. Existe una importante tecnología de productos expansivos que puede utilizarse cuando no se requieren mejoras de resistencia.

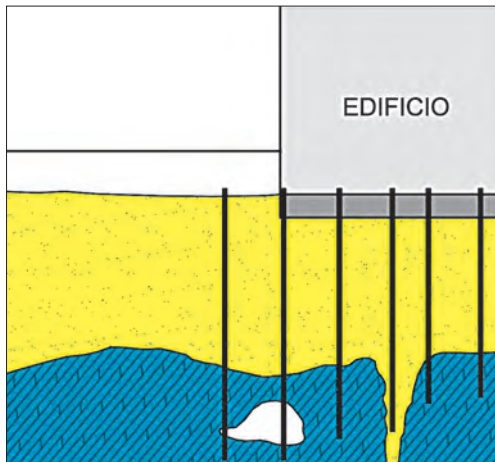


Figura 58. MALLA DE TALADROS PARA LA DETECCIÓN DE CAVIDADES.

El aislamiento mediante barreras (por ejemplo, pantallas de bentonita-cemento) resulta muy caro y difícil de ejecutar en terrenos rocosos o margosos.

El diseño de un recalce supone la localización de una zona de apoyo suficientemente segura por debajo de los niveles cartificados, activos o fósiles.

Los recalces suelen hacerse mediante micropilotes, aun con el problema de atravesar las cavidades en el proceso de perforación y de cementar adecuadamente con lechada el micropilote instalado. Se han utilizado procedimientos diversos, como camisas perdidas rígidas (Fig. 59) o hinchables (Fig. 60), relleno parcial del hueco con morteros secos posteriormente reperforados (Fig. 61), etc.

La mejora de la base del edificio para poder puentear las eventuales cavidades puede hacerse creando una losa conectando todas las zapatas o cementando el terreno bajo las cimentaciones mediante una «losa» de *jet-grouting* o terreno inyectado, preferiblemente dejando como armaduras los tubos de inyección.

Si se conoce con suficiente precisión el perfil del terreno carstificado pueden utilizarse pozos o micropilotes de recalce, según la longitud a atravesar (Fig. 62). El *jet-grouting* puede ser útil para relleno de dolinas o zonas rellenas de derrubios de disolución (Fig. 63).

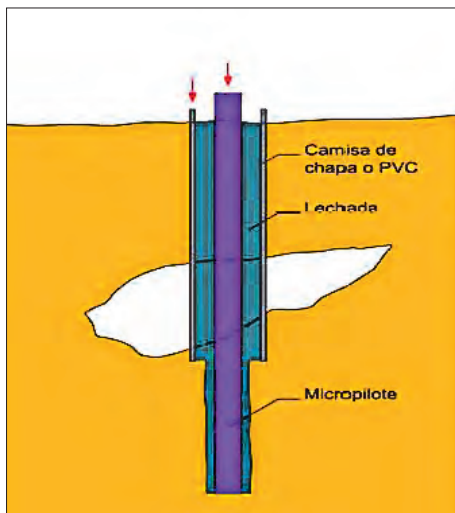


Figura 59. CAMISA PERDIDA.

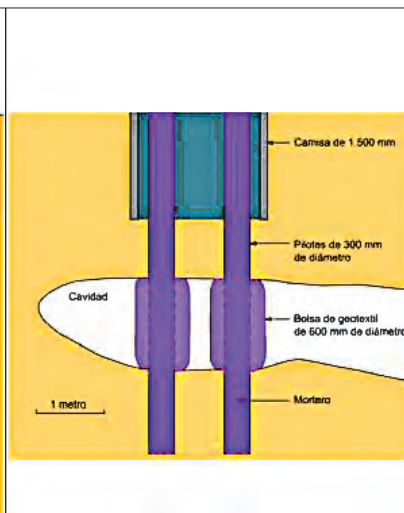


Figura 60. MEMBRANAS HINCHABLES.

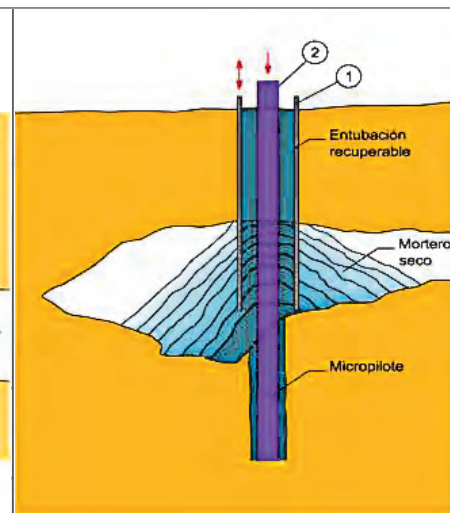


Figura 61. CONO DE MORTERO SECO.

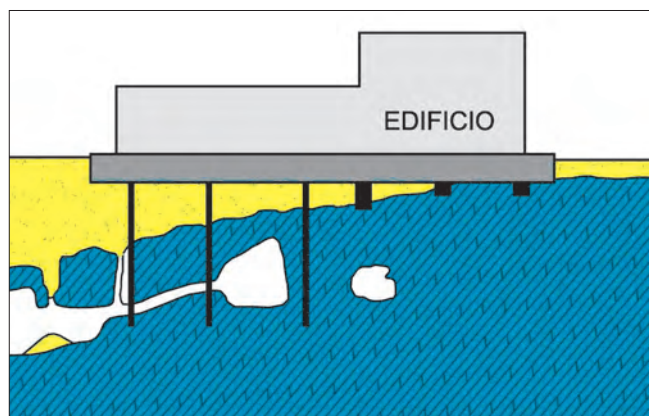


Figura 62. RECALCES DE DISTINTA NATURALEZA SEGÚN LA DISTANCIA AL SUSTRATO FIRME.

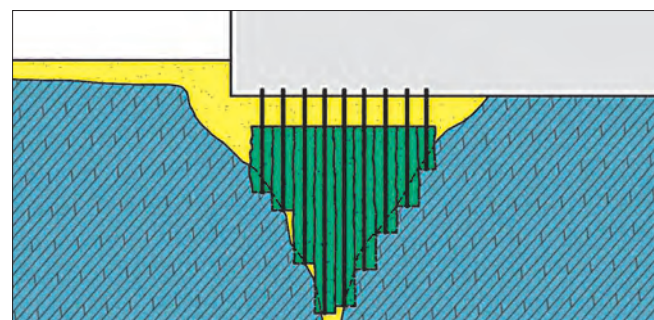


Figura 63. RECALCE PUENTEANDO UNA DOLINA.

11. Asientos asociados a los recalces. Transferencia de cargas

Parece claro que antes del recalce las cimentaciones transmiten al terreno la carga de la estructura, aunque sea a costa de tensiones elevadas o asientos importantes. La adición de elementos de recalce no supone por sí sola un alivio de tales tensiones, siendo necesarios asientos adicionales para la entrada en carga del recalce y alivio de tensiones en la cimentación antigua.

Salvo en los casos de aplicación de nuevas cargas o el incremento progresivo de movimientos, como sucede en las torres inclinadas, los daños, por sí solos no son indicativos de un proceso activo de inestabilidad. Es necesaria una auscultación que confirme la evolución de los movimientos y que permita esperar que estos van a alcanzar valores inadmisibles en un periodo más o menos corto.

En suelos granulares los asientos son bastante rápidos, por lo que los recalces son de escasa ayuda. En suelos cohesivos el umbral de actuación puede quedar dentro del desarrollo de la consolidación, por lo que es necesario estimar si los asientos finales serán admisibles o no para el edificio. Salvo si los asientos excesivos se detectan en el periodo de construcción, es frecuente que se adopte la decisión de recalzar cuando los movimientos residuales esperables ya serían muy pequeños.

En rellenos y suelos colapsables, los asientos bruscos por saturación accidental suelen ser próximos a los máximos esperables, si bien esto depende de la profundidad y extensión de la zona afectada por el colapso. Parece demostrado que nuevos ciclos de saturación producen un incremento de asientos muy pequeño respecto al inicial.

En el caso de terrenos evolutivos, como pueden ser los rellenos orgánicos degradables, los suelos salinos en proceso de lixiviación o carstificación, etc., los recalces suelen estar justificados, ya que la magnitud de los asientos a largo plazo puede ser muy elevada.

Más difíciles de evaluar son los suelos que presentan consolidación secundaria o fenómenos de fluencia o *creep*.

Si el edificio está asentando, pueden darse varias situaciones, cada una de las cuales permite o requiere una actuación diferente, tal como se propone en la tabla siguiente:

VELOCIDAD DE ASIENTOS-MOVIMIENTOS (*)	NECESIDAD DE INTERVENCIÓN
NULA	Reparaciones estructurales y acabados.
1 mm/año	Posible estabilización. Revisión servicios y entorno. Plantear recalce según estado del edificio.
1 mm/mes	Plantear recalce.
1 mm/día	Apeo y descarga. No aconsejable recalce.

(*) Con escasa o nula tendencia a la estabilización.

Puede concluirse que los recalces están asociados a una evolución desfavorable de los movimientos de un edificio, los cuales llevarían a la fisuración, agrietamiento o ruina del mismo. La actuación sólo es posible si los movimientos son pequeños y lentos, ya que es muy peligroso intervenir en un edificio en proceso de ruina o colapso inminente, salvo si se recurre a un apeo integral, controlable según la evolución del edificio.

Además de la necesidad o no del recalce se plantea la dificultad de estimar la carga de dimensionamiento del mismo. Parece claro que, en caso de terrenos evolutivos en los que la cimentación recalzada puede perder contacto con el terreno, hay que contar con toda la carga de la estructura. Igualmente habrá que considerar todas aquellas cargas que vayan a aplicarse después de realizado el recalce.

En los casos en los que la cimentación original no pierde el apoyo sobre el terreno, el problema radica en estimar el reparto de carga entre cimentación y recalce al alcanzar el equilibrio.

En principio se debe diferenciar entre:

- Recalces pasivos, en los que la entrada en carga se produce a costa de asientos adicionales del cimiento antiguo.
- Recalces activos, en los que los elementos de recalce se ponen en carga antes de conectarlos a la cimentación antigua.

El tema de los recalces pasivos ha sido estudiado por diversos autores. Georgiadis y Anagnostopoulos (1997) han analizado el caso en que un recalce de micropilotes o pilotes se ejecuta antes de haberse completado la consolidación de un suelo arcilloso. Para ello utilizan una analogía hidromecánica similar a la de Terzaghi, asimilando a sendos muelles el esqueleto mineral del suelo y los pilotes. En la figura 64 se ilustra el procedimiento, pudiendo observarse cómo la carga soportada por el agua intersticial es transferida muy eficazmente a los pilotes, con pequeños asientos adicionales. Estos asientos vienen dados por la expresión:

$$\Delta p = u_t A / (K_s + K_p)$$

siendo u_t el exceso de presión intersticial en el momento del recalce; A , el área cargada, y K_s y K_p , las constantes de muelle del suelo y de los pilotes. Lógicamente, en las fases finales de la consolidación los asientos serán muy pequeños, independientemente de la rigidez del recalce. Esta rigidez es máxima en el caso de pilotes cortos con la punta en roca o terreno muy firme y puede ser muy baja con pilotes flotantes, solución no aconsejable.

Los autores citados proponen calcular la carga que, a tiempo infinito, produciría el asiento medido en el momento del recalce, dimensionando este para la diferencia entre dicha carga y la carga total. En caso de pilotes flotantes puede reducirse el número de los mismos o su superficie total útil si la estructura es capaz de tolerar algún asiento adicional.

Normalmente la carga transferida a los pilotes o micropilotes es pequeña. Estephan (2003) cita el caso del puente de Piedra de Burdeos, construido en 1880-1921 sobre pilotes de madera que no alcanzaron el sustrato. Para frenar los asientos (del orden de 15 mm/año) se realizó en 1992-94 un recalce con 8 micropilotes por pila. Al cabo de seis años los micropilotes habían absorbido solamente entre el 5 y el 20% de la carga total, pero los asientos se habían estabilizado en velocidades inferiores a 0,5 mm/año.

La situación se invierte en caso de que el recalce se ejecute antes de aplicar nuevas cargas, absorbiendo los pilotes o micropilotes entre el 60 y el 85% de las mismas, mientras que el resto se transmite al terreno por la cimentación original (Han y Ye, 2006).

Existen casos, no obstante, en que los asientos no son atribuibles a procesos de consolidación, sino a causas complejas, si bien la curva asientos-tiempo es bastante semejante. Para prescindir de la evolución de las presiones intersticiales hemos probado un modelo de fluencia clásico con una ley de tipo potencial:

$$\varepsilon^f = \frac{1}{E} D^{-1} \sigma A (t - t_0)^m$$

siendo A y m parámetros del material.

En la figura 65 se muestra la curva asientos-tiempo para una zapata corrida sometida a 400 kN/m de carga. Las cuatro curvas subhorizontales corresponden a la introducción, en tiempos diferentes, de unos micropilotes de recalce (2 por metro) con la punta en un sustrato firme. Para los micropilotes se ha supuesto una longitud eficaz de 10 m y tres calibres diferentes:

MICROPILOTES (D x e)	ÁREA DE ACERO (cm ²)
88,9 x 4,5	11,9
114,3 x 6,3	21,4
140,0 x 2,5	50,0

Curiosamente, las diferencias en la carga absorbida son muy pequeñas, inferiores al 5 %, entre los micropilotes más ligeros y los más pesados.

Las figuras 66 y 67 muestran la transferencia de carga entre la zapata y los micropilotes de rigidez intermedia para un periodo de 10.000 días. En el primer caso los micropilotes se colocan cuando sólo se ha producido el 20 % del asiento «final», mientras que en el segundo el momento de instalación corresponde a un asiento relativo del 60 %.

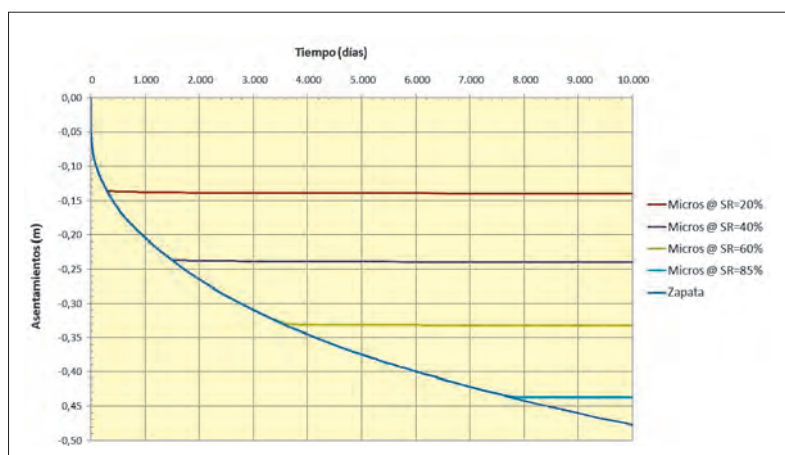


Figura 65. CURVAS ASIENTOS/TIEMPO DE UNA ZAPATA Y DEL SISTEMA ZAPATA + MICROPILOTES PARA INSTALACIONES CON DISTINTOS VALORES DE ASENTAMIENTO RELATIVO (SR).

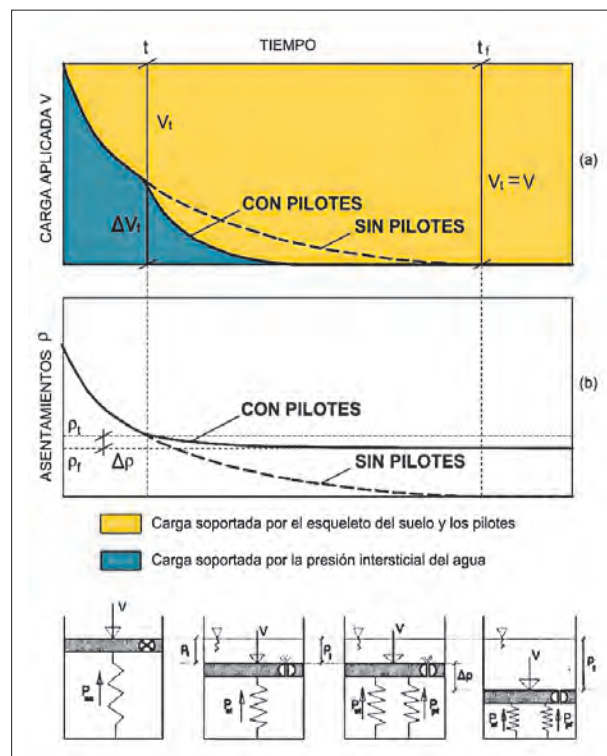


Figura 64. TRANSFERENCIA DE CARGA EN RECALCES DE EDIFICIOS CON ASIENTOS DE CONSOLIDACIÓN: ANALOGÍA HIDROMECÁNICA (Georgiadis y Anagnostopoulos, 1997).

Como resumen, en la figura 68 se representa el porcentaje de la carga total que absorben los micropilotes en función del instante en que se aplican. Como puede verse, la relación es prácticamente lineal, pero la carga transmitida a los micropilotes es muy escasa cuando estos se colocan demasiado tarde.

A pesar de todo, el efecto de «frenado» de los asientos es muy marcado, independientemente de la rigidez de los micropilotes y de su instante de instalación.

Los asientos de entrada en carga de los micropilotes en el caso de la figura 65 varían de 4 mm para la instalación con un asiento de la zapata del 20 % del final a 1 mm cuando el asiento es del 85 %.

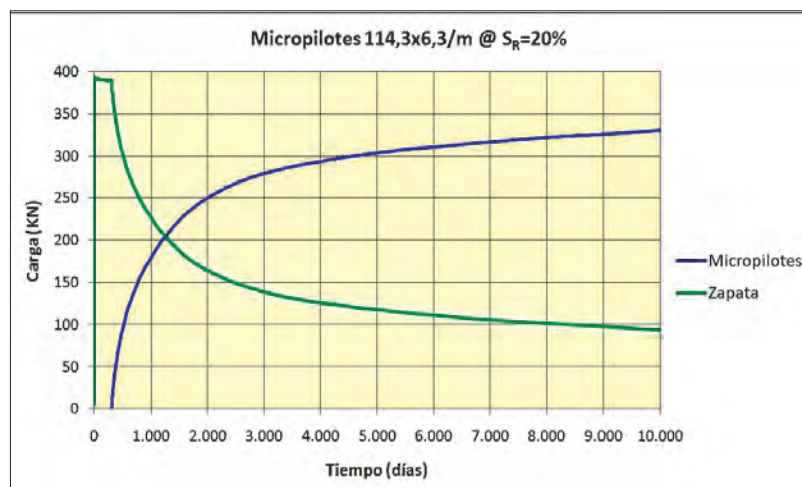


Figura 66. TRANSFERENCIA DE CARGAS ENTRE LA ZAPATA Y LOS MICROPILOTES SI ESTOS SE INSTALAN CON UN ASIENTO RELATIVO DEL 20 %.

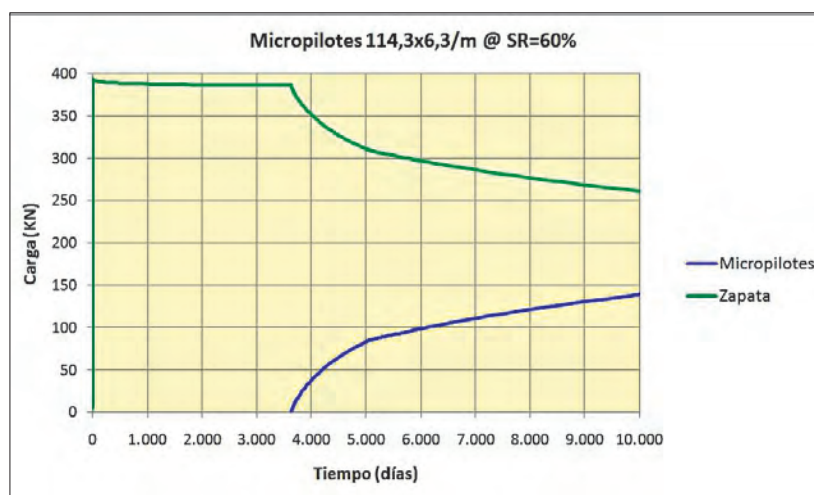


Figura 67. TRANSFERENCIA DE CARGAS ENTRE LA ZAPATA Y LOS MICROPILOTES SI ESTOS SE INSTALAN CON UN ASIENTO RELATIVO DEL 60 %.

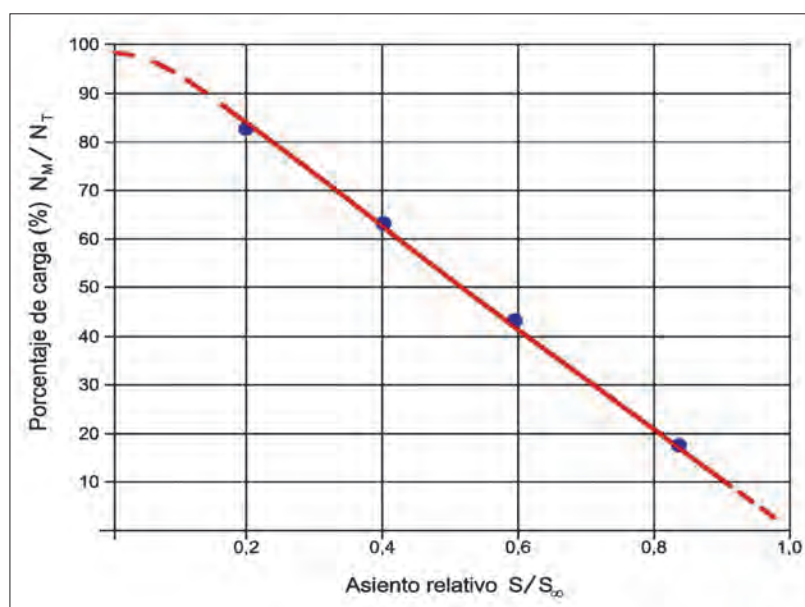


Figura 68. PORCENTAJE DE LA CARGA TOTAL (NT) ABSORBIDA POR LOS MICROPILOTES (NM) EN FUNCIÓN DEL ASIENTO RELATIVO EN EL MOMENTO DEL RECALCE.

Se observa que la carga total en micropilotes + zapata es algo superior a la aplicada. Ello se debe a efectos de rozamiento negativo por el modelo de deformación aplicado.

En el caso de micropilotes flotantes aumentan lógicamente los asentamientos en los micropilotes (Fig. 69), pero la distribución de cargas es bastante similar (Fig. 70).

La situación es algo diferente en cimentaciones pilotadas. Es fácil comprobar que, si los pilotes existentes son robustos, la adición de micropilotes al mismo encepado (o conectados exteriormente) es escasamente efectiva y sólo se aprecia una ligera colaboración cuando los pilotes originales han asentado una magnitud apreciable. (Por supuesto, los micropilotes deben ser bastante más profundos que los pilotes existentes.)

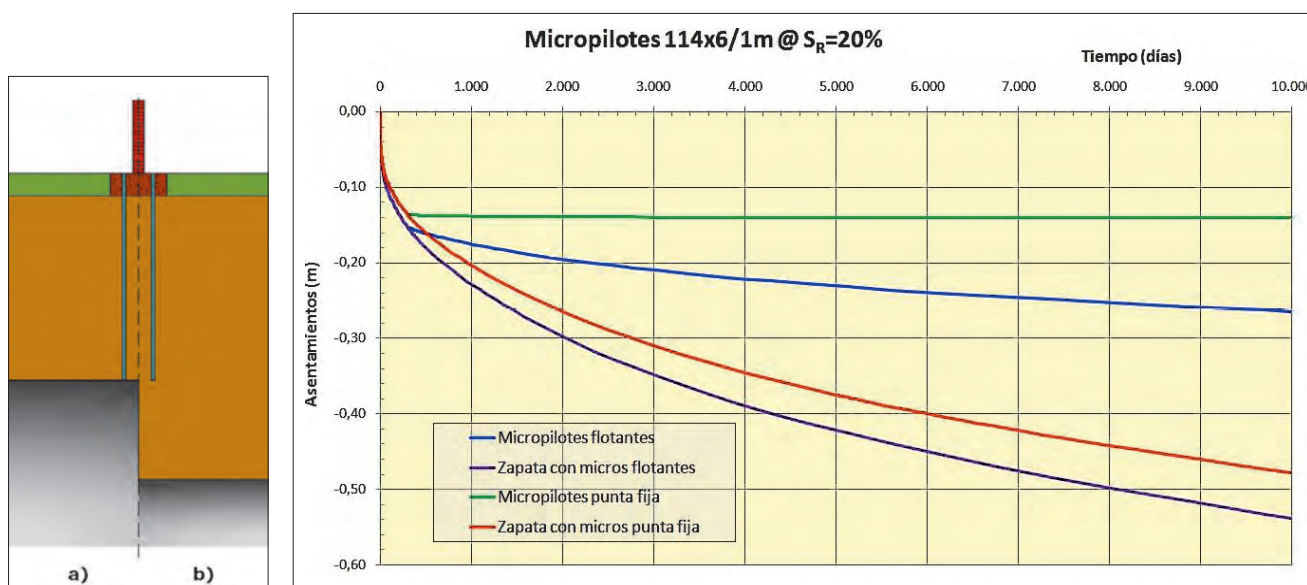


Figura 69. EFECTO DE LAS CONDICIONES DE APOYO DE LOS MICROPILOTES SOBRE LOS ASIENTOS.

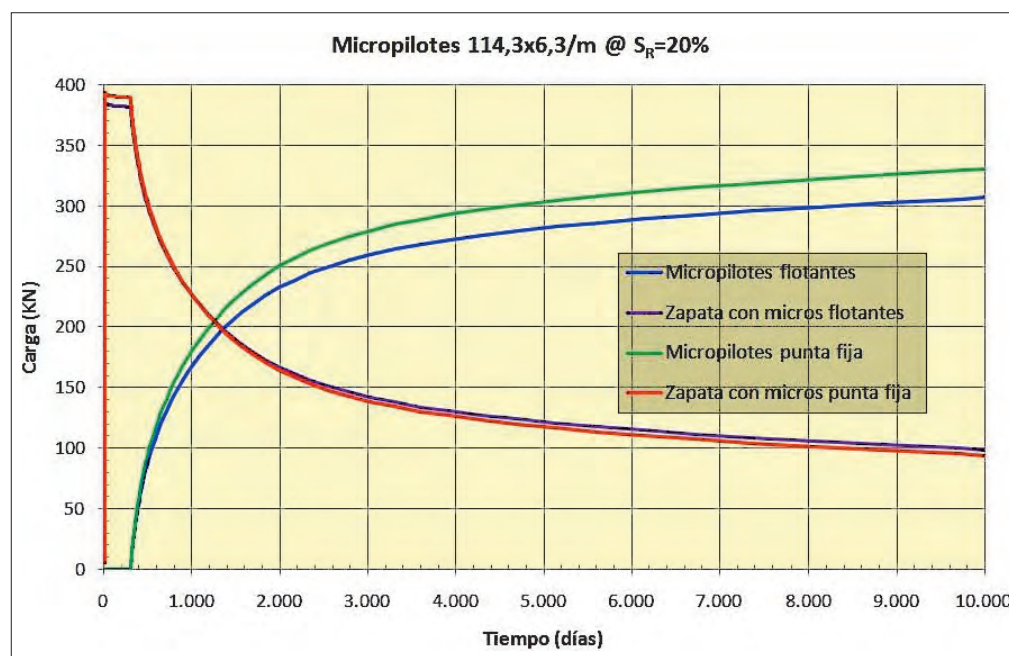


Figura 70. COMPARACIÓN ENTRE LA DISTRIBUCIÓN DE CARGAS PARA MICROPILOTES CON APOYO EN PUNTA O FLOTANTES.

En el caso de la figura 71, y considerando una misma longitud equivalente para los pilotes *in situ* (Φ 1,25 m) y los micropilotes ($A \approx 30 \text{ cm}^2$), se obtiene que los primeros se llevan el 94,8 % de la carga adicional, mientras que los micros sólo absorben el 5,2 %.

Considerando sólo el acortamiento elástico, las cargas están en la relación de las áreas $\times$ módulo de deformación del material:

$$\frac{N_{\text{pilote}}}{N_{\text{micro}}} = \frac{A_{\text{pilote}}}{A_{\text{micro}}} = \frac{E_{\text{hormigón}}}{E_{\text{acero}}}$$

El orden de magnitud del reparto no se altera significativamente si se considera que los pilotes y micropilotes son flotantes en un terreno deformable. No obstante, en casos como el de la figura 71 es difícil plantear un modelo fiable, ya que suele desarrollarse un efecto de grupo.

Los resultados anteriores parecen justificar el empleo de los micropilotes o columnas de *jet-grouting* como recalces pasivos, ya que los asentamientos de entrada en carga son bastante pequeños. Los recalces por bataches también pueden

ser muy rígidos si se alcanza un firme fiable y se asegura un buen contacto entre el cemento antiguo y el batache.

A título de ejemplo, un micropilote 114 × 10 de 12 m de longitud, trabajando como columna, sólo asentaría, bajo una carga de 50 toneladas:

$$S = LN / EA = 1.200 \times 50.000 / 2,1 \times 10^6 \times 32,8 = 8,7 \text{ mm}$$

(Se supone el micropilote enterrado, por lo que se excluye el pandeo, aunque pueden existir deformaciones de segundo orden por defectos de verticalidad, desviaciones del eje, etc.)

Sin embargo, los asentamientos pueden no ser admisibles si a las deformaciones elásticas se suman las de transmisión de cargas al terreno por fuste, por lo que se han ideado diversas soluciones para evitar que estas deformaciones se transmitan a la estructura, transformando el recalce en activo (Figs. 72 a 74).

En algunos países se han empleado con éxito los pilotes tubulares hincados por tramos con ayuda de gatos bajo los cimientos existentes y utilizando estos como reacción. Es una solución muy costosa, con las

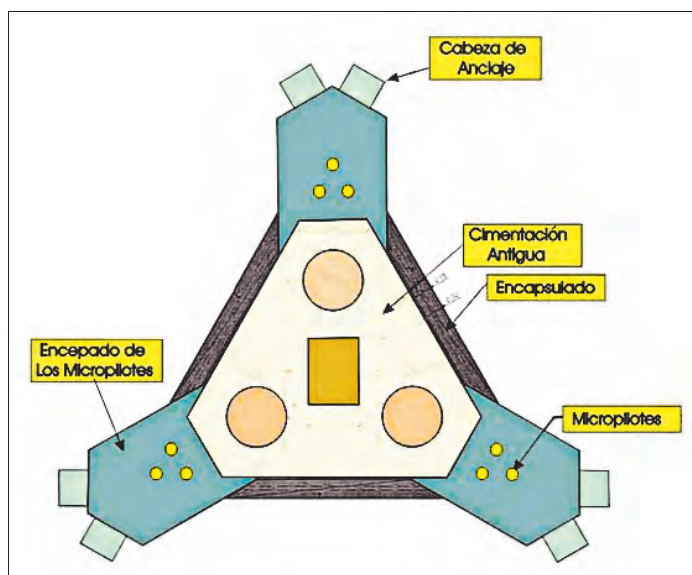


Figura 71. REFUERZO DE PILOTAJE MEDIANTE MICROPILOTES ADOSADOS POR PRETENSADO (cortesía de J. Manterola).

dificultades asociadas a las excavaciones en mina o en pozo para llegar a la base de las cimentaciones.

Los recalces pasivos pueden tener asentamientos importantes en caso de ensanche de cimentaciones superficiales, ya que apoyan sobre el mismo terreno de baja capacidad portante que ha dado lugar a los asentamientos que se quieren frenar o corregir.

Ya se ha comentado en el epígrafe 1 (Figs. 6 y 7) la alternativa de levantar la estructura mediante gatos, de forma que el asiento de entrada en carga no suponga variaciones apreciables respecto a la posición original. Otra opción típica es poner en carga artificialmente el recalce antes de conectarlo a la estructura, produciéndose la transferencia de cargas por reacción.

La transferencia de cargas al recalce es inmediata en los casos de conexión rígida, pero puede requerir movimientos no despreciables si no existe contacto directo, como en el caso de columnas de *jet* interrumpidas antes de llegar a la base de las cimentaciones o con soluciones de baja rigidez como los micropilotes, los tratamientos de inyección, etc.

En ensanches de cimentaciones es frecuente disponer gatos entre la parte ensanchada y el terreno (con una solera de reparto), de forma que se alivian presiones bajo el cemento original al elevar este y se corrigen los asentamientos que tendría el terreno bajo las presiones a transmitir por la parte ensanchada (Fig. 75).

En la figura 76 se muestra un ensanche muy complejo efectuado en el monasterio de York, fijando la parte adosada mediante postesado y utilizando gatos planos para la precarga de la nueva área de apoyo.

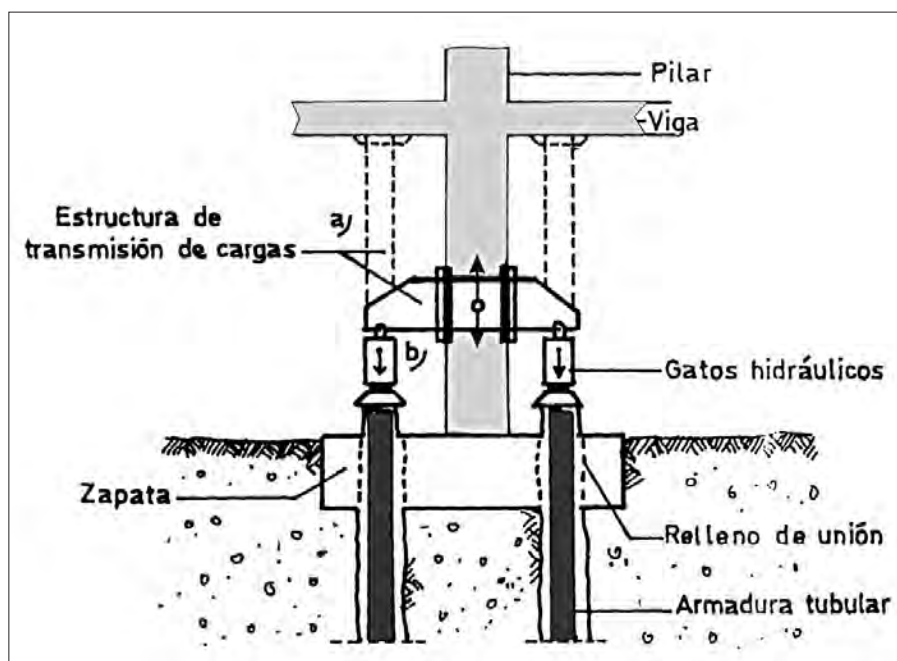


Figura 72. PUESTA EN CARGA DE UN RECALCE MEDIANTE MICROPILOTE (cortesía de Kronsa).

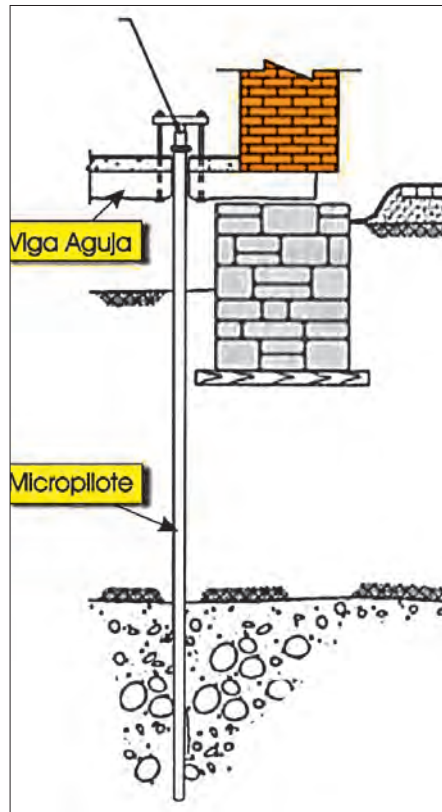


Figura 73. PUESTA EN CARGA CONTRA LA ESTRUCTURA A TRAVÉS DE VIGAS EN MÉNSULA.

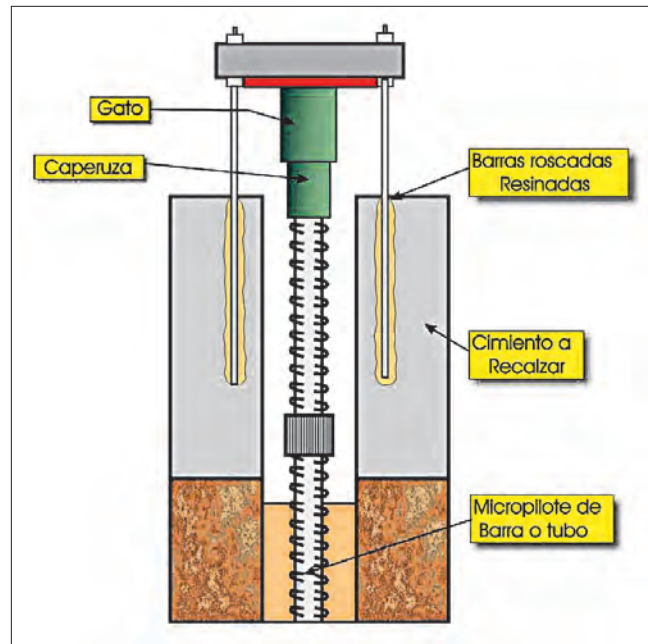


Figura 74. DETALLE DEL YUGO DE PUESTA EN CARGA.

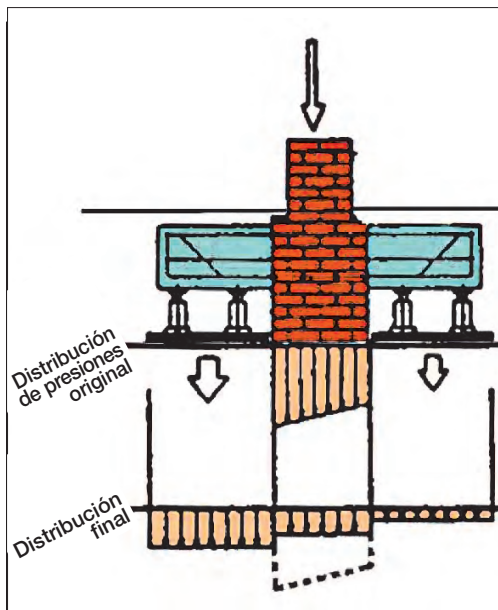


Figura 75. TRANSFERENCIA PARCIAL DE LAS CARGAS DE UN CIMIENTO A UNOS ENSANCHES LATERALES CON AYUDA DE GATOS.

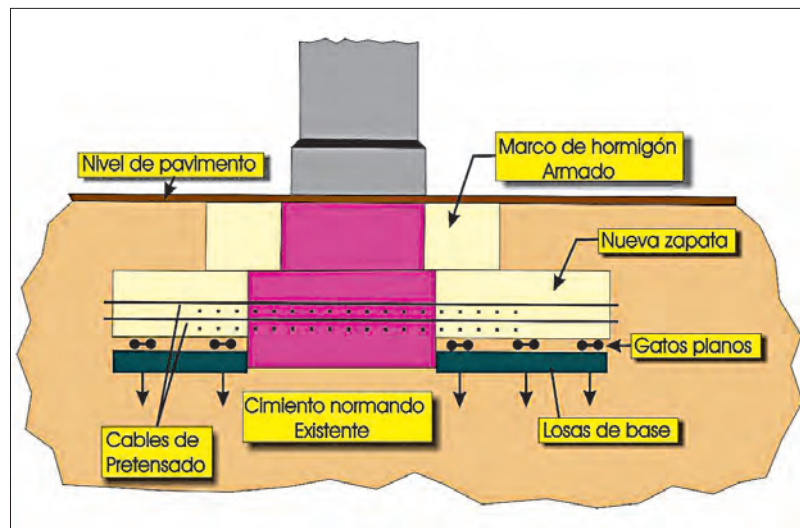


Figura 76. ENSANCHE DE LAS CIMENTACIONES DEL MONASTERIO DE YORK CON BLOQUES POSTESADOS Y PUESTA EN CARGA MEDIANTE GATOS.

12. Referencias

- Babu, G.L.S., *et al.* (2004). «Bearing capacity improvement using micropiles. A case study». *GeoSupport 2004. Geot. Sp. Publ.*, núm. 124. Geoinstitute, ASCE. Ed. Turner y Mayne, págs. 692-99.
- Bezuijen, A., *et al.* (2011). «Analytical model for fracture grouting in sand». *J. Geot. & Geoenv. Eng.*, ASCE. Junio, págs. 611-20.
- Braun, M. (2006). «Vor 80 Jahre erfunden: Chemisches Bodenverfestigungsverfahren nach Joosten». *Bautechnik*, 83 (5), págs. 374-81.
- Briaud, J.-L., *et al.* (2009). «The Washington monument case history». *Int. Jour. Geoeng. Case Histories*, vol. 1, núm. 3, 170-88.
- Broms, B. (1985). Expander Bodies. A new concept for underpinning of structures. XI Congreso Int. Mecánica del Suelo. Vol. 3, págs. 1531-534. San Francisco.
- Burland, J.B.; Jamiolkowski, M.B., y Viggiani, C. (2009). «Leaning tower of Pisa: Behaviour alter stabilization operations». *Int. Jour. Geoeng. Case Histories*, vol. 1, núm. 3, págs. 156-69.
- Croce, A. (1985). «Old monuments and cities. Research and preservation». *Ist. Tecnica delle Fondazioni e Construzioni di terra*. Univ. di Napoli. Publ. núm. 182, págs. 362-415. Ass. Geot. Italiana.
- Escario, V.; Rodríguez Ortiz, J.M., y Muzás, F. (1985). «Refuerzo de cimentaciones mediante inyecciones de bentonita-cemento». *Revista de Obras Públicas*, enero, págs. 13-24.
- Estephan, R. (2003). «Contribution aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux». Tesis. École des Ponts-et-Chaussées. 291 págs. París.
- Feilden, B.M. (1982). *Conservation of historic buildings*. Butterworths, 472 págs. Londres.
- Georgiadis, M., y Anagnostopoulos, C. (1997). «Design of underpinning piles to control monument settlement». *Proc. Int. Symp. Geot. Eng. Preservation of monuments and historical sites*. Ed. C. Viggiani, 453-56. Nápoles.
- Han, J., y Ye, S.-L. (2006). «A field study on the behaviour of a foundation underpinned by micropiles». *Canadian Geot. J.*, 43, págs. 30-42.
- Kérisel, J. (1975). «Old structures in relation to soil conditions». *Géotechnique*, vol. 25, núm. 3, págs. 433-83.
- Konovalov, P.A. (1998). *Bases and foundations of buildings under reconstruction*. Balkema, 239 págs.
- Makarchian, M., y Poulos, H.G. (1997). «An experimental study of foundation upgrading by piles». *Proc. 14th Int. Conf. SMFE*, 2, págs. 835-38. Hamburgo.
- Martin, C.M. (2001). «Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil». *Proc. XV Int. Conf. SMGE*, 1, págs. 743-46. Estambul.
- Morales, E.M., y Ono, T. (2004). «Settlement of a light rail pier supported on large diameter bored piles remediated by jet grouting». 5th Int. Conf. Case Histories in *Geot. Eng.* 1.77 a 6.77. Nueva York.
- Pieper, K. (1983). «Sicherung historischer Bauten». Wilhem Ernst y Sohn, 337 págs. Berlín.
- Pinto, A.; Ferreira, S., y Barros, V. (2001). «Underpinning solutions of historical buildings». En *Historical constructions*. Ed. Lourenço y Roca, págs. 1003-012. Guimarães.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (1984). *Curso de Rehabilitación. 4. La cimentación*. Colegio de Arquitectos de Madrid, 117 págs.
- Rodríguez Ortiz, J.M. (2001). «Strengthening of foundations through peripheral confinement». *Proc. XV Int. Conf. SMGE*, 1, págs. 779-82. Estambul.
- Santoyo, E., *et al.* (1998). *Palacio de Bellas Artes*. T.G.C. Geotecnia, S.A. 253 págs. Méjico.
- Santoyo, E., y Ovando-Shelley, E. (2008). *Corrección geométrica y endurecimiento del subsuelo de la catedral y sagrario de la catedral de México*. Conaculta y T.G.C. Méjico.
- Tateyama, K., y Arima, S. (2004). «Repair technology for tilted structures by grouting». Project report. JSCE, págs. 59-63.
- Terracina, F. (1962). «Foundations of the leaning tower of Pisa». *Géotechnique*, vol. 12, 4, págs. 336-39.
- Van der Stoel, A.E.C. (2001). «Grouting for pile foundation improvement». Tesis. Universidad Técnica de Delft, 233 págs.
- Waltham, T.; Bell, F., y Culshaw, M. (2005). *Sinkholes and subsidence*. Springer, 382 págs.



Inclusiones en recalces: de las inyecciones a los micropilotes

Carlos OTEO MAZO

Prof. Dr. ING. DE C. C. Y P.
CATEDRÁTICO DE ING. DEL TERRENO

1. Introducción

Las labores de recalce se han considerado, habitualmente, como propias de edificios con problema. Hoy día, esta visión se queda corta, ya que tan labor de recalce es esa como la de consolidación de la cimentación de un puente o la de un cajón fondeado o marítimo (como se verá en un ejemplo, más adelante) e, incluso, de un terraplén sobre media ladera con síntomas de inestabilidad.

En esta exposición vamos a referirnos a técnicas—y ejemplos de su aplicación— que suponen la introducción de inclusiones en el terreno que, con conexión directa o indirecta a la cimentación de la estructura con problemas, permiten mejorar el mismo y hacen que se transmita la carga de la estructura a estratos más profundos y de mayor calidad geotécnica o que —al mejorar la calidad del terreno— aumente la capacidad portante del suelo y disminuya su deformabilidad.

Es decir, que contemplamos desde la sustitución o aumento de la cimentación (mediante elementos unidos directamente a ella) hasta una mejora de las propiedades del terreno, sin cambiar el cimiento. Ello equivale a que algunas de las técnicas que aquí se van a comentar forman parte de los sistemas de tratamiento del terreno. La *Guía de Cimentaciones* del Ministerio de Fomento (1) distingue trece tipos de tratamiento del terreno (aunque falta alguna más); de entre ellas puede decirse que tres técnicas (inyecciones, *jet-grouting* y columnas de suelo-cemento) pueden considerarse como las adecuadas a nuestros problemas y que el resto (sustitución, precarga, mechas drenantes, compactación dinámica, etc.) se salen de nuestro objetivo.

2. Fases de análisis y metodología

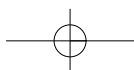
Una vez que se ha producido —o se prevé, por anticipado, que se va a producir— una incidencia en una cimentación, es necesario diseñar algún tipo de intervención en la misma o en el terreno circundante o, incluso, en la obra (si es externa a la primera) que puede dar lugar a la anomalía.

Como ya hemos indicado, las técnicas de intervención y/o refuerzo son variadas y deben ajustarse:

- A la magnitud del movimiento o anomalía producida o a producir. No es lo mismo que se vayan a inducir 6-8 cm de asiento que 6-8 mm.
- Al estado de la obra que sufre la anomalía. En función de su antigüedad y conservación, la intervención será más o menos fácil. En el caso de un edificio nuevo, de 20 plantas, que se movía antes de ser inaugurado, no tuvimos problema de demoler algún elemento decorativo e introducir máquinas potentes en el interior del edificio para recalzarle, lo cual disminuyó los costes totales y el plazo final (en ese caso, lo más perentorio). Sin embargo, ello no puede hacerse fácilmente en el caso de edificios históricos o ruinas antiguas, en que hay que emplear maquinaria muy ligera y de reducidas dimensiones, controlar muy bien los posibles movimientos que pueden inducir las perforaciones, refrigerar estas con aire, etc.
- A las costumbres y experiencias locales, que podían darnos informaciones sobre las posibilidades de maquinaria y mano de obra a emplear. En algunos países o ciudades, por ejemplo, es muy fácil y barato ejecutar pozos manualmente, lo que puede sustituir a otros tipos de soluciones.
- A la existencia de servicios (antiguos, modernos) en los alrededores del edificio en el que se va a intervenir, etc.

Por ello no basta, cuando hay una anomalía, definir rápidamente una solución —muchas veces, con la técnica que habitualmente utiliza la empresa en la que trabaja el técnico consultado— sino que es preciso realizar un análisis lo más exhaustivo posible —dentro de los medios y el plazo de que se disponga— para que el diseño afecte lo menos posible a la obra en cuestión. Así, recordamos un caso en que el edificio a recalzar sufría asientos debido al colapso (por inundación) que experimentaba una capa (próxima) de limos yesíferos, afectados por la rotura de viejas conducciones de alcantarillado. La empresa «especializada» que definió y ejecutó el recalce (micropilotes perforados con agua) comentaba, cuando se iba viendo asentar el edificio (y lo hacía más, a medida que más se perforaba): «que a tiempo se ha llegado con el recalce; baste ver como baja el edificio», sin comentar que, al desarrollar la ejecución, el agua de los micropilotes seguía provocando y aumentando el colapso de los limos.

Por estos motivos hay que tener en cuenta las causas que originan el problema y la repercusión de cualquier acción sobre el edificio o instalación en cuestión, pensando que nos enfrentamos con un problema «patológico» de verdad (o sea, con «daño» o «dolor» para la estructura).



Un problema de Patología, implica un mal comportamiento de la obra, con vicios o causas –en principio, no conocidas– que dan lugar a ese mal funcionamiento. El problema se conoce por los síntomas externos (fisuras, arrastres, desplomes, etc.) que, debidamente interpretados y con los análisis correspondientes, pueden conducir a un diagnóstico de causas. Posteriormente se pasa a la fase operativa, en la que se diseñan y realizan los tratamientos adecuados (refuerzos, recalces, etc.) que persiguen eliminar definitivamente –o con actuaciones periódicas– el mal comportamiento denotado.

Se puede establecer una analogía quasi-perfecta entre «Patología» y «Medicina», por lo que cabe distinguir las siguientes fases de análisis, como ya hemos señalado en ocasiones anteriores (Fig. 1):

- Primera Fase o de Sintomatología: La estructura empieza a mostrar algunos signos de mal funcionamiento, suficientes como para que el usuario acuda al «especialista» que cree más adecuado (la elección, como la Medicina, no siempre es la más acertada).
- Segunda Fase o de Auscultación e Historial del caso: Debe procederse a una toma de datos que muestren claramente las anomalías reales (no sólo las comentadas por el usuario, que pueden adolecer de falta de objetividad). Para ello debe reunirse toda la información sobre el tema: Proyecto inicial (planos de planta y alzados); tipo de estructura y su ejecución; variaciones sobre el original; situación de toda clase de anomalías sobre planos o croquis, composición y forma, clasificando el tipo de daños (fisuras, grietas, etc.) generalmente en función de su tamaño (< 1 mm, 1-3 mm, > 5 mm, etc.); cronología de aparición de anomalías; nivelación de la superficie del terreno circundante y de pilares; medida de desplazamiento horizontales; colocación de testigos y referencias para seguimiento de movimientos; realización de trabajos geotécnicos complementarios (sondeos, penetrómetros, etc.),.
- Tercera Fase o de Diagnóstico: Mediante el análisis de los datos disponibles (estructurales, históricos, geotécnicos y sintomatológicos) debe elaborarse la adecuada teoría que explique lo sucedido, al menos en su morfología general. A veces algunos daños corresponden a patologías secundarias e independientes, como efectos térmicos, malos acabados, etc., y no debe permitirse que ello impida la interpretación general de otros datos; en otras ocasiones, las reparaciones de urgencia ocultan la realidad del problema. Es importante intentar separar fenómenos independientes como, por ejemplo, los daños en tabiquería debidos a excesiva flexión de forjados y los debidos a asientos diferenciales.
- Cuarta Fase o de Dictamen Facultativo: En ella se recomiendan las actuaciones convenientes para resolver el problema. Unas veces, se puede directamente acudir a recomendar el refuerzo o sustitución de la cimentación o del terreno subyacente, reparaciones, etc. Otras es necesario continuar la vigilancia del «enfermo», con actuaciones mínimas (apuntalamientos, apoyos locales, etc.), vigilancia de la evolución de movimientos, etc., antes de dictaminar la solución definitiva.
- Quinta Fase o de Intervención: En ella se llevan a cabo las actuaciones recomendadas como acciones quirúrgicas (eliminación de elementos, adiciones adecuadas), mejora del terreno (inyecciones, p. e.), etc.
- Sexta Fase o de Análisis Patológico Final: A la luz de la información obtenida en la fase anterior, se realiza una «autopsia» del problema y se comprueba lo acertado de la solución.

Todas las fases son importantes y no sólo la última. En muchas ocasiones se acude a definir «intervenciones» excesivamente rápidas, con lo que se llega a inducir nuevos daños en la obra de tratamiento inadecuado del terreno. Es necesario prestar atención especial a las fases segunda y tercera, antes de emitir el Diagnóstico, porque éste debe basarse en las causas reales del daño y no en ir a establecer medidas de actuación tradicionales. A veces, medidas aparentemente

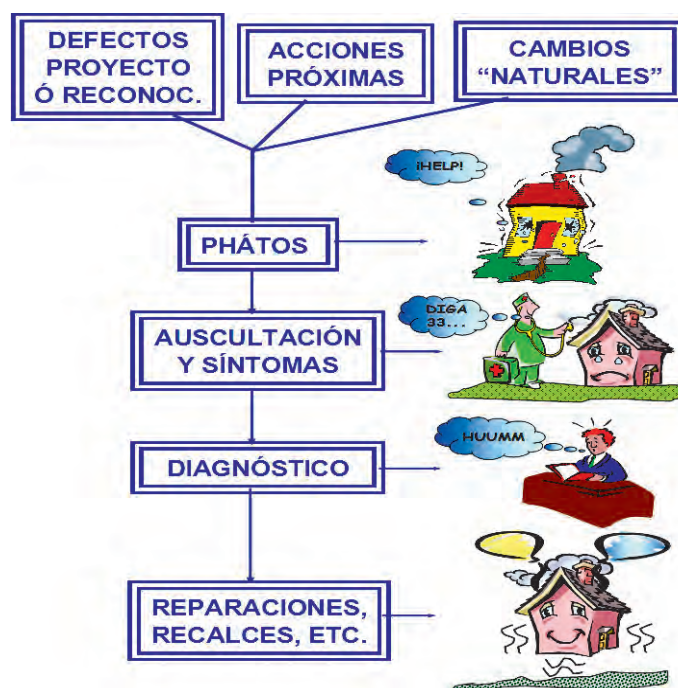


Figura 1. FASES PARA EL ESTUDIO DE UN PROBLEMA DE PATOLOGÍA GEOTÉCNICA.

conservadoras inducen movimientos mayores que los que originó la causa patológica. Ello ha de tenerse en cuenta en la quinta fase, al definir el proceso de reparación.

La Metodología para resolver cualquier problema de recalce o refuerzo debe seguir estas fases, a veces con mayor o menos desarrollo. El obviarlos suele conducir a fracasos.

Para resolver los problemas así planteados, es decir, para definirlos se pueden utilizar muchos procedimientos:

- Recalces manuales, en zanjas, a fin de profundizar el cimiento.
- Pilotes unidos a la antigua cimentación.
- Refuerzo del terreno bajo el viejo cimiento, mediante inyecciones que mejoran su comportamiento.
- Micropilotes que, unidos al antiguo cimiento, transfieren las cargas en profundidad, etc.

Aquí trataremos los sistemas que vienen a denominarse como «inclusiones», en que no sólo hay una acción de mejora del terreno sino que se introduce un elemento –inclusión– que le aporta cierta resistencia a compresión o al esfuerzo cortante, sea mediante elementos metálicos sea con un «hormigón resistente».

Así, por ejemplo, en la figura 2a puede verse un sistema de inclusiones con taladros inyectados y «armados» con tubos metálicos, lo que supone una «coacción lateral» al terreno sobre el que se apoya el edificio con problemas. Este efecto de coacción lateral (debido a la inyección y a la resistencia a flexión de los tubos) permite alcanzar los fines de recalce previstos.

Otras veces –micropilotes– la inclusión se une a la cimentación y remite las cargas sobre las mismas a estratos más profundos y en otras ocasiones es un elemento tipo «hormigón» (o mortero compacto) el que resiste al corte a compresión, como puede ser el caso de columnas de *jet-grouting* o de compactación. También puede conseguirse el efecto de «coacción lateral» con inclusiones del tipo micropilotes.

A continuación se exponen diversos tipos de inclusiones (a través de inyecciones) que se utilizan en recalce y la técnica de micropilotes.

3. Inclusiones como inyecciones

3.1. GENERALIDADES

La idea de la inyección es muy sencilla:

- Se realiza un taladro en el terreno, con la longitud, diámetro e inclinación que convenga a cada caso, y, generalmente, en retirada se aporta al terreno un material cementante (que tarda algo en fraguar), que desplaza al terreno y lo sustituye o se mezcla con él, de forma que, al fraguar, deja unas inclusiones (el material vertido o ese material mezclado con el terreno) que son más resistentes que el propio terreno. En el interior del taladro puede dejarse una armadura metálica, pasando a construir una inyección armada e, incluso, un micropilote, si esa armadura tiene entidad predominante. Si esta operación se repite en diversos taladros (con geometría adecuada), aunque el conjunto ahora no sea homogéneo, la respuesta global del terreno será de mejor calidad geotécnica que antes. Esto puede hacerse con diversas

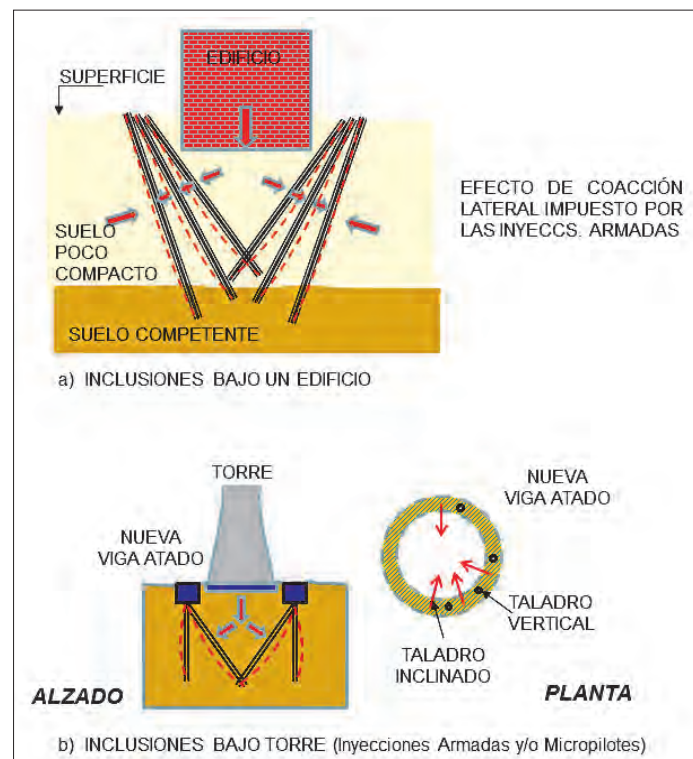


Figura 2. EFECTO DE ARMADO Y COACCIÓN LATERAL BAJO CIMENTACIONES MEDIANTE INCLUSIONES.

geometrías y con diversos propósitos (Fig. 2), pero siempre se consigue una mejora del conjunto que depende de la distribución de los taladros (número, separación, longitud, presiones dadas al aportar el material cementante, etc.). Si se hacen taladros entrecruzados puede conseguirse, incluso, una respuesta con una anisotropía controlada y si se aproximan mucho los taladros, puede alcanzarse un grado de impermeabilidad oportuno.

– Por eso estas inclusiones o inyecciones pueden conseguir:

- Un aumento de la capacidad portante global del terreno.
- Una disminución de la deformabilidad global del terreno.
- Una resistencia frente a las acciones medioambientales.
- Una disminución de la permeabilidad aparente del terreno.

En general, en los recalces interesan las tres primeras acciones de las señaladas. Pero la cuarta puede ser muy interesante en las labores de recalce que necesiten excavaciones bajo el nivel freático.

El material cementante debe tener una viscosidad adecuada para penetrar en el terreno y entremezclarse con él antes de fraguar, lo que dependerá del diámetro de las partículas de la fluidez de la mezcla, de la viscosidad del producto que se inyecta, de las presiones de inyección o introducción del material y de la forma en que se aplica esa presión (con carácter puntual, a lo largo de un taladro o bien aplicada a toda la longitud del taladro). En el caso de su aplicación a túneles puede consultarse la referencia (2).

Normalmente, en España, se usan lechadas de cemento, de microcemento y de gel de sílice («silicatos enriquecidos»). Estos últimos se emplean más para problemas de impermeabilidad que para aumentar resistencia o disminuir la deformabilidad.

3.2. TIPOS DE INYECCIONES COMO INCLUSIONES

Existen muchos tipos de inyecciones, lo cual se trata en otra conferencia de esta Jornada. Se pueden diferenciar no sólo en cuanto a material a inyectar o viscosidad del terreno. Incluso, dentro del capítulo de usar sólo lechada de agua/cemento, la forma de inyectar puede ser muy diversa. En lo que se refiere a inclusiones podemos distinguir los siguientes tipos:

- Inyecciones por manguitos (tubes-à-manchettes, o T.A.M.) y armadas: En el interior de un taladro (cualquiera que sea su dirección) se instala un tubo metálico, con válvulas o manguitos (cada 0,5-2,0 m). Primero se inyecta una lechada poco fluida alrededor del tubo interior para que –al retirar la tubería de entubación– quede adherido al terreno (realización de la vaina que rodea la tubería). Unos días después se introduce en ese tubo un varillaje con dos obturadores hinchables que permiten aislar un manguito del resto del tubo interior. Por el interior del varillaje se inyecta lechada de cemento (a veces, con bentonita), lo que permite que se abra el manguito y penetre la lechada



Figura 3. CONTROL DE ASIENTO EN CONO DE ABRAMS: < 5 cm (gentileza de Geocisa).

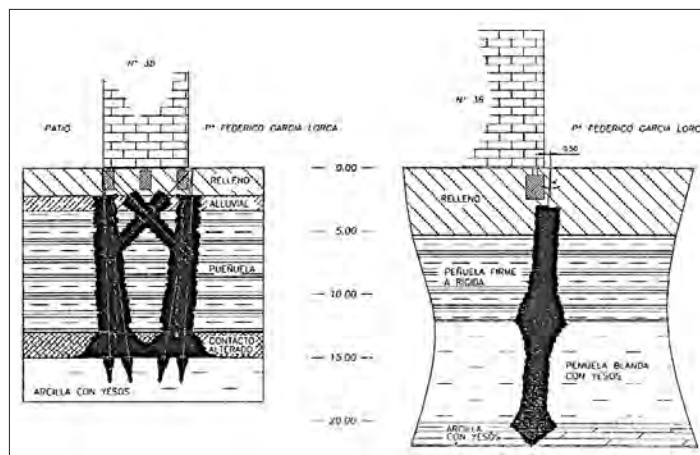


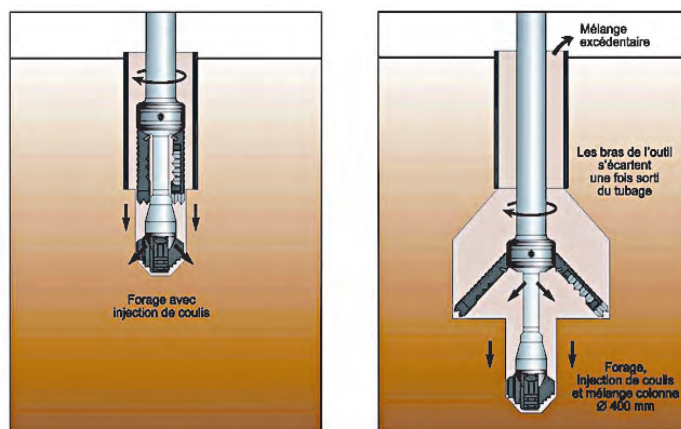
Figura 4. SECCIÓN TIPO DE LOS TRABAJOS DE INYECCIÓN EN UN RECALCE EN VALLECAS.

en el terreno (4). Si se desea, aumentando la presión, se puede fracturar el terreno y conseguir una inyección localizada. A continuación se hace lo mismo con otros manguitos. Después se lava el interior del tubo con agua y ya se puede repetir, cuando se desee, la operación. Se consigue así, una «inclusión» relativamente flexible (Fig. 2). Se pueden hacer del tipo autoperforante en el que la armadura metálica es la de entubación y pueden llevar válvulas (aunque no suelen ser reinyectables).

- Inyecciones con mortero denso y a presión (de compactación), de forma que se desplace el terreno y quede sustituido por el mortero, con lo que se consigue reforzarle, disminuir asientos y hasta levantar la cimentación con una inclusión resistente a compresión. En la figura 3 puede verse un aspecto del mortero utilizado para formar estas «columnas» o inclusiones, que se hacen –en retirada– con un mortero con un cono de Abrams inferior a 5 cm, como se ve en la figura 3 (5) y pueden utilizarse en recalces como en el caso de la figura 4 (5).
- Columnas de *spring-soil*, técnica que ya se está aplicando en España. Se realizan unas columnas de suelo-cemento, previo la perforación inicial del terreno (generalmente, en vertical) con un útil especial, de diámetro Ø 150 mm. Cuando

se desea, el útil se abre y puede seguir perforando (en el terreno blando) con $\varnothing$ 450-650 mm. Al mismo tiempo que continúa la perforación se va inyectando una lechada de agua-cemento que se mezcla con el terreno gracias al «batido» del mismo por el útil (en V invertida) que se ha abierto. Con el avance y la retirada, queda formada una columna de suelo-lechada que tiene un diámetro medio de 450-600 mm. La ventaja es que, al poder iniciarse el taladro con poco diámetro, puede perforarse: Una plataforma ferroviaria (el sistema nació para reforzar el suelo bajo estas plataformas), una zapata, una losa, etc., sin tener que debilitar considerablemente estos elementos (Figs. 5 y 6). Se consiguen, así, inclusiones resistentes principalmente a compresión.

- Columnas de mortero, con o sin desplazamiento, con diámetros de 350 a 450 mm, que solo son aplicables en recalces de estructuras de tierra, ya que las máquinas, en general, no tienen capacidad para perforar cimentaciones.
- Inyecciones de alta presión por tobera o *jet-grouting*. En esta técnica se realiza una perforación a destroza con un útil que lleva en su extremo el cabezal de corte y desmenuzamiento y cerca, lateralmente, unas toberas (en diámetros opuestos), de $\varnothing$ 2-6 mm, por las que puede salir agua (o lechada) durante la perforación. Al acabar el taladro, en retirada, se inyecta lechada por el centro del varillaje de perforación, a alta presión (250-400 bares), que sale por las toberas y, al girar el varillaje, corta al terreno y se mezcla con él, formando una columna de suelo tratado (Fig. 7).



a) Perforación con inyección de lechada b) Apertura del útil durante la perforación

Figura 5. ÚTIL PARA PERFORAR EN EL CASO DE SPRING-SOIL.



Figura 6. COLUMNA DE SPRING-SOIL (gentileza de Rodio-Kronsa).

Depende fundamentalmente de la presión de inyección, del tiempo de inyección y de la resistencia natural del terreno. Presión de inyección: Puede variar entre 150 y 900 bares, aunque las presiones normales lo hacen entre 300 y 400 bares. Tiempo de inyección: Puede regularse automáticamente, en función de la velocidad de extracción y de rotación de los varillajes. Resistencia del terreno natural: Influye en los valores de presión y tiempo de inyección que se pueden adoptar durante la fase de consolidación y en el resultado final. La resistencia de la columna de suelo-cemento conseguida es variada, pudiendo conseguirse resistencias a compresión simple de 10 a 100 Kp/cm² y resistencias al corte de 4-6 Kp/cm². El efecto indirecto, producido por el confinamiento del terreno natural en el terreno tratado, puede ser muy interesante. Normalmente se obtienen zonas cilíndricas de terreno tratado (mezcla de suelo y lechada) alrededor de la línea de perforación, a los que se llama «columnas», aunque en terrenos muy duros y fisurados incontrolados (por el proceso de fracturación inducida) o aquellas con zonas muy débiles, la columna es muy pequeña y lo que se desarrollan son pseudópodos horizontales y verticales en que predomina la lechada, que refuerzan el terreno y lo comprimen como gatos hidráulicos. Esta

inyección de lechada puede protegerse con chorro de aire a presión o separar el corte (con aire-agua) de la aportación de lechada. Se tienen, así, diferentes técnicas (*Jet-1*, *Jet-2*, *Jet-3* y *Superjet*), con diámetros de columna de $\varnothing$ 500 a 2.000 mm.

4. Micropilotes

4.1. GENERALIDADES

El nombre de micropilotes suele aplicarse a pilotes de un diámetro comprendido entre 250 y 100 mm realizados con maquinaria manejable (similar a la de perforación de sondeos) y que rellenan un taladro con lechada o mortero, después de introducir una armadura (tubos y/o redondos). Se consigue, así, un elemento resistente en que predomina, claramente, la longitud (y por lo tanto el fuste) sobre el diámetro y que puede ser construido –para transmitir cargas a estratos profundos, en condiciones muy estrictas de espacio– en circunstancias muy diversas y adversas, al poder emplearse las técnicas de rotación y rotopercusión para atravesar el terreno y obstáculos, así como al poder ejecutarse en cualquier dirección.

Los micropilotes pueden trabajar (Fig. 8) (6):

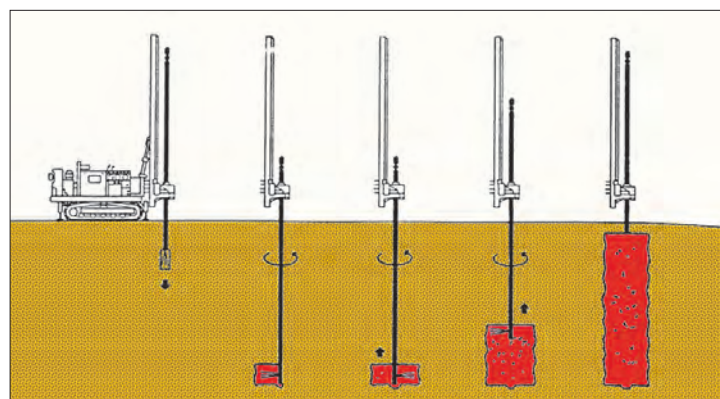


Figura 7. REALIZACIÓN DE COLUMNA DE JET-GROUTING.

- Con carga axial preferentemente, que puede ser vertical o inclinada (lo que es muy habitual cuando se utilizan para recalces o nuevas cimentaciones).
 - A esfuerzo cortante y flexión en muros equivalentes (redes espaciales de micropilotes, como inclusiones en deslizamientos, etc.).
 - A flexión predominantemente, en «paraguas» de túneles (boquillas, avances dificultosos, etc.), en deslizamientos, etc.
- Las condiciones mínimas –que, a su vez, sirven para clasificarlos– que deben exigirse para su ejecución deben basarse en diversos aspectos:

- En el tipo de inyección que rodea su armadura:
 - Puede ser única (generalmente morteros fluidos, en suelos relativamente duros), con presiones inferiores a 0,5 MPa. En este caso –el más sencillo– el material se inyecta, a través de un tubo –que suele ser la armadura del micro– desde la punta del pilote y vuelve, exteriormente al tubo, hacia la cabeza del pilote, rellenando toda la superficie lateral que envuelve la armadura, instalado después de realizar la perforación (que puede ser o no entubada).

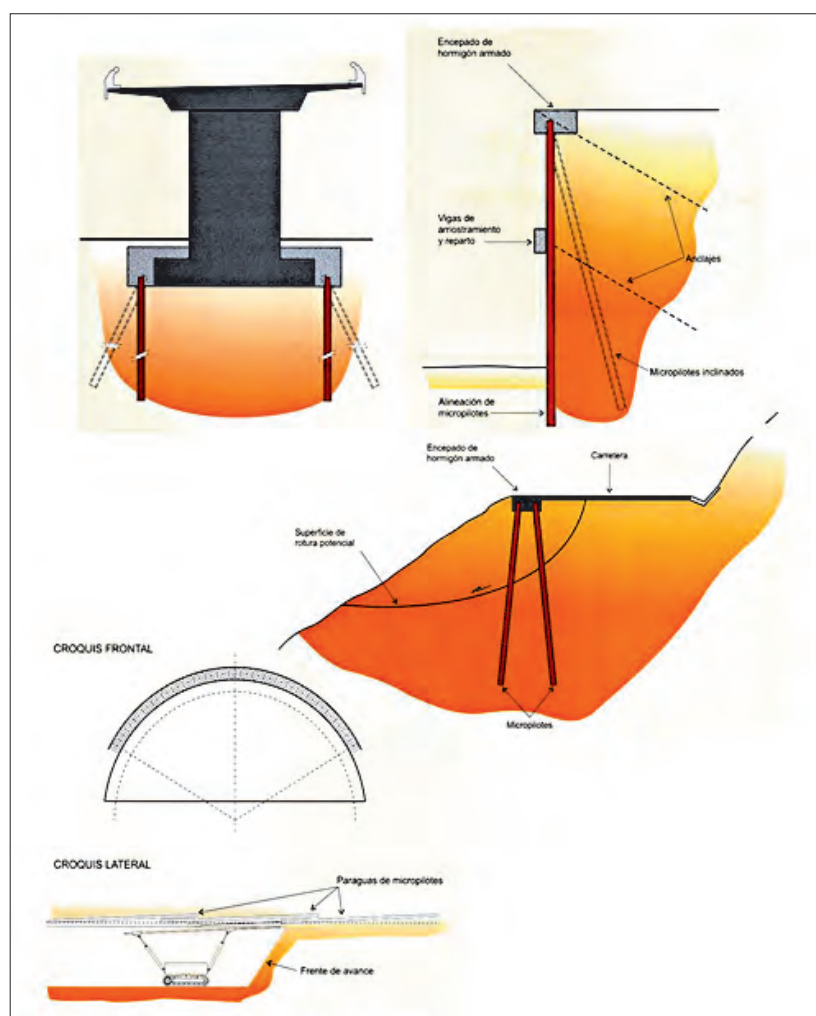


Figura 8. EJEMPLO DE UTILIZACIÓN DE MICROPILOTES
(Guía de la Dirección General de Carreteras, Ministerio de Fomento).

- Puede ser repetitiva (generalmente lechada), a través de válvulas o manguitos distribuidos por el fuste de la armadura, que, en este caso, ha de ser tubular. Se puede así, tratar diferentes zonas del terreno atravesado, comprimir el suelo y aumentar la resistencia por fuste. Puede repetirse una vez (presiones de 0,5 a 1,0 MPa) o varias veces (presiones de 1,0 a 2,0 MPa), siempre que se laven adecuadamente con agua las válvulas. La inyección puede repetirse una vez (IU) o varias (IR) y por diferentes puntos (IRS), como se indica en la figura 9 (6) (Tipos 2 y 3).
- La armadura debe ser preferentemente tubular. En obras provisionales pueden utilizarse tubos reciclados provenientes de perforaciones petrolíferas; pero en obras permanentes conviene utilizar tuberías nuevas (salvo que estén suficientemente acreditadas). La calidad del acero es, pues, variable (límite elástico de 400 a 700 MPa). La armadura tubular es tan importante que, muchas veces, el micro se concibe como una armadura metálica protegida por una inyección.
- Las lechadas deben tener una relación agua/cemento de 0,5/1,0 a 1/1, para que puedan ser fluidas y rodeen bien la armadura.

- Los morteros –si se utilizan, debe haber un hueco mayor entre perforación y armadura que en el caso de la lechada– deben tener una dosificación del orden de 1 (arena): 1 (agua): α (cemento), variando α de 0,5 a 0,7, con resistencia a los 28 días superior a 25 MPa.
- La armadura debe quedar protegida por el relleno o inyección. El volumen de ese relleno puede ser del orden de 1,5-2 veces el volumen teórico de perforación. Si hay inyección repetitiva el volumen de lechada utilizado puede llegar a ser hasta 20 veces el teórico. Este volumen de idea de la calidad del material atravesado pero conviene limitarlo, generalmente, a 3 veces el volumen teórico del micropilote.
- La armadura puede reforzarse con redondos soldados, lo cual suele ser conveniente en la parte superior de los micropilotes, cuando se tiene que aumentar su adherencia a cimentaciones antiguas (caso de recalces). También puede añadirse un redondo o una barra Dywidag en el interior de la tubería (con centradores) pero ello obstaculiza la inyección. Es preferible utilizar sólo tubería como armadura. La práctica antigua de utilizar sólo redondos ya está en desuso y no la recomendamos, en absoluto.

Los micros pueden proyectarse trabajando a esfuerzo axial, a cortante y a flexión. A veces se introducen anclajes al encepado que les une, para dar mayor resistencia a flexión (Fig. 10) (7). Por eso, muchas veces se pueden considerar como complementarios de los anclajes y de los bulones y, aunque suelen diseñarse principalmente para cargas axiales de compresión, pueden también usarse a tracción y a cortante o flexión, como los bulones. De hecho el paraguas para el emboquille de un túnel puede hacerse con bulones o con micropilotes. La única diferencia, en este caso, es que el micro tiene más sección de acero.

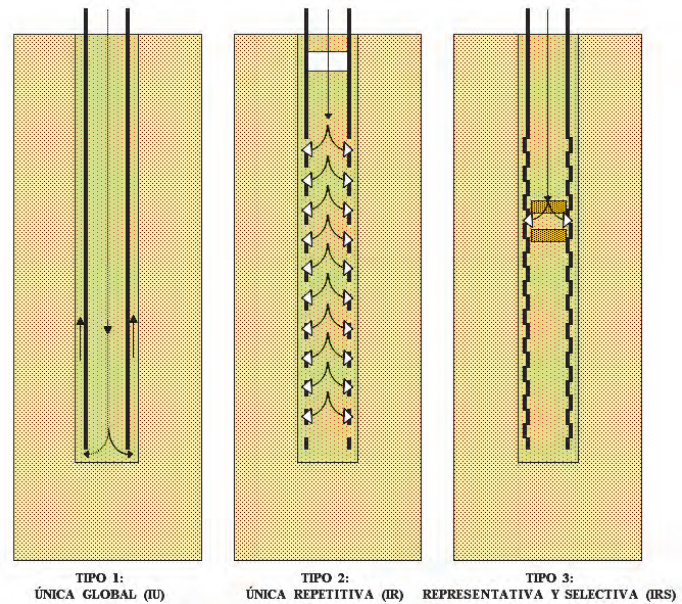


Figura 9. TIPOS DE INYECCIÓN DE MICROPILOTES.

4.2. TRABAJO CON CARGA AXIL

Habitualmente para su cálculo bajo carga axil se hacen las siguientes hipótesis:

- Se supone que el fuste tiene forma cilíndrica de diámetro constante e igual al nominal de perforación, aunque se hayan inyectado volúmenes mayores.
- La carga exterior es resistida por un rozamiento-adherencia a través del contacto terreno-lechada-mortero.
- El rozamiento a través del mortero-lechada carga a la armadura, que es la que absorbe, en definitiva, la carga exterior.
- La resistencia por fuste, Q_F , es predominante sobre la de punta, Q_P .

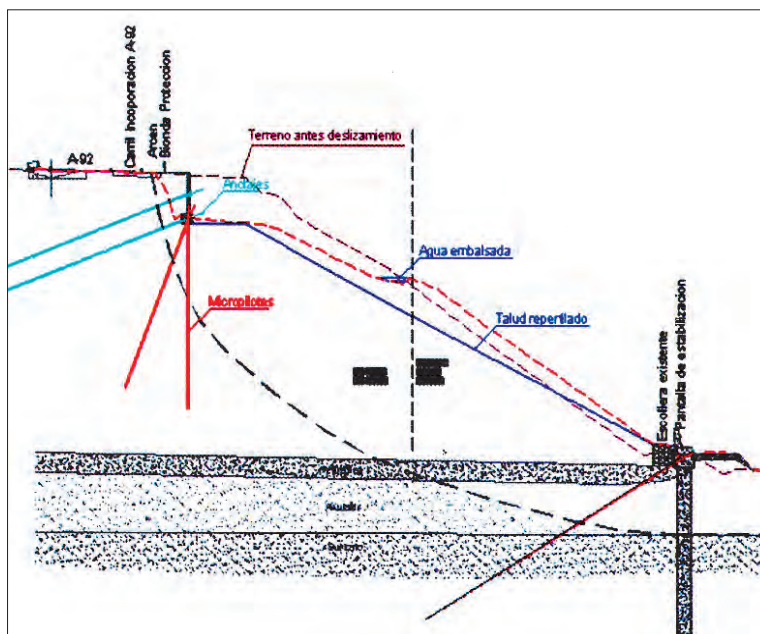


Figura 10. MICROS CON ANCLAJES (Santos, 2003).

Para determinar la resistencia de fuste puede utilizarse la expresión.

$$Q_F = \sum_{i=1}^n \pi \cdot D \cdot L_i \cdot F_{Si}$$

L_i = Longitud de cada terreno atravesado (n capas)

F_{Si} = Resistencia unitaria por fuste, en cada terreno.

La resistencia por punta, Q_P , puede determinarse con:

$$Q_P = \frac{\pi D^2}{4} q_P$$

Q_P = Resistencia unitaria por punta.

$Q_F \gg Q_P$

- A veces se llega a despreciar la resistencia por punta, pero ello no supone que el micropilote no deba de introducirse adecuadamente en un estrato competente (al menos 6-10 diámetros).

En este estrato, como mínimo, se tomará la resistencia por fuste.

En base a estas formulaciones típicas pueden hacerse dos tipos de cálculos:

• **Clásico:**

- El esfuerzo de servicio se utiliza sin mayorar (Q_{SERV}).
- El coeficiente de seguridad se aplica, fundamentalmente, a la resistencia de fuste: f_s/F .
- El valor de F puede ser del orden de 1,7 a 2,0. Si se hacen inyecciones repetitivas, pueden tenerse en cuenta con el coeficiente F que se acaba de indicar, minorado por 1,2 a 2,0 veces.
- El valor de f_s puede tomarse de los abacos de Bustamante (8) u otros sancionados por la práctica local. En la figura 11 pueden verse los valores adoptados en la Guía de Micropilotes de la Dirección General de Carreteras (6) cuyo borrador inicial fue redactado por D. José Luis Fernández Salso y el autor de estas líneas.
- Es necesario comprobar el tope estructural de la sección de acero. Se puede considerar que el acero puede trabajar a tensiones medias altas (350-400 MPa). Como mínimo debe tenerse un coeficiente de seguridad respecto al límite elástico del orden de 1,10-1,15.

• **Tendencia actual:**

- Se hace una mayoración de los esfuerzos en servicio, ($F_M = 1,2-1,6$)

$$Q_{MAY} = Q_{SERV} \times F_M$$

- Se determina la adherencia admisible del terreno.

$$R_{ADM} = \frac{C'}{F_C} + \frac{\sigma' \operatorname{tg} \varphi'}{F_\varphi} \quad (\sigma' = \sigma'_t + \sigma_{aplic})$$

$$F_C = 1,25 - 1,60 \quad ; \quad F_\varphi = 1,25 - 1,35$$

- Se comprueba el tope estructural.

$$T_e = \left(\frac{0,85 \times A_C \times R_C}{1,5} + \frac{A_{arm} \times R_{arm}}{1,5} \right) \cdot \frac{1}{F} \quad ; \quad F = 1 - 1,15$$

- Los coeficientes de seguridad globales resultan ser:

$$\text{Máx: } 1,60 \times 1,60 \approx 2,56$$

$$\text{Mín: } 1,20 \times 1,25 \approx 1,50$$

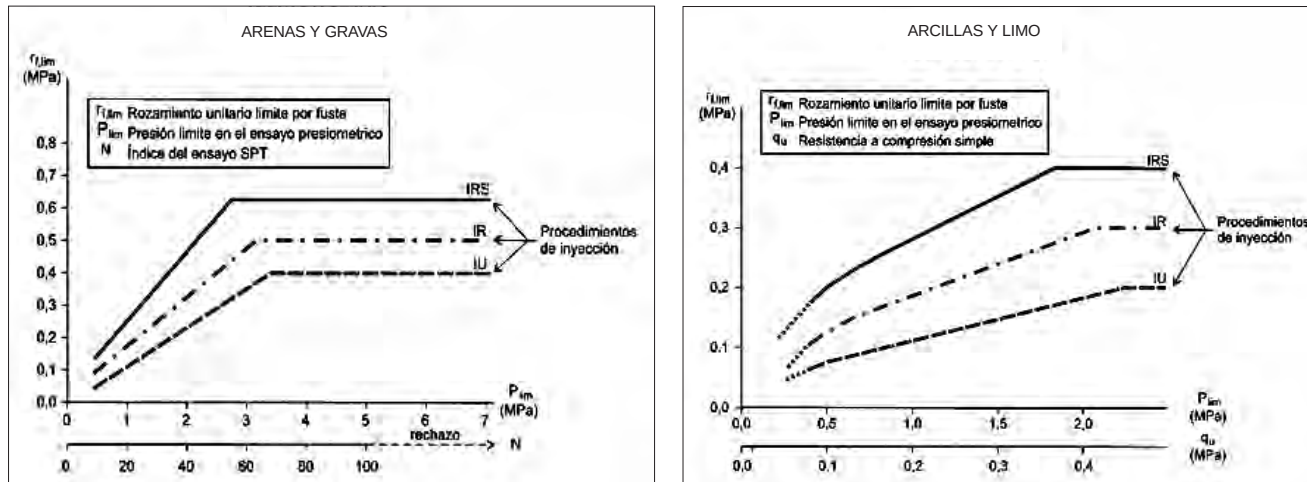


Figura 11. ROZAMIENTO UNITARIO LÍMITE POR FUSTE (adoptado a partir de los ábacos de M. Bustamante).

En este tipo de análisis no se incluye el efecto de la inyección.

Los valores de f_s pueden tomarse de los ábacos de Bustamante –mejor los de la *Guía de Micropilotes* de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento (Fig. 11), en que ya se ha tenido en cuenta el tipo de inyección del micropilote– o también de la práctica local o de experiencias propias (generales o universales). A manera de indicación se podrían tomar, en nuestra opinión, los valores de la tabla 1:

TABLA 1: RESISTENCIAS POR FUSTE ADMISIBLES

TERRENO	f_s (Kp/cm ²)
Arenas y gravas	2,2-3,5
Limos y arcillas blandas	1,3-2,0
Arcillas duras y margas	2,5-3,5
Rocas fisuradas	3,0-4,5

Como se indica en esta tabla, las resistencias por fuste admisibles varían ente 1,3 y 4,5 Kp/cm² (variación que es análoga a la recomendada por Bustamante (8)) y que recoge nuestra experiencia propia, en función del tipo de terreno. En rocas fisuradas conviene una inyección repetitiva y por eso se puede trabajar con adherencias de fuste admisibles del orden de 3,0-4,5 Kp/cm². Sin embargo, en limos y arcillas blandas el efecto de la inyección repetida es pequeño y la adherencia admisible suele tomarse entre 1,3 y 2,0 Kp/cm².

En la figura 12 (9) se han reproducido resultados obtenidos en pruebas de carga en que se muestra que, sin llegar a rotura, se han deducido resistencias por rozamiento del orden de 0,15-0,20 MPa (1,5-2,0 Kp/cm²) en calcarenitas y suelos coralinos (con huecos) y del orden de 0,1 MPa en arcillas rígidas. En el caso de gravas y margas (Sevilla), se llegó a un rozamiento por fuste muy alto, del orden de 0,5-0,6 MPa, con un asiento en cabeza de unos 3 cm, incluida la deformación del tubo metálico, lo que supone que podrían trabajar a del orden de 1,5-2,0 Kp/cm², limitando el asiento a 10 mm (lo cual suele ser habitual).

4.3. CONEXIONES EN RECALCE

Para que la estructura transmita su carga a los nuevos micropilotes se necesita:

- Que los micropilotes estén conectados a la antigua cimentación, bien por adherencia, bien a través de una nueva cimentación unida a la antigua.
- Que se produzca un incremento de movimiento de la cimentación antigua, respecto al punto de apoyo de los micros, a efectos de que, gracias a la diferente rigidez, los micros absorban la carga de la estructura. Ello implica incrementos de asiento del orden de 12-16 mm, como mínimo.

Lo más clásico ha sido atravesar las zapatas antiguas con los propios micropilotes, confiando a la adherencia lechada-hormigón antiguo la posibilidad de transmisión de esfuerzos. La adherencia, σ_{adm} , debe de cumplir (Fig. 13):

$$\sigma_{adm} \times \pi \times D \times L \geq P_{serv}$$

en que D es el diámetro de la perforación, L, la longitud de zapata atravesada y P_{serv} la carga de trabajo del micropilote. El valor de σ_{adm} suele ser del orden 300-600 KN/m² y puede ser del orden de un veinte por ciento de la resistencia característica del hormigón de la zapata.

En edificios antiguos ni σ_{adm} ni L son, muchas veces, suficientes para cumplir esta condición. Entonces cabe acudir a varias soluciones (9):

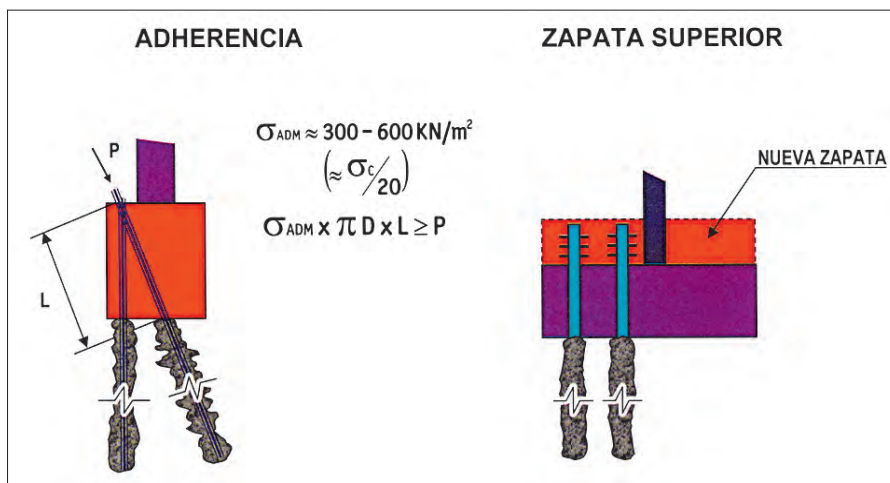


Figura 13. CONEXIONES EN RECALCES.

4.4. TRABAJO A FLEXIÓN Y CORTANTE

El micropilote es una buena solución para conseguir prebóvedas en túneles, realizando una o varias coronas de micros, separadas 40-50 cm entre sí (con separaciones entre 40 y 70 cm entre micros de una misma corona). Otras veces hemos realizado prebóvedas en túneles combinando una corona de *jet-grouting* con otra de micros, para conseguir resistencia con los micros e impermeabilidad con el jet (Tenerife, Sevilla, etc.)

Se pretende, con ello, conseguir una protección al avance del túnel (en el caso de métodos convencionales de excavación, Nuevo Método Austriaco, etc.), en casos en que se teman problemas de desprendimiento o en el que se puedan producir

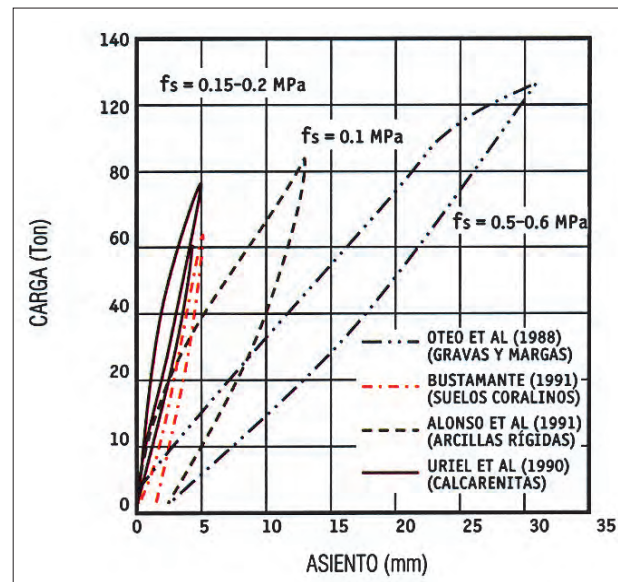


Figura 12. RESULTADOS DE ALGUNAS PRUEBAS DE CARGA EN MICROPILOTES (9).

- Construir una nueva zapata sobre la antigua, a fin de, aumentando L, conseguir la adherencia adecuada (Fig. 13).
- Aumentar la superficie de adherencia, bien gracias a barras soldadas al micropilote en su parte superior o soldando aletas de conexión (Fig. 14). Esta última solución es más propia de encepados por encima de la zapata a recalzar o de cimentaciones nuevas.
- Construir nuevas zapatas que rodeen la antigua (Fig. 15). La transmisión de cargas puede hacerse ampliando la nueva zapata por debajo de la antigua o bien mediante pasadores que cosan las nuevas y antiguas zapatas.

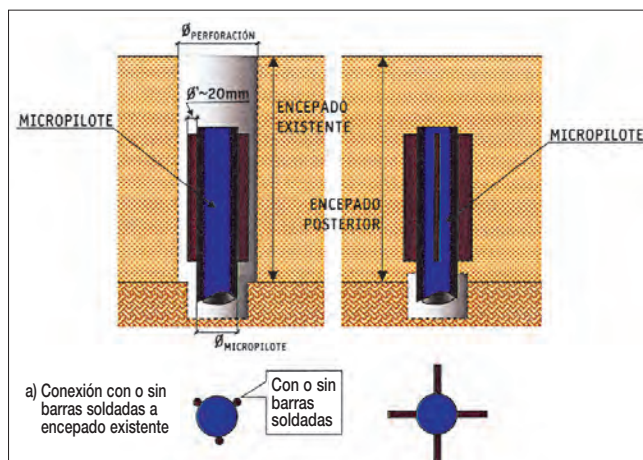


Figura 14. EJEMPLO DE CONEXIONES DE MICROPILOTES A ENCEPADOS (Oteo, 2003).

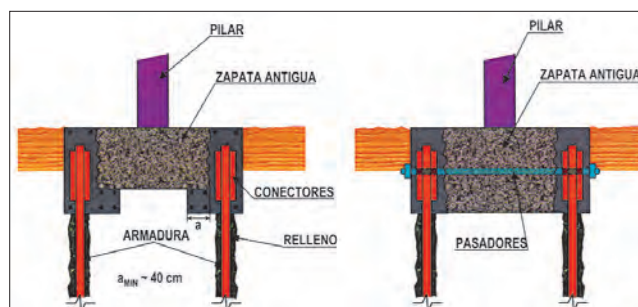


Figura 15. RECALCE CON ZAPATAS ENVOLVENTES (Oteo, 2003).

desequilibrios tensionales con inestabilidades de frente. Se consigue, con las coronas de micros, que estos resistan, a flexión y temporalmente, la presión vertical del terreno en cada avance, quedando sujetos hacia atrás por el sostenimiento ya construido y, por delante, por un empotramiento conseguido por longitud de micro ya inyectada. Si el avance lo necesita, debe ir haciéndose «coronas» o «paraguas» sucesivos, con un intervalo común de superposición de coronas de unos 3 m.

En los emboquilles de túneles es habitual disponer «paraguas» de este tipo para permitir la perforación de los primeros 15-20 m de túnel, tanto para absorber el peso del terreno por encima del túnel como para intentar cortar la posible superficie de deslizamiento que puede producirse en el talud de emboquille, al decomprimir su pie con la excavación. Estos micros deben estar unidos por una viga de atado que se sitúa en el talud de emboquille. También se usan los micropilotes en emboquilles de zonas problemáticas y de difícil acceso; en ese caso pueden utilizarse a manera de pantallas discontinuas, con uno o varios niveles de anclaje. En la figura 16 puede verse el alzado de un emboquille (túnel de la L.A.V. Córdoba-Málaga) en terrenos arcillo-margosos problemáticos con cuatro niveles de anclajes. En la figura 17 puede verse una sección transversal del emboquille, con el paraguas de micros de protección de la bóveda del túnel.

En la figura 18 (7) se presentan unos esquemas del caso de paraguas de emboquille o de paraguas de interior, con el esquema habitual de cálculo: pieza prismática biempotrada que soporta la presión del terreno (que debe considerarse repartida en una anchura al menos igual a 2 veces el diámetro del micro), con una longitud a flexión L_2 , que en función de la longitud elástica, L_e , del pilote, cuya expresión puede verse en dicha figura. Como no puede considerarse un biempotramiento perfecto se considera que, para el cálculo del momento flector, debe tomarse un valor intermedio entre el biempotramiento y el biapoyo. Hay que suponer, también, que la longitud libre es entre «apoyos» (cerchas, arcos, vigas, etc.) y no la de los avances. Hay que tener en cuenta que los «apoyos» deben de ser reales. Como, a veces, los paraguas son de directriz cónica, si las cerchas no son de sección variable las primeras apoyan bien pero las restantes no y, entonces, los micropilotes acaban trabajando con una luz que puede ser excesiva. Como se deduce de estas figuras y formulación, la diferencia entre el bulón clásico y el micro tan sólo estaría en la cantidad de acero que aporta cada elemento.

Actualmente se están empleando en túneles «bulones» autoperforadores, con inyección en punta o con tubo metálico con válvulas (para garantizar la inyección en toda la perforación), tanto en paraguas de avance como para anclar el sostenimiento en la parte baja de la bóveda, antes de excavar la destroza. Estos «bulones» llegan a ser, realmente, micropilotes trabajando a flexión (paraguas) o tracción (anclaje de bóvedas), de los que sólo se diferencian en que se instalan con un jumbo de perforar taladros para voladuras o bulones. También pueden usarse para proteger la hinca de tuberías próximas a la superficie o bajo obras subterráneas existentes.

Para completar este capítulo, adjuntamos la tabla 2 (3) con datos de resistencia a cortante y flexión de diversos tipos de micropilotes.

Tabla 2. CARACTERÍSTICAS DE ALGUNOS MICROPILOTES (Murillo, 2002)

DIÁMETRO DE PERFORACIÓN (mm)	125	125	150	169	180
ARMADURA: Diámetro ext. x Espesor (mm)	73 x 5,5	89 x 6,5	114 x 7	127 x 9	139 x 9
MOMENTO DE INERCIA (cm ⁴)	66,9	144,2	338,2	584,1	780,2
LÍMITE ELÁSTICO (MPa)	500	500	500	500	500
RESISTENCIA A CORTANTE (T)	21,43	30,96	43,24	61,31	67,55
MOMENTO FLECTOR MÁX. (mT)	0,92	1,62	2,97	4,60	5,61

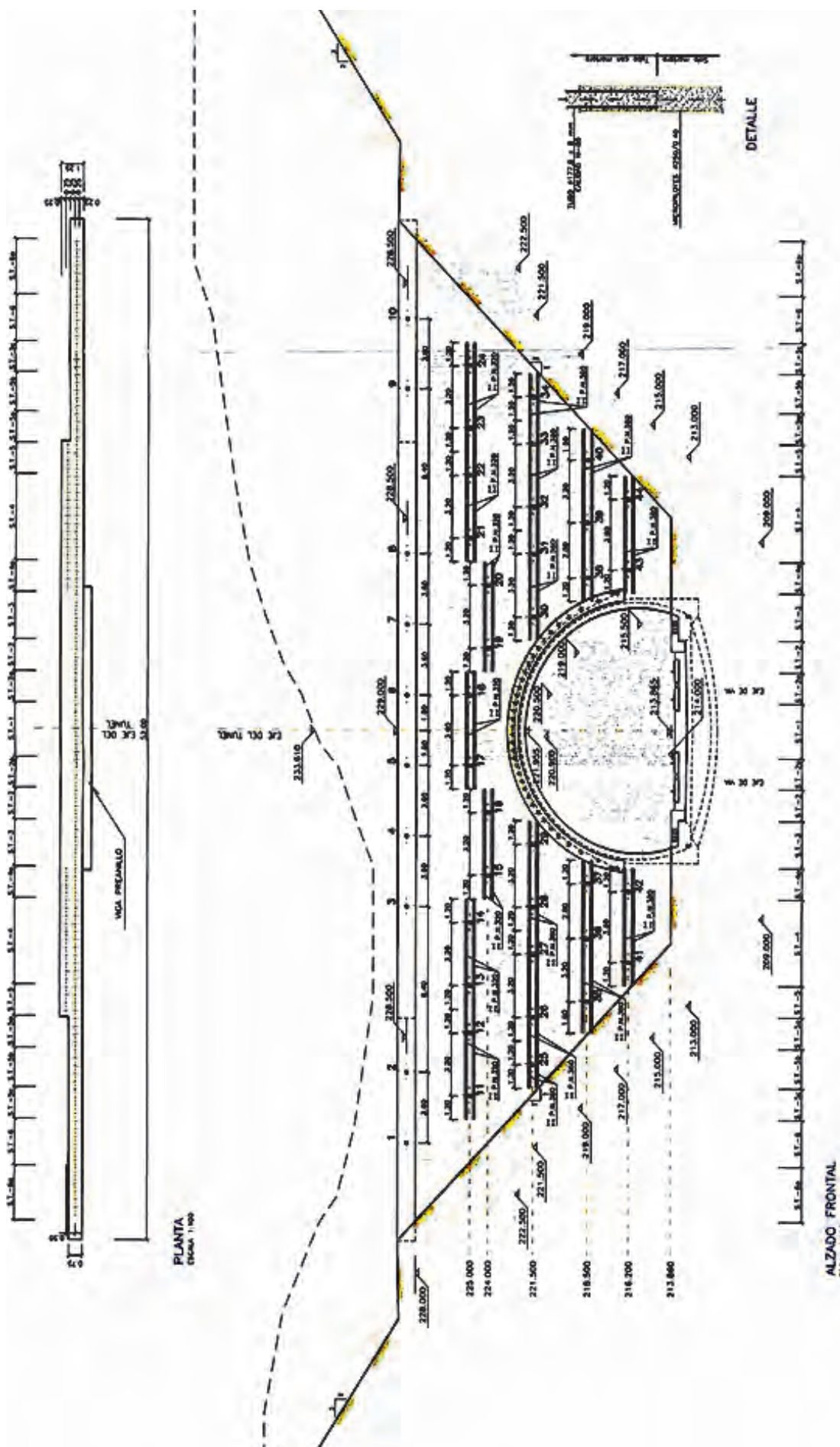


Figura 16. EMBOQUILLE DE TÚNEL CON PANTALLA DE MICROS.

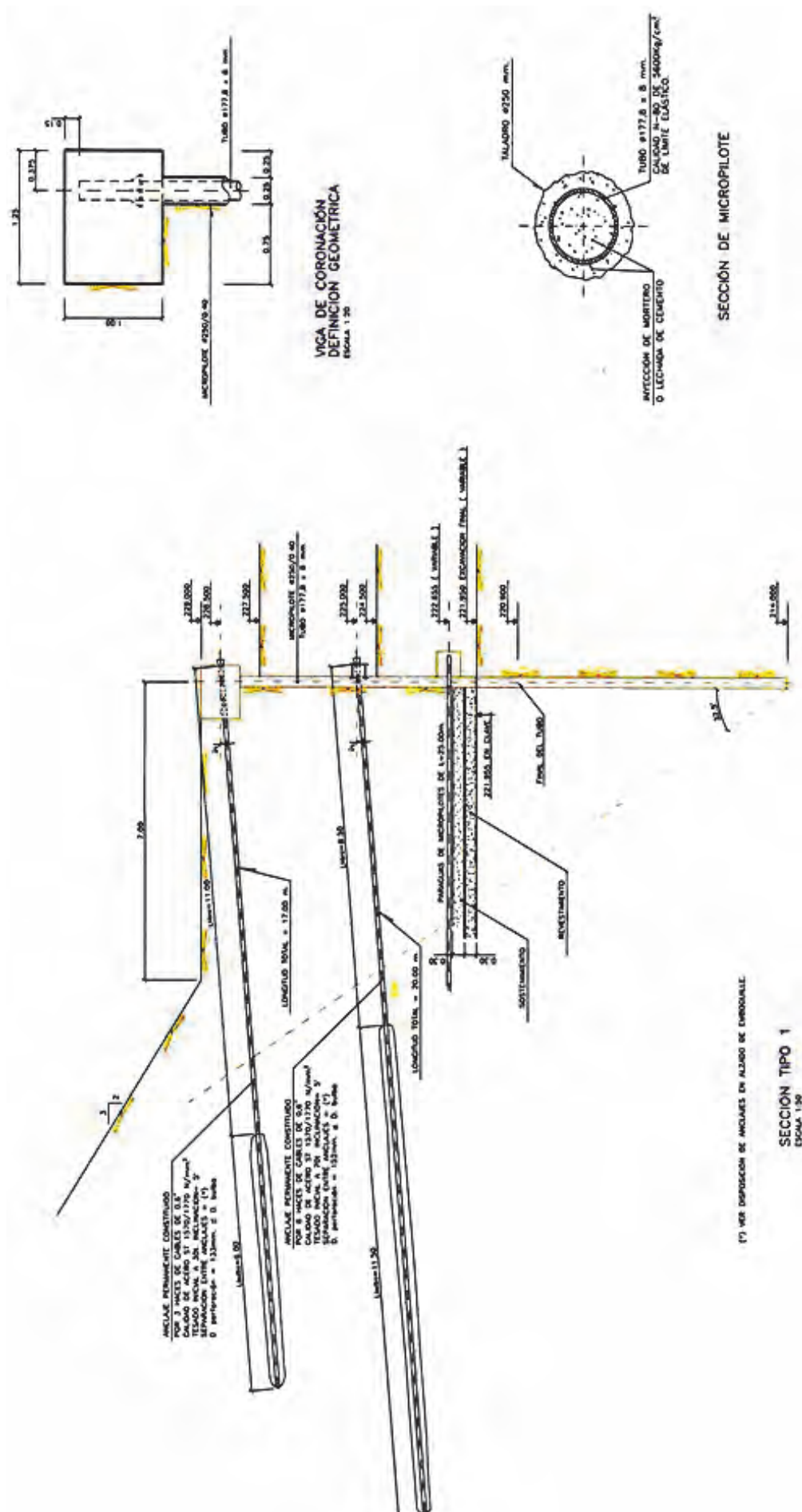


Figura 17. SECCIÓN DEL EMBOQUILLE DE LA FIGURA 16.

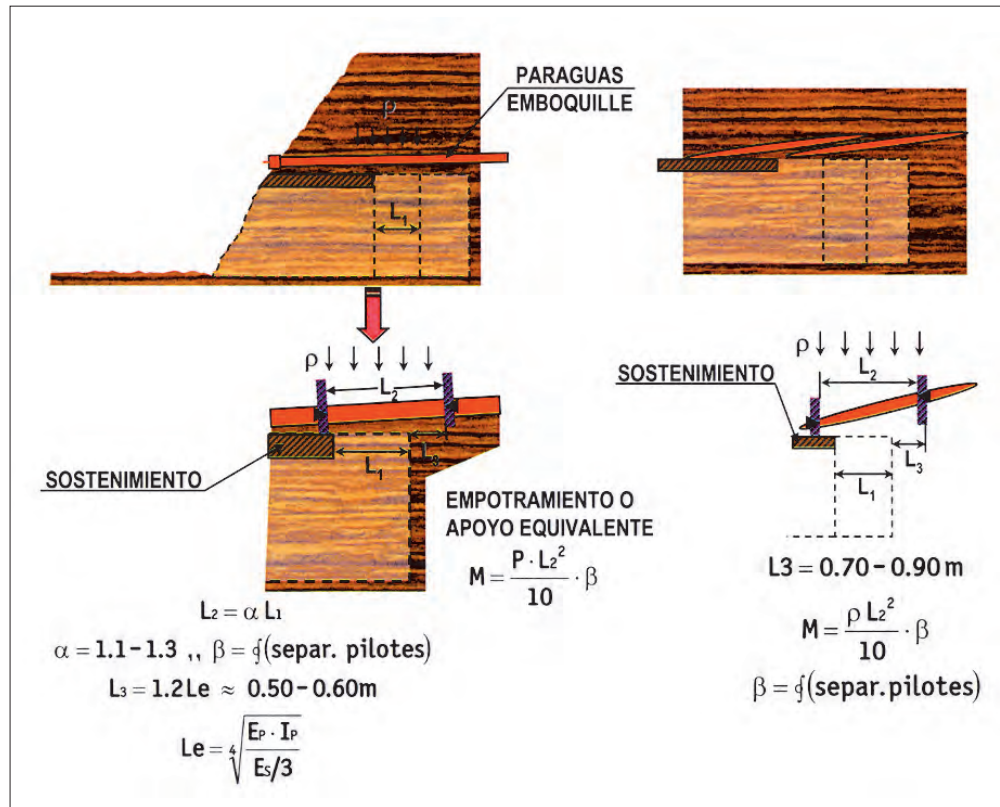


Figura 18. TRABAJO A FLEXIÓN (9).

5. Instrumentación

En el control de estas operaciones de recalce hay que distinguir:

- Control de las perforaciones, durante las cuales se pueden registrar los parámetros de la sonda: Presiones, par motor, etc., así como la dureza relativa del terreno, lo que puede permitir redefinir las longitudes finales.
- Control de los materiales utilizados: Tuberías de P.V.C., tuberías metálicas, cementos, morteros, etc. Estos controles son iguales a los habituales: sellos de garantía, probetas, etc. En las tuberías de micropilotes, a veces, se utilizan tubos que ya han tenido otros servicios, como puede ocurrir a los tubos que provienen de la industria petrolera. Esto no tiene por qué representar mayor problema: Algunas veces los micros tienen una misión provisional y temporal. Pero, aunque sean utilizados con misión definitiva, basta que se ensayen previamente para conocer sus límites elástico y comprobar sus longitudes y espesores.
- Control de inyección, mediante la comprobación de caudales impulsados (pueden limitarse, según interese, a valores de 30 a 150 l/m.l.) y de las presiones aplicadas (2-3 bares en inyecciones cuidadosas y hasta 300-400 bares en el *jet-grouting*, pasando por 12-20 bares en las de fracturación). Hoy ya se utilizan equipos servohidráulicos que permiten este control con facilidad. En el caso del *jet* se controla la velocidad de ascenso. En algunos equipos se hace manualmente, fijando el tiempo de ascenso de 4 cm, pero en muchos equipos la velocidad de ascenso se fija automáticamente, aunque pueden definirse valores diferentes, según la zona inyectada.
- Control en reinyección: En los casos de «manguitos» o válvulas puede reinyectarse, lo que suele necesitar aumentar algo la presión de inyección, para romper mejor la zona ya inyectada, previo lavado de la tubería con las válvulas (al final de la fase anterior). No conviene dejar pasar meses entre fase y fase, puesto que, aunque se haga un lavado final de la otra fase, éste no puede ser perfecto y, a veces, no se puede volver a reinyectar.
- Control del comportamiento del terreno después del recalce: En el caso de micropilotes puede hacerse una prueba de carga directamente (lo que hemos hecho personalmente alguna vez y ya se mostró en el capítulo 4) o bien acudir a comprobación dinámica, como en los pilotes *in situ*. Se golpea en la cabeza del micro con un martillo y se mide la aceleración de la onda producida y el acortamiento del micro (procedimiento similar al Método Case del profesor Goble, utilizado para los pilotes hincados). Hemos intervenido en una investigación sobre este tema y los resultados son muy esperanzadores. Pero en el caso de inyecciones tipo T.A.M. esto no puede hacerse y es adecuado acudir a los métodos geofísicos para comprobar suelo-inyecciones. Es posible realizar esto con «pequeña sismica», antes y después de hacer el tratamiento, controlando la emisión y transmisión de ondas Raleigh (lo que ya viene haciendo el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX desde hace unos veinte años). La mejora global del terreno tratado puede medirse en estos casos por un coeficiente de eficacia, ξ que es igual a: $\xi = V_{OD}^2 / V_{OA}^2$, siendo V_{OD} la velocidad de orden después del tratamiento y V_{OA} la velocidad de orden antes del tratamiento (viene a ser lo que aumenta el módulo de deformación); valores de 3 y 4 los hemos conseguido en diversos casos. Algunos detalles de estas técnicas pueden leerse en la referencia 10.

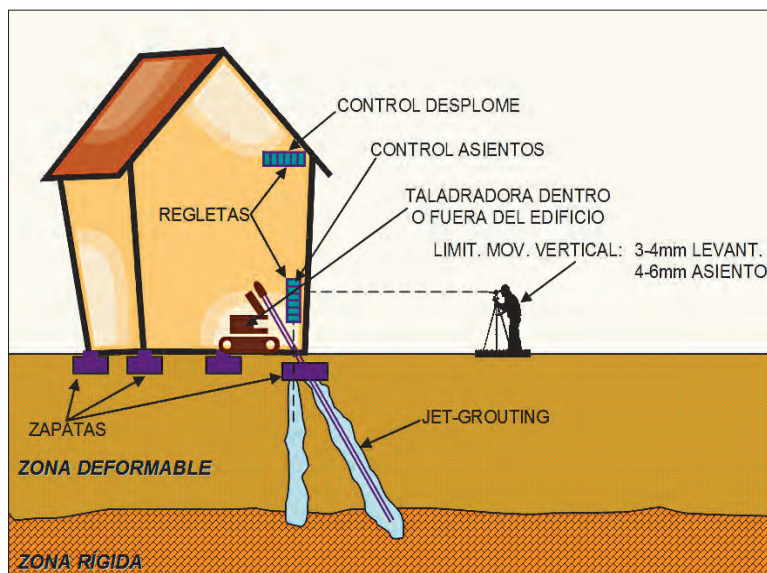


Figura 19. POSIBLE RECALCE CON JET-GROUTING Y CONTROL DE MOVIMIENTOS.

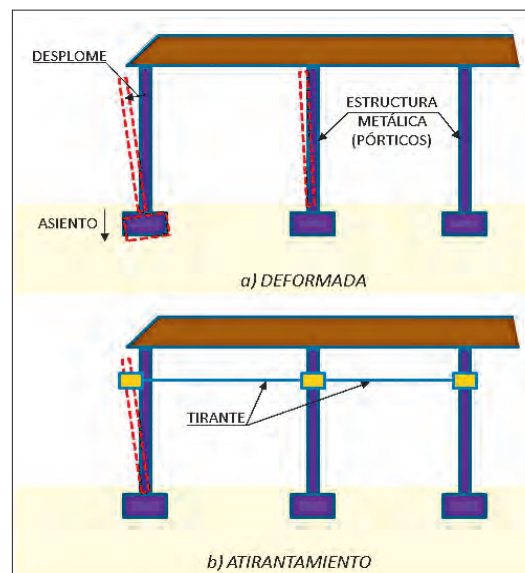


Figura 20. TIRANTES PROVISIONALES PARA EVITAR DAÑOS ESTRUCTURALES.

- Control de movimientos en la estructura a recalzar: Es el mejor e indispensable sistema de control, ya que no sólo sirve para control lo que está pasando durante el recalce sino para tener la certidumbre que la estructura llega a una posición de equilibrio estable. En la figura 19, al mostrar un posible recalce con *jet-grouting*, incluimos un esquema de control de movimientos verticales con nivel de precisión y regletas unidas a la estructura. Es importante que la base de nivelación sea un elemento fijo, para lo cuál lo mejor es instalar una varilla en el interior de un sondeo profundo, inyectada al terreno subyacente. Con ese nivel y una escuadra óptica puede controlarse también el desplome de la estructura. En la figura 19 se muestra un ejemplo para el caso de un recalce con *jet-grouting*.

6. Ejemplos de recalces con inclusiones

6.1. SELECCIÓN DE SOLUCIONES

A la hora de «poner en orden» en el comportamiento de una estructura que ha sufrido problemas de asientos, movimientos horizontales por excavaciones próximas, levantamientos diferencial por expansividad, etc., cualquier técnico se pregunta cuál es el sistema más adecuado para combatir esas anomalías, parar los desplazamientos, reparar la estructura, etc.

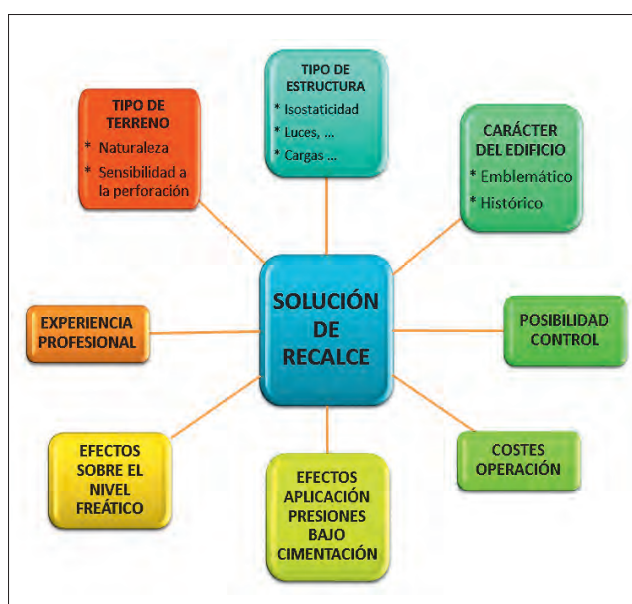


Figura 21. CONDICIONANTES PARA LA SELECCIÓN DEL SISTEMA DE RECALCE.

Ello puede llevar consigo un doble análisis: Geotécnico y Estructural, si es que los movimientos de la cimentación ya han puesto en serio peligro la estructura, lo cuál puede complicar el problema extraordinariamente. En esos casos, hay que actuar –a veces– más rápidamente sobre la estructura, con soluciones provisionales de «tirantes» (elementos metálicos a tracción) (Fig. 20) o con barras de compresión (para mantener unidos, por ejemplo, dos muros de carga que se están acercando).

Independiente de esta doble casuística, muchas veces hay que resolver –principalmente– el problema de «recalce» geotécnico y –después– hacer diversas reparaciones en paredes, alguna viga, etc. («vendas», pequeñas demoliciones, y refuerzos locales, etc.).

En este caso la pregunta es: «¿Cuál es el sistema más adecuado para el recalce?»

La respuesta está condicionada por muchos factores (Fig. 21):

- El tipo de terreno subyacente a la cimentación: a) Si es muy sensible a la perforación (como los limos yesíferos del Valle del Ebro, que pueden colapsar si se perfora con agua. b) Si se mueve mucho al perforar o inyectar (rellenos flojos de arena de miga, como se vio claramente en el recalce de la nave de pescados de Mecarmadrid), etc.
- El tipo de estática de la estructura. Si son isostáticas, pueden experimentar mayores movimientos, tanto anteriormente a las operaciones de recalce como durante éstas. No debe de olvidarse que el conseguir inclusiones en el terreno se hace, de alguna forma, atravesándole con perforaciones, hinca de elementos, etc., lo que supone movimientos en su masa. En algunos casos (suelos muy blandos o con estructuras metaestables) los fluidos de

perforación originan arrastres, colapsos, etc. Ello puede suponer mayores movimientos en las cimentaciones, lo que puede obligar a utilizar aire en vez de agua, entubaciones provisionales rígidas o pérdidas (bulones o micropilotes autopercutores), etc.

- El valor propio de la estructura (edificio representativo, emblemático, histórico, etc.), lo que condiciona los trabajos de recalce. A veces, con este motivo se han empleado técnicas especiales (inyecciones de resina, por ejemplo), pero no por ser novedosas tienen que ser más útiles. Lo que sí puede ser necesario es pasar a taladros de poco diámetro, volúmenes pequeños de inyección, bajas presiones, etc. Es decir, siempre ha que hacer un buen plan de recalce y no dejarle al arbitrio de la empresa especializada, diseñando –además– los controles a realizar. Por ejemplo, resulta conveniente que, mientras se trabaja alrededor de un pilar o muro de carga, se midan los asientos y desplomes de ese elemento y alrededores teniendo previsto algún criterio sobre estos desplazamientos, de forma que no se puedan superar.
- El efecto sobre el nivel freático general, ya que puede conseguirse algún efecto tipo «embalse», al convertir zonas permeables en impermeables, con lo que la subida del nivel freático puede originar reblandecimiento bajo cimentaciones próximas, hinchamientos, subpresiones, etc. (caso de ascenso) o asientos (caso de descenso).
- Los costes de operación, en los que hay que tener en cuenta todos los trabajos a llevar a cabo, desde preparación de máquinas para trabajar dentro de edificios, hasta rendimientos reales al tener controles especiales y quedar condicionados los trabajos por dichos controles. Además, se tendrá en cuenta el orden de realización de taladros (que puede suponer cambios de posicionamientos no habituales en otros trabajos), el tiempo de espera para inyectar taladros próximos, etc.
- La aplicación de presiones (entre 0,2 MPa y 30 MPa, según la técnica), lo que puede dar lugar a que en el propio cimiento a recalzar se apliquen presiones elevadas y se levanten esos cimientos o muros cercanos. Si el problema es de asientos, al levantar un pilar se acentúan las deformaciones diferenciales y se pueden producir fisuras o grietas en tabiquería e –incluso– la estructura. El trabajar con inyectoras (el micropilote también supone inyección) es hacerlo con «un arma cargada» y, por tanto, debe guardarse una «disciplina de fuego». En la figura 22 se muestra un posible criterio para aplicación de las principales técnicas descritas anteriormente en edificaciones; con el número de pisos se intenta medir el peso del edificio y la presión sobre sus zapatas. También se ha tenido en cuenta el grado de severidad de los daños que tiene el edificio a recalzar, aunque no sean unos criterios totalmente únicos, dados los diversos factores que intervienen en la toma de decisiones.
- La experiencia personal del técnico que diseña el recalce y la de la empresa que lo lleva a cabo (y concretamente, la de las personas que intervienen). La confianza personal, en este caso, que puede tener el responsable técnico en el equipo, en la fidelidad en el cumplimiento del diseño, en la propia experiencia del encargado en los trabajos de perforación e inyección (y en las anomalías que se van presentando al desarrollar los trabajos) puede ser fundamental.
- El entendimiento de los especialistas, en el caso de intervenciones en suelo y estructura, es muy importante. Excesos de protagonismo de uno y otro (o de los dos) puede ser perjudicial, al considerar que una cosa predomina sobre la otra.

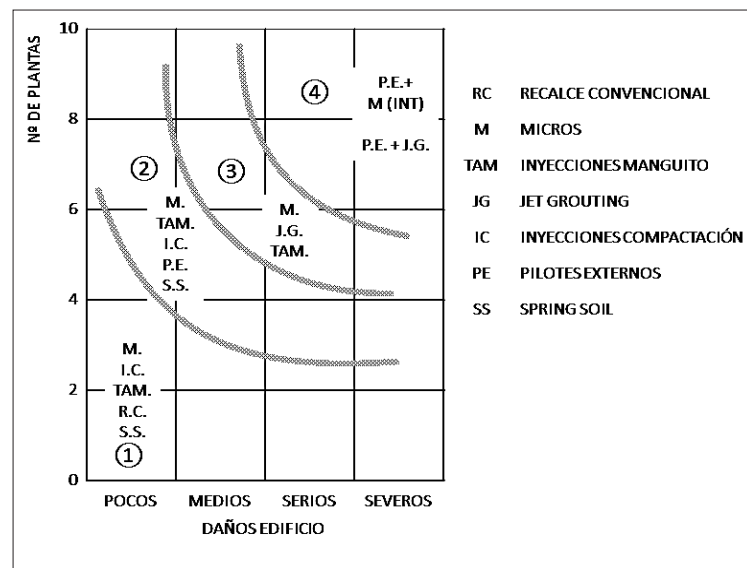


Figura 22. POSIBLES TÉCNICAS DE RECALCE EN EDIFICACIONES.

6.2. EJEMPLOS DE RECÁLCE CON INYECCIONES T.A.M. Y ARMADAS

A manera de ejemplo con esta tecnología, podemos citar el caso del recalce de la Guardería del Ministerio de Fomento, sita en la intersección de la calle de Raimundo Fernández Villaverde y el paseo de la Castellana de Madrid, dentro del recinto del propio ministerio. Se trata de un edificio de una sola altura y con fachada a base de losas de granito, que constituye el entorno exterior y estética del recinto de los Nuevos Ministerios.

En esa zona existen diversas antiguas vaguadas, como la del arroyo de la Castellana y otra que baja por Raimundo Fernández Villaverde. Todas esas vaguadas fueron rellenadas prácticamente en el entorno de la Guerra Civil y sobre estos rellenos se edificó las instalaciones que acabaron siendo Guardería.

Con el tiempo se fueron produciendo, poco a poco, fisuras en la tabiquería de las instalaciones que fueron siendo arregladas sucesivamente. Cuando se hicieron las obras de la Nueva Estación de Nuevos Ministerios para Cercanías (Duplicación de la Línea Atocha-Chamartín), en parte porque pudo afectarse a la Guardería, en parte por disponer –en ese momento– de medios adecuados, se decidió recalzar la Guardería y evitar, así, que se fueran produciendo poco a poco más asientos, generalmente derivados de fugas de agua periódicas por esa zona y que iban originando arrastres y colapsos del relleno.

Por estos motivos se decidió acudir al sistema de inyecciones con TAM, controladas, para mejorar el terreno situado entre las zapatas corridas bajo los muros de carga y el terreno pliocénico natural resistente, que estaba a unos 6-7 m de profundidad. Se juzgó que, dadas las bajas cargas transmitidas y el estado del edificio, el acudir a micropilotes era excesivo y algo peligroso, al crear puntos duros. Además se consideró que, así, no era necesario entrar en el edificio, mejorando el terreno bajo el centro de este con taladros inclinados.

En las figuras 23 a 25 pueden ver algunos esquemas de la Guardería en cuestión y el diseño de recalce con inyecciones tipo TAM realizado (con tubo de PVC). Su ejecución se hizo con un orden cuidadoso para evitar crear algún punto excesivamente duro, perforando con aire y controlando los asentamientos y desplomes que se iban produciendo, limitando la inyección a admisiones de 50 l/m.l. de taladro y la presión a 2,5 bares. El control se hizo instalando en un sondeo una varilla metálica introducida tres metros en el terreno natural competente e inyectándola a éste. Los asientos durante toda la operación no excedieron de unos 3-5 mm y cuando se acabaron las inyecciones se controlaron los movimientos durante tres meses, no apreciándose incrementos de movimientos apreciables.

Otro ejemplo pero con inyecciones armadas se presenta en las figuras 26 y 27 que corresponden al recalce de un edificio en la Villa de Vallecas, cuya estructura estaba constituida por muros de carga y pilares apoyados en zapatas no muy anchas. Por ese motivo y dado que el terreno superior estaba formado por «peñuelas» reblandecidas (redepositados), sobre arcillas yesíferas duras, se diseñó el recalce esquematizado en esas fisuras, con inyecciones T.A.M., con taladros de diversas inclinaciones, e inyectado lechadas normales y densas (con cenizas y/o arena fina). Así no hizo falta entrar en el interior del edificio. Los tubos metálicos llevaban manguitos cada 0,5 m, penetrando 0,5-1,0 m en el sustrato yesífero próximo.

En cada fase se limitaban la admisión a 100 l/m.l. y a una presión media de 3 bares en los 8 m superiores y de 6 bares en los inferiores (aunque dejando los 4 m más superficiales sin inyectar). En alguna zona la admisión llegó a 600 l/ml, pero lo normal era del orden de 200 l/ml. En repetición podía llegarse, ocasionalmente, a una presión de 7-8 bares en zonas profundas.

6.3. EJEMPLOS DE RECALCE CON JET-GROUTING

El empleo de la técnica de inyección por tobera en recalces debe hacerse con cuidado, dado que la impulsión con lechada se hace a unos 300 bares; aunque se pierda enseguida esta presión (al cortar el terreno), siempre vuelve por el hueco del taladro y de varillaje algo de rechazo (terreno más lechada) con una cierta presión, el cuál se puede introducir por zonas débiles (contacto entre firme y terraplén, zapata y terreno, soleras y terreno, etc.), con lo que ahí se concentra y ejerce la presión que le queda, que puede ser de algunos Kp/cm².

Entonces estos elementos pueden sufrir movimientos diferenciales y agrietar tabiques y/o estructura, produciendo daños no deseados y poco controlables.

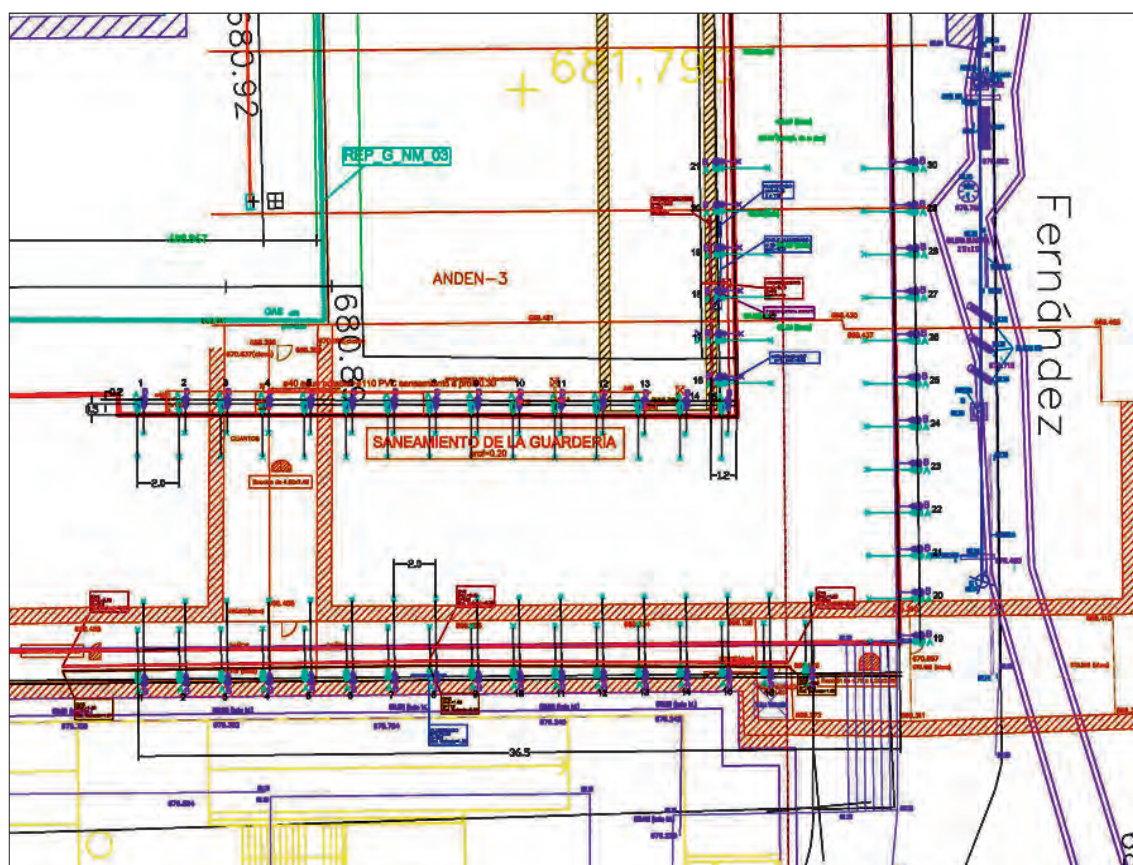


Figura 23. PLANTA DE LA GUARDERÍA CON TALADROS DE INYECCIÓN.

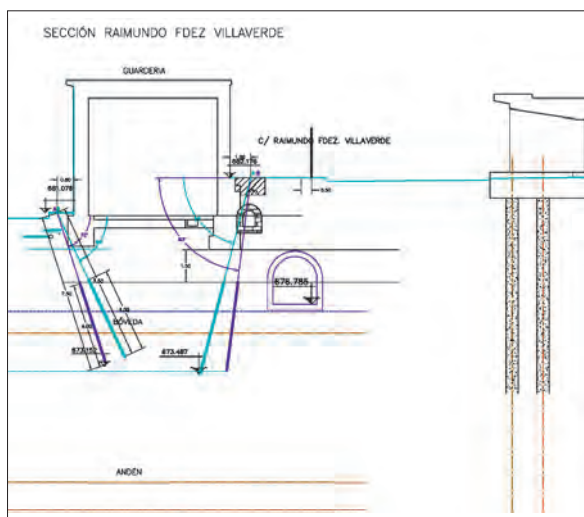


Figura 24. SECCIÓN TRANSVERSAL A LA GUARDERÍA CON LOS TALADROS DE INYECCIÓN.

No es que no se puede usar esta técnica en recalces de edificios, sino que no debe hacerse indiscriminadamente. Los primeros contactos que, personalmente, tuvimos con esta técnica en Europa incluían un recalce en el interior de un edificio normal de 5 plantas (con avances y retiradas en la perforación e inyección cada metro, lo que daba lugar a que hubiese que trabajar con mucho cuidado) y en un antiguo convento de 3 plantas. En el gráfico de la figura 22 limitamos en parte el uso de esta técnica, no aconsejándole para edificios bajos, con cargas pequeñas. No quiere decir esto que no pueda usarse; pero hay que hacerlo con muy buen diseño, con el orden adecuado de taladros, controles exhaustivos de movimientos, etc. Sin embargo tienen mucha utilidad en acciones auxiliares de recalce, como, por ejemplo, en la Depuradora de Butarque, al sur de Madrid.

En este caso, la excavación de casi 20 m en peñuelas (arcillas miocenas duras y fisuradas con yesos) para instalar 12 decantadores originó no sólo algo de movimiento de elevación, por decompresión, sino que permitió que se abrieran las fisuras de las arcillas, con circulación de agua. Dado que los yesos contenían glauberita (o sea la sal de Glauber, ClNa , o sal común), la

filtración arrastraba iones de sodio, al pasar por el yeso, que se introducían, en la red cristalina de la parte arcillosa, aumentando su potencial expansivo.

Ello dio lugar a romper totalmente un decantador de 20 m de diámetro (con sólo 6 m de altura, por lo que pesaba poco) y, también, el que le sustituyó (por creer que no era esa la causa). Los demás también empezaron a levantarse.



Figura 25. RESULTADO DE LAS CINCO FASES DE INYECCIÓN EN LA GUARDERÍA (gentileza de Geocisa).

El movimiento se amortiguó con una zanja (al pie de la excavación) casi rodeando los tanques, con unos 4 m de profundidad y rellenándola de hormigón. Pero con el tiempo fue una actuación insuficiente y continuó el levantamiento.

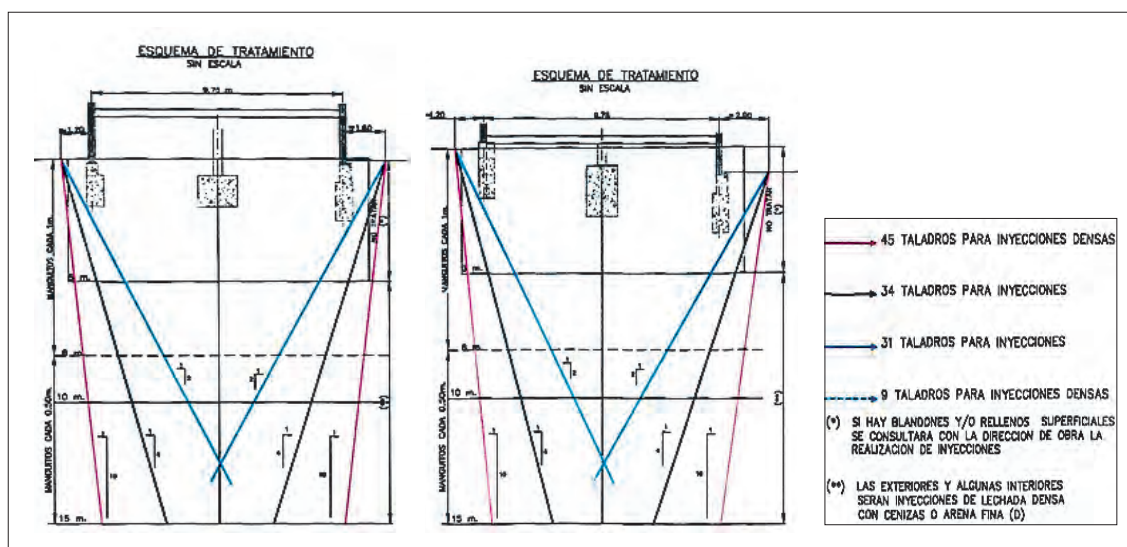


Figura 26. RECALCE DE UN EDIFICIO EN LA VILLA DE VALLECAS.

Finalmente se ejecutó una barrera de columnas de *jet-grouting*, muy cercanas, de 17 m de profundidad, que cortaron toda la zona decomprimida, entrando la inyección en las fisuras e impermeabilizando éstas, con lo que la filtración se interrumpió y, con ella, los levantamientos. Además, se impermeabilizó, superficialmente, el hueco entre decantadores, logrando salvar todos ellos (Fig. 28).

Pero donde se ha obtenido un magnífico resultado es en el recalce de unos cajones marítimos en el Muelle núm. 9 del Puerto de Málaga. El viernes 16 de julio de 2004 se produjo un movimiento brusco de cuatro cajones de la Ampliación del citado muelle. Como consecuencia de ello, los cajones 17 a 20 (cuyo trasdós se había rellenado y sobre el que se colocó una sobrecarga de 6 m de altura) experimentaron un movimiento de traslación horizontal (de unos 20 m) y giro en planta, quedando como puede verse en las figuras 29 y 30 (Datos facilitados por Dragados e Intecsa).

Los cajones 21 a 24 no se movieron (Fig. 29), ya que en ellos todavía no se había hecho el relleno del trasdós.

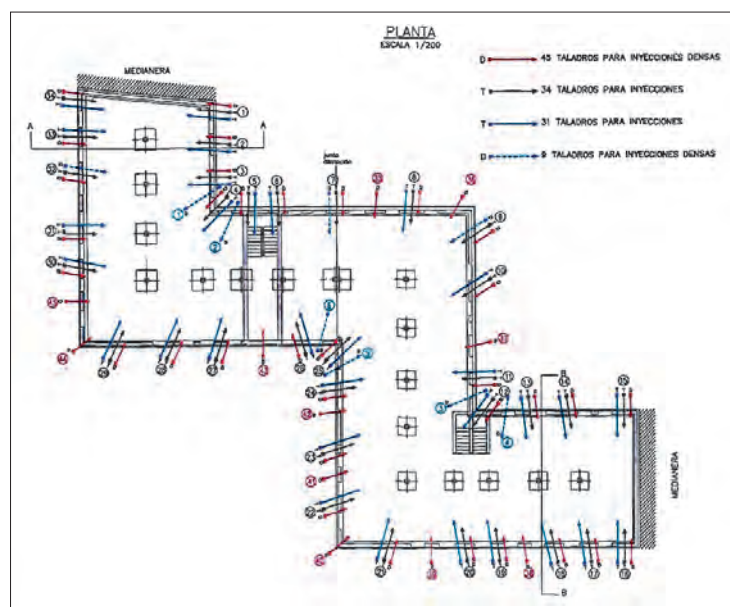


Figura 27. PLANTA DEL EDIFICIO DE LA FIGURA 30 Y SITUACIÓN DE INYECCIÓN.

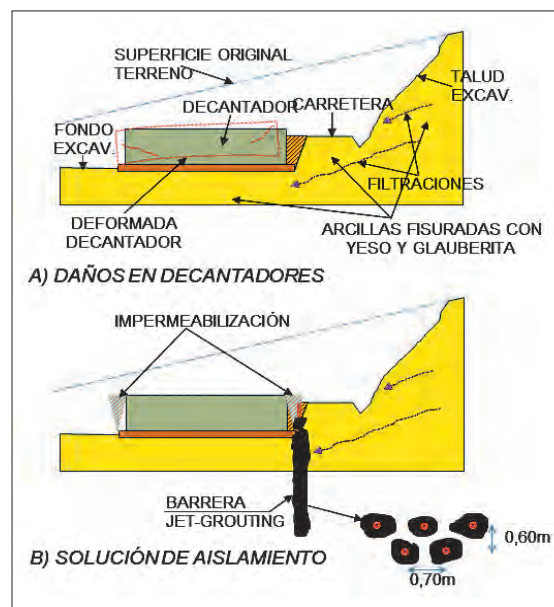
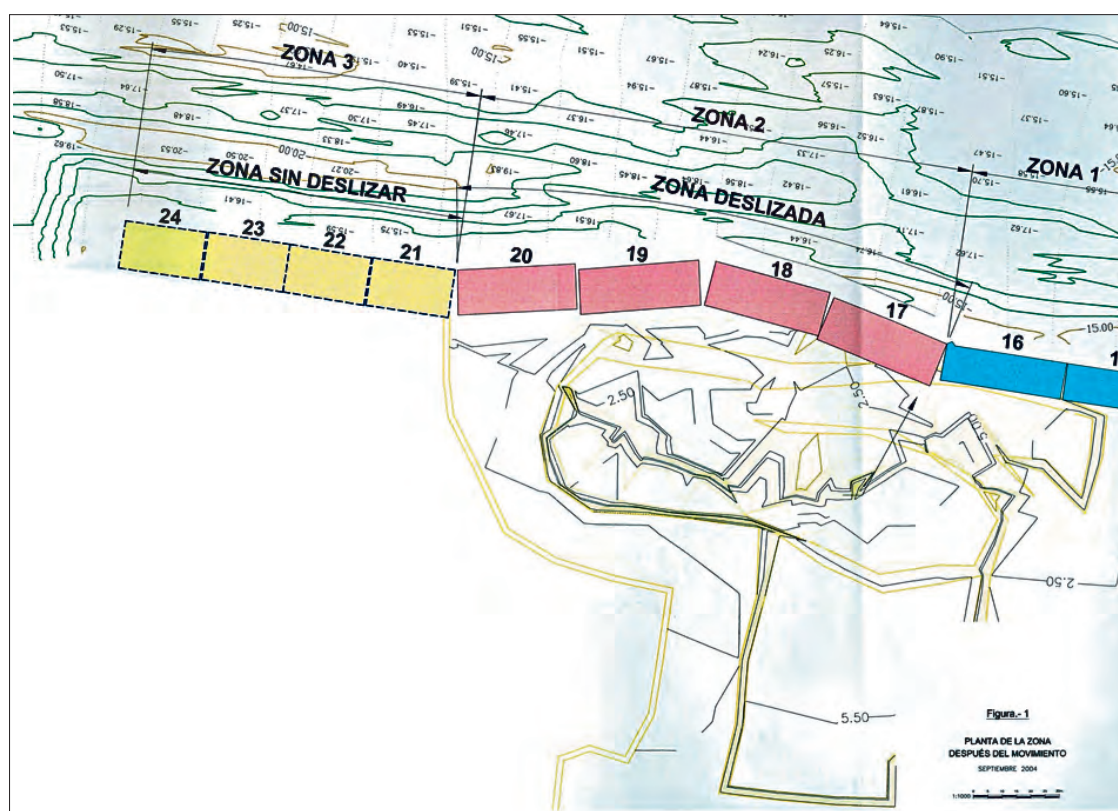


Figura 28. TRATAMIENTO EN LA DEPURADORA DE BUTARQUE.



Tras la investigación correspondiente pudimos comprobar que:

- El terreno estaba formado por: a) Limos y arcilla gris con arena (de baja resistencia al corte, que se suelen denominar, localmente, como fangos). b) Gravas y arenas grises. c) Margas arcillosas grises, competentes (sustrato).
- Los cajones se asentaron sobre una banqueta de grava gruesa, calcárea, tras dragar los fangos.
- El relleno de trasdós estaba formado por materiales areno-arcillosos diversos.
- Los cajones y banquetas se habían desplazado principalmente en horizontal (Fig. 30), bajando el relleno unos 5-7 m junto al trasdós de los cajones.
- Bajo los cajones todavía quedaban fangos sobre las gravas. Es decir, el dragado previo –que intentó eliminar totalmente los fangos– no había sido todo lo bueno que se deseaba. Quedaron espesores variables de fangos entre 1 y 3 m. El mayor espesor de fangos sobre lo previsto en esa zona, parece que proviene de la existencia de una antigua paleovaguada, derivada de cambios en planta, del río Guadalmedina próximo.
- La superficie de rotura fue casi-horizontal bajo los cajones, en el contacto banqueta-fangos, con rotura semicircular en la zona de rellenos (Fig. 30).

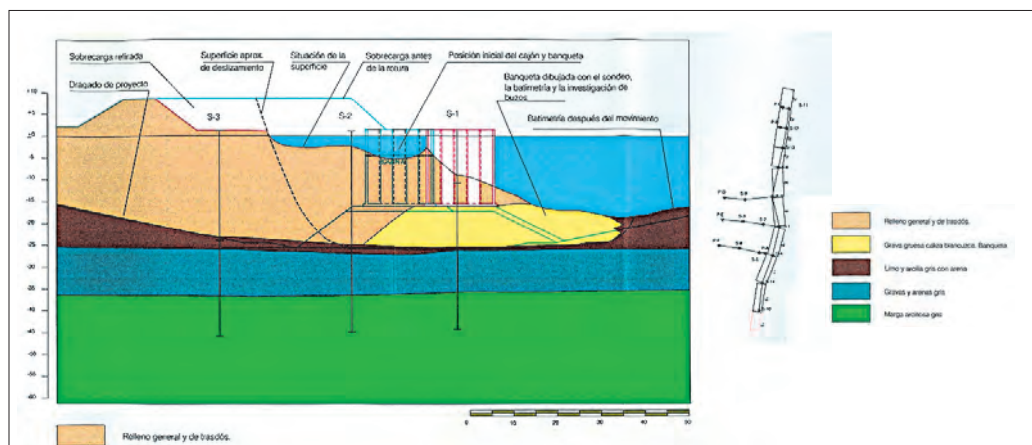


Figura 30. ESQUEMA DEL DESLIZAMIENTO.

La solución, en la zona movida fue:

- Retirada de la sobrecarga.
- Dragado del relleno del trasdós.
- Retirada de cajones por flotación (salvo medio que no se pudo aprovechar, por tener esquinas y celdas rotas).
- Retirada de banqueta y dragado general hasta las gravas.
- Reposición de banqueta.
- Fondeo de cajones.
- Colocación de «todo uno» en todos los cajones, relleno general y aplicación de sobrecarga.

Pero en el caso de los cajones 21 a 24 (cuyo trasdós estaba sin rellenar) se comprobó que también había fangos. El deslizamiento no se había producido, al no tener el cajón los empujes del trasdós. Por eso se decidió que, para evitar las costosas operaciones de flotación, dragado, etc., se procediera al recalce de dichos cajones, de forma que, cuando recibieran los empujes del relleno del trasdós, no deslizaran. En la figura 30 pueden verse los asentamientos de diversos cajones: El 16 llegó a tener asentamientos de 90 cm, aunque no deslizó. El 18 (deslizado) tuvo un asiento de hasta casi 150 cm. Y el 23 (sin relleno en trasdós) sólo había asentado unos 25-30 cm cuando se decidió recalcarlo.

Para ello, propusimos un tratamiento de fondo, a base de columnas de *jet-grouting*, para que se cosiera el espesor de fangos a las capas superior e inferior (Fig. 32). Así, podía conseguirse una resistencia de conjunto, en los fangos, mucho mayor que la natural del suelo blando original. En principio se previeron columnas de 6 m de longitud, con una sección neta de 0,90 m² (con *jet-3*), con lo que (según el código Plaxis) podía obtenerse un coeficiente de seguridad frente a la inestabilidad general de 1,31-1,40 (Fig. 33).

Previamente a la realización del tratamiento (y para comprobar si las columnas tenían resistencia al corte entre 0,4-0,56 MPa, como se supuso en proyecto), se realizó un área de pruebas en zonas en que se habían vertido fangos de dragado (en superficie). Se realizaron 21 columnas de *jet-grouting* (9 con *jet-3* y 12 con *superjet*). Después se hicieron sondeos en las columnas, para tomar muestras y

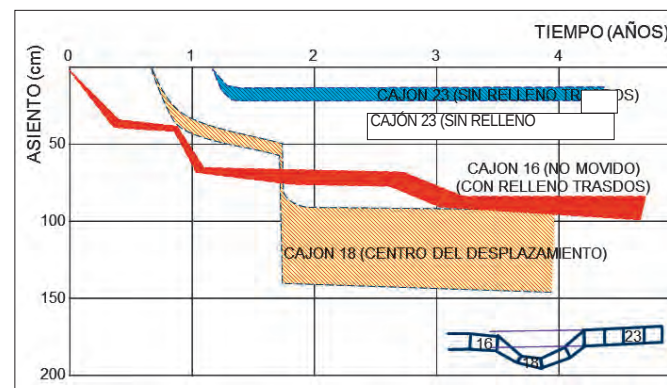


Figura 31. ASIENTO DE CAJONES REPRESENTATIVOS.

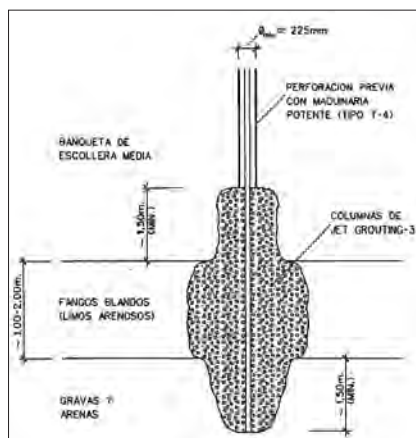


Figura 32. TRATAMIENTO DE LA ZONA DE FANGOS BLANDOS.

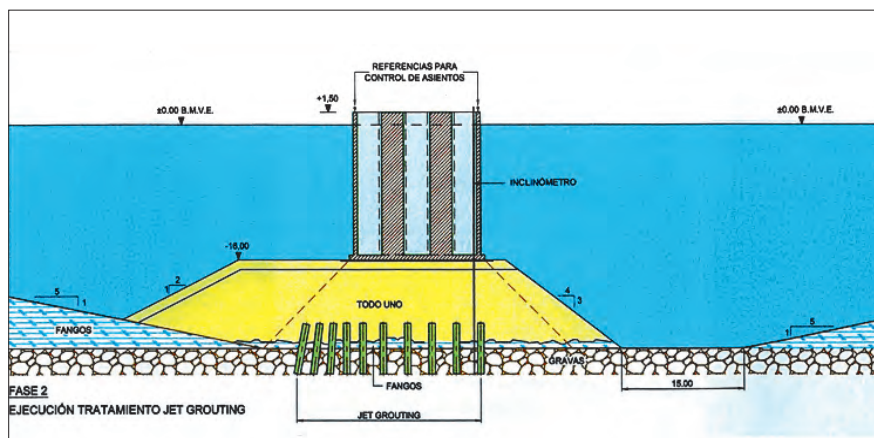


Figura 33. RECALCE DE LA ZONA SIN DESLIZAR: CAJONES 21 A 24.

su ensayo en laboratorio y –además, al abrigo de tablestacas– se excavaron 4,4 m de terreno y varias columnas para verlas, medir sus dimensiones, tomar muestras, etc. (Fig. 34 y 35). Los diámetros medios fueron de 1,55 m con *jet-3* (con admisiones entre 800 y 1.200 Kg/m.l. de 1,60 m con el *superjet* (con admisiones entre 600 y 1.200 Kg de cemento por m.l.), presentando un aspecto de mayor homogeneidad (y sección más próxima a la circular) en el *superjet*. Es decir, las secciones fueron del orden de 2-2,2 veces mayores que las supuestas en proyecto.



Figura 34. ZONA DE PRUEBAS: EXCAVACIÓN.



Figura 35. COLUMNA DE MÁS DE 1,3 m DE DIÁMETRO.

La resistencia al corte varían entre 0,54 MPa y 1,03 MPa, según los ensayos dilatométricos, en el *superjet* (con admisiones de 1.000 a 1.200 Kg/m.l.). Por todo ello, comprobando que se cumplían las especificaciones de proyecto, se decidió adoptar el sistema *superjet*, con una admisión de 1.000 Kg/m.l.

Ejecutadas las columnas, con un esquema parecido al de la figura 33 (parte atravesando el cajón, parte en voladizo) (Fig. 36), pudo pasarse a ejecutar los rellenos del trasdós con mag-nífico resultado.

En este caso, dado que el cajón viene a transmitir unas 0,45 MPa al terreno y su propia rigidez, no nos cupo la menor duda sobre la idoneidad del *jet-grouting* para hacer el recalce.

6.4. EJEMPLOS CON MICROPILOTES

En cuanto a ejemplos de recalces con micropilotes pueden ponerse numerosos ejemplos, ya que es la técnica que más viene utilizándose desde hace bastante años, bien atravesando las cimentaciones existentes, bien haciendo los micropilotes alrededor del viejo cimiento y uniendo éste a los micros mediante un nuevo encepado que se conecta (con barras, bulones, etc.) al antiguo (Figs. 13, 15 y 37).

Si se atraviesa el cimiento, hay que comprobar que la adherencia entre el taladro inyectado y el material del viejo cimiento es superior a la carga que se piensa transmitir al micropilote. Pero ello no siempre se cumple. En edificios problemáticos antiguos, con hormigones problemáticos y de escasa resistencia o con fábricas de ladrillo, la adhe-

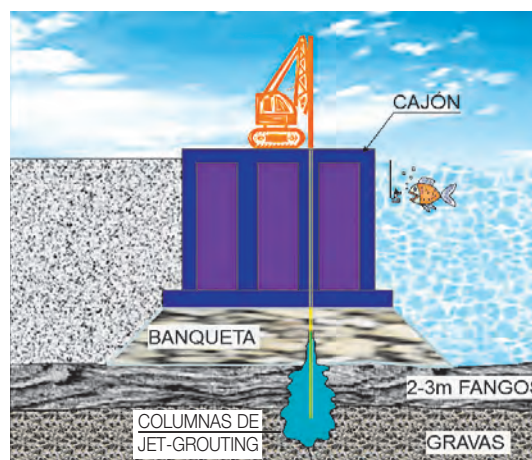


Figura 36. EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE JET-GROUTING.

rencia puede ser baja. Por ejemplo, en hormigones como los utilizados en los años 40 a 60 del siglo XX no se puede contar con una adherencia o rozamiento unitario superior a 0,3 MPa. Si el centro de la zapata es de unos 60 cm y el taladro de 150 mm, sólo podríamos contar con 9 T/pilote. Nos hemos encontrado con problemas de este tipo en una serie de recalces que llevamos a cabo en la Villa de Vallecas al llegar el siglo XXI. Sin embargo, en hormigones ya modernos (con resistencias características de 25-30 MPa) puede contarse perfectamente con adherencias de 0,6-0,8 MPa, sin problemas.

Por eso, hay que elegir bien los diámetros de perforación y de los tubos metálicos, así como el espesor y calidad de estos últimos. Actualmente, el utilizar perforaciones de $\varnothing$ mayor de 200 mm no es raro, ni incluso llegar a los 300 mm, para cargas de más de 150 T por pilote. Aunque, quizá, con estas dimensiones el hablar de micropilotes empieza a ser poco representativo, aunque se siga empleando una técnica similar de perforación a rotación e inyección del exterior del tubo o a través de válvulas instaladas en él. Alguna empresa española ya ha utilizado estos diámetros y cargas excepcionales.

Pero lo normal es el rango de carga de trabajo entre unas 18 y 50 T. Los primeros micros (con inyección única) no trabajaban a más de 12-18 T y lo que se hacía es utilizar un buen número de ellos, incluso distribuidos en perímetros de superficies geométricas tales como troncos de cono, paraboloides hiperbólicos, etc., tal como diseñó Lizzi (el creador de esta técnica) para recalzar diversas torres históricas. En esos casos, es algo dudoso que se trate de una transferencia directa de cargas a unas inclusiones o de un tratamiento de refuerzo y «zunchado» del terreno bajo la estructura a recalzar. Este efecto de «zunchado» no se sabe calcular adecuadamente, pero suele dar un magnífico resultado.

En las figuras 38 y 39 se muestran algunos de los diseños utilizados en los recalces antes citados de la Villa de Vallecas, en los que una de las grandes precauciones que hay que adoptar (por la presencia de arcillas con yesos y carst es éstos) es controlar la introducción de fluidos, perforando con aire y poco a poco. Saltarse esta recomendación dio lugar en un edificio de esa zona, a importantes deformaciones en el terreno en que se apoyaba un edificio, a través de zapatas de poco canto y hormigón viejo, corridas bajo muros de carga, en el que ya se habían hecho transformaciones en la estructura, al realizar importantes huecos en los muros de carga. Sólo pudimos llegar a tiempo para recomendar la demolición del edificio, muy dañado por todas partes.

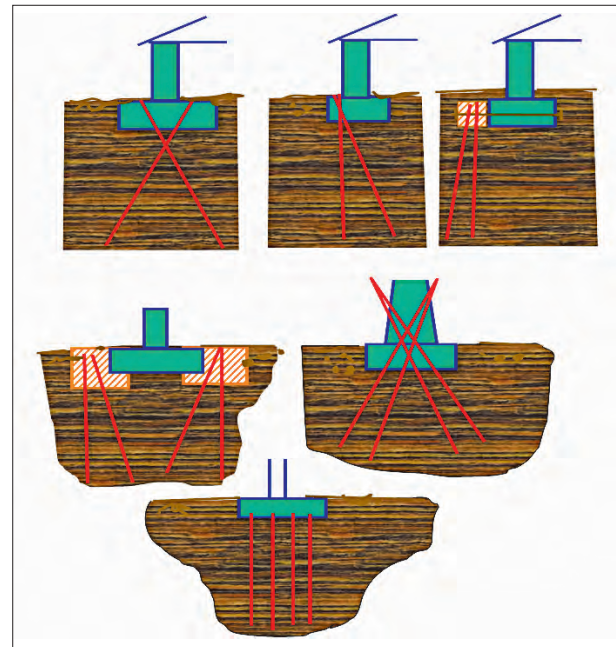


Figura 37. DIFERENTES TIPOS DE SOLUCIONES DE RECALCE CON MICROPILOTES O CON INYECCIONES.

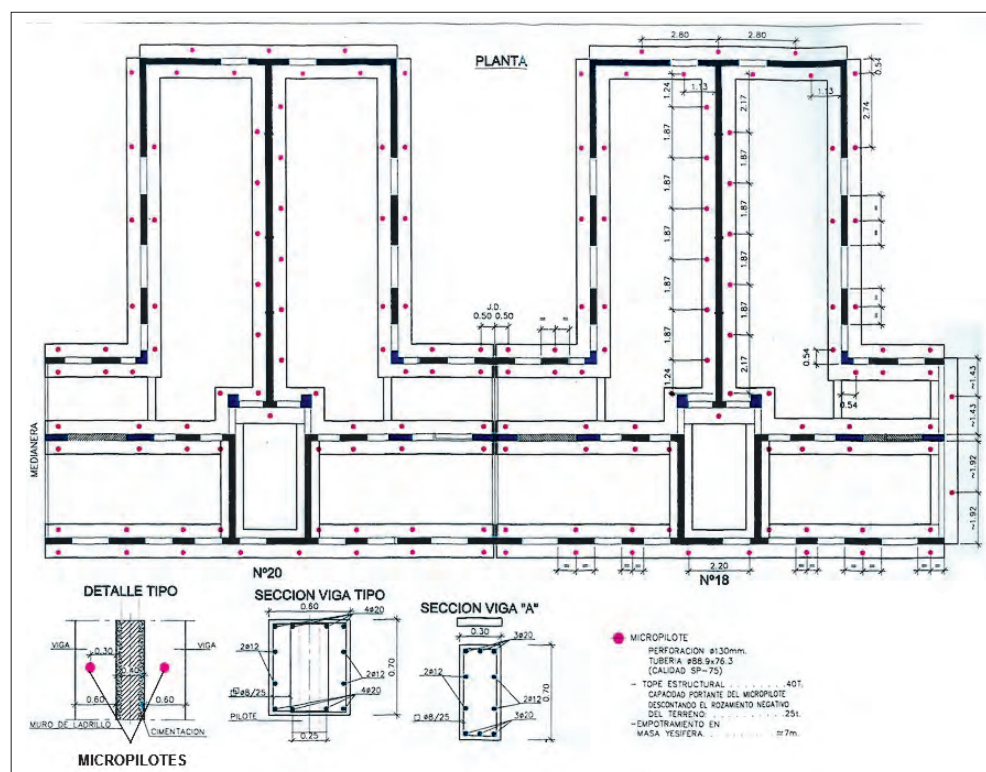


Figura 38. EJEMPLO DE RECALCE CON MICROS EN LA VILLA DE VALLECAS.

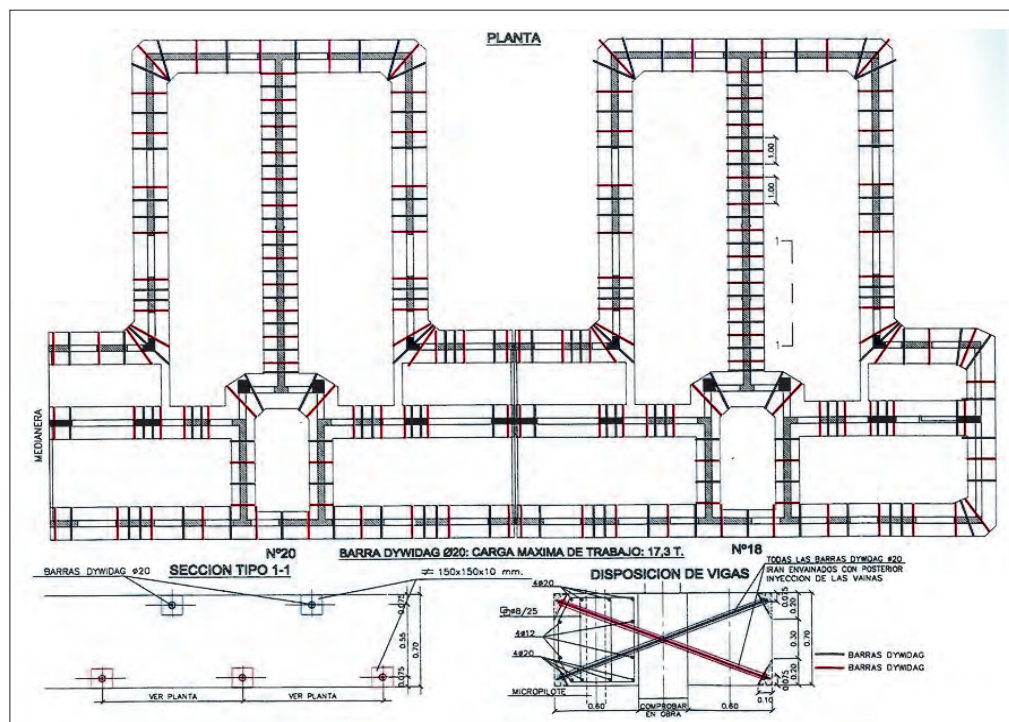


Figura 39. CASO DE LA FIGURA ANTERIOR: COSIDO DEL NUEVO Y VIEJO CIMIENTO CON BARRA DYWIDAG (gentileza de Ferrovial-ACS).

En algunas ocasiones es preciso combinar el empleo de micros con otros elementos de recalce. En principio, los micros tienen bastante limitada su resistencia a flexión y, a pesar de que se utilizan para «recalzar» terraplenes inestables a media ladera (con trabajo a cortante y a flexión) (Fig. 40). Ello únicamente es posible cuando la altura de micros alcanza unos 7-8 m por encima de la superficie de rotura y utilizando unos pilotes por m.l.

En casos en que se presente una importante tendencia a desplazamientos horizontales, la capacidad resistente de los micros puede ser insuficiente. Por ejemplo, es el caso de una torre de unas 20 plantas en Benidorm. El terreno resistente estaba inclinado con respecto a la planta baja y recubierto por relleno y coluvión flojo. La cimentación se llevó a cabo mediante pilotes *in situ* que, bien se apoyaron parcialmente en bolos calcáreos del coluvión, bien se hacía (por zonas) con igual longitud. Con ello, el apoyo no quedó bien y, cuando empezó a construirse el edificio, éste empezó a asentar por el lado de mayor espesor de terreno deformable. Dado que sólo se aplomó la primera planta y después se continuaron los demás pilares paralelamente a los de la planta baja, no se notó la inclinación. Al llegar a la planta 10 –por diversas razones– alguien se dio cuenta de que habían alguna inclinación y volvió a aplomar pilares, pero continuó hacia arriba con el mismo sistema. Así, sólo se dieron cuenta de que al terminar el edificio estaba inclinado (50 cm de desplome horizontal en cubierta) y que seguía inclinándose.

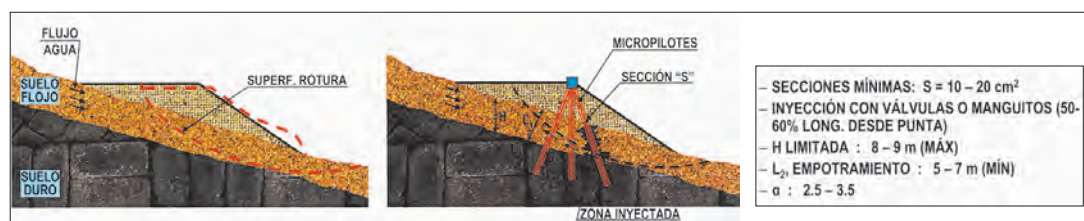


Figura 40. TRABAJO A CORTANTE Y FLEXIÓN.

Tras diversos estudios se decidió lo siguiente:

- Las cargas de los pilares internos se recogerían en micropilotes que se unían a las zapatas antiguas mediante nuevos encepados que abrazaban por debajo a los antiguos.
- En la fachada que se desplomaba, se llevó a cabo una serie de pilotes *in situ*, de Ø 1,25 m, capaces de absorber importantes cargas horizontales, encepados con una viga que se «pegaba» a todas las zapatas de esa fachada, colocando –así– una mula capaz de resistir cargas verticales y horizontales importantes. Con ello se detuvo la inclinación, y con el resto, los asentos.

En las figuras 41 a 44 puede apreciarse: a) Esquema del edificio y del terreno, así como la posición deducida de los pilotes, en alzado. b) Planta del edificio con su esquema estructural (pilares y pantallas de hormigón armado). c) Solución de recalce. d) Movimientos registrados (asientos y desplomes) desde el momento en que se abordó el problema. Los micropilotes del interior se hicieron refrigerando la perforación con aire, para no mover el terreno del relleno ni los coluviones, y los pilotes de gran diámetro se perforaron a rotación, con una entibación metálica provisional importante.

Otras veces el recalce tiene una doble misión, como en el caso de la frontera de Ceuta con Marruecos (unos 6 km de longitud), en donde la carretera se construyó sobre terraplén a media ladera. Se produjeron múltiples problemas de inestabilidad y, por ello, se llegó a utilizar más de 20.000 m.l. de micropilotes para, recalzando la valla de la frontera, mantener estable el terraplén (Fig. 45). El cálculo puede ser relativamente complejo (11).

Incluso hay casos en que el recalce se hace con micropilotes provisionales, adhiriéndose a elementos históricos, hasta que estos se pueden quedar apoyados en una losa, lo cual puede llevarse cabo de forma muy simple (Fig. 46).

7. Algunas reflexiones finales

A manera de reflexión sobre todo lo anteriormente expuesto, queremos resaltar los siguientes comentarios:

- Para «recalzar» una estructura (o sea, para llevarla a un comportamiento admisible desde el punto de vista geotécnico), primero hay que comprender cuáles son las causas que le han llevado a la situación anómala y cuál es el servicio que se desea que preste. Para ello es necesario desarrollar una Metodología como la que se expuso en el capítulo 2 de este texto.
- Es imprescindible reunir un buen dossier sobre el problema e interpretar debidamente la información. Un consejo: En principio, se trata de una labor detectivesca, por lo que se debe dudar de toda información que no tenga apoyo documental. Más de una vez hemos recibido «información de confianza falsa», transmitida por personas de «aparente desinterés».

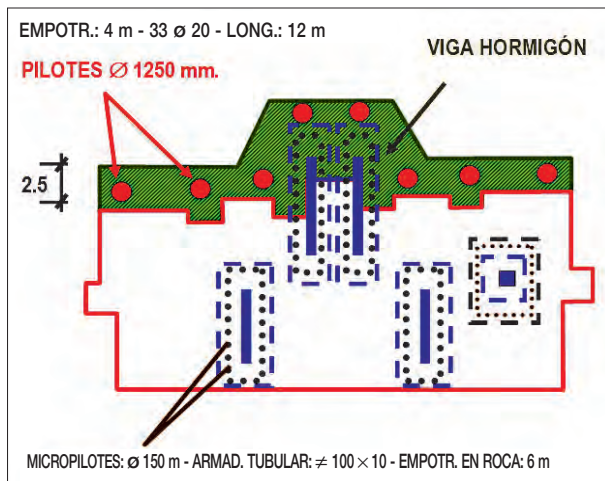


Figura 42. RECALCE DEL EDIFICIO DE BENIDORM: PLANTA.

que es probable que tengan que cambiarse algunos aspectos durante las operaciones, lo que exige un seguimiento algo más de detalle que en el caso de «reapoyos», como los de los micropilotes.

- A la hora de seleccionar la solución de recalce, el diseñador ha de tener en cuenta las causas del problema, el tipo de estructura, el terreno subyacente, la repercusión de los tratamientos, los posibles levantamientos y asentamientos debidos a las operaciones a desarrollar, la experiencia personal, la de la empresa y equipo que materializa el trabajo, los controles a ejercer, etc. Esta selección puede ayudarse con un gráfico que hemos dibujado para esta conferencia, pero, sobre todo, con el sentido común y un poco de experiencia.
- Todo lo que se haga, antes de empezar el recalce, para conocer las causas del problema, el estado real de la estructura y del terreno, la historia del servicio que ha tenido el edificio (a veces se han producido cambios importantes que no quedan claros) será poco para conocer lo que sucede en el entorno del inmueble o estructura. No pueden iniciarse

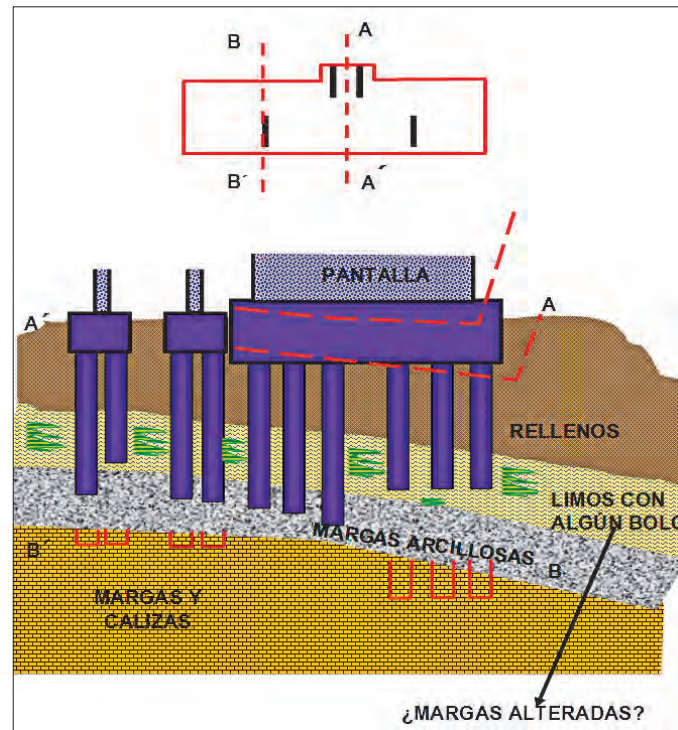


Figura 41. CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO EN BENIDORM.

- Al diseñar el recalce –lo cual debería hacerse sin intereses personales en los sistemas a utilizar– se debe intentar prever los efectos que la actuación ha de tener sobre el entorno de la estructura (asientos por perforación, cambios de sección, etc.).
- Durante todas las operaciones debe tenerse activa una supervisión adecuada, que debe ir desde la comprobación de espesores blandos en cada perforación (para, así, redefinir el recalce, si fuera preciso) hasta la instrumentación adecuada, controlando asentamientos, desplomes, niveles piezométricos, etc., antes y después del recalce.
- Los recalces que sean más un tratamiento del terreno que un «reapoyo» del cimiento, también deben proyectarse detenidamente (presiones, admisiones, distribuciones, etc.), aun

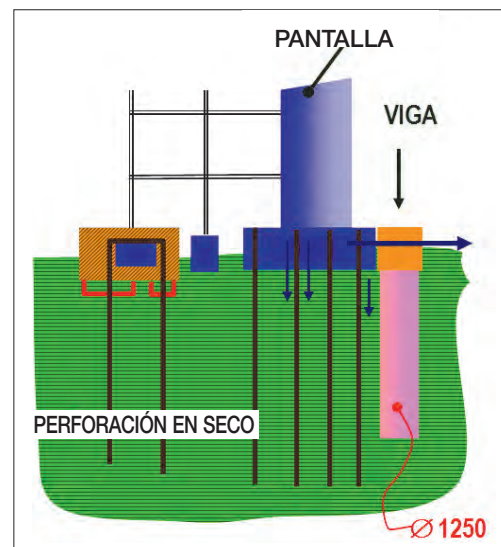


Figura 43. RECALCE DEL EDIFICIO EN BENIDORM: ALZADO (gentileza de Terratest).

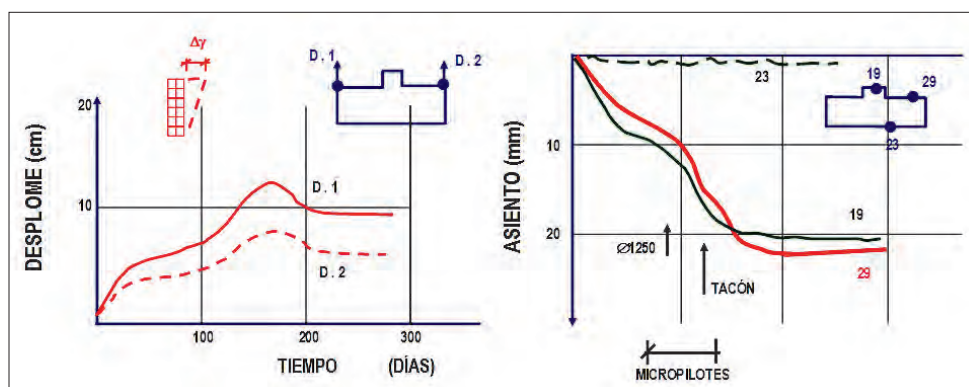


Figura 44. MOVIMIENTOS REGISTRADOS DESDE EL COMIENZO DEL DISEÑO HASTA EL FINAL DEL RECALCE.

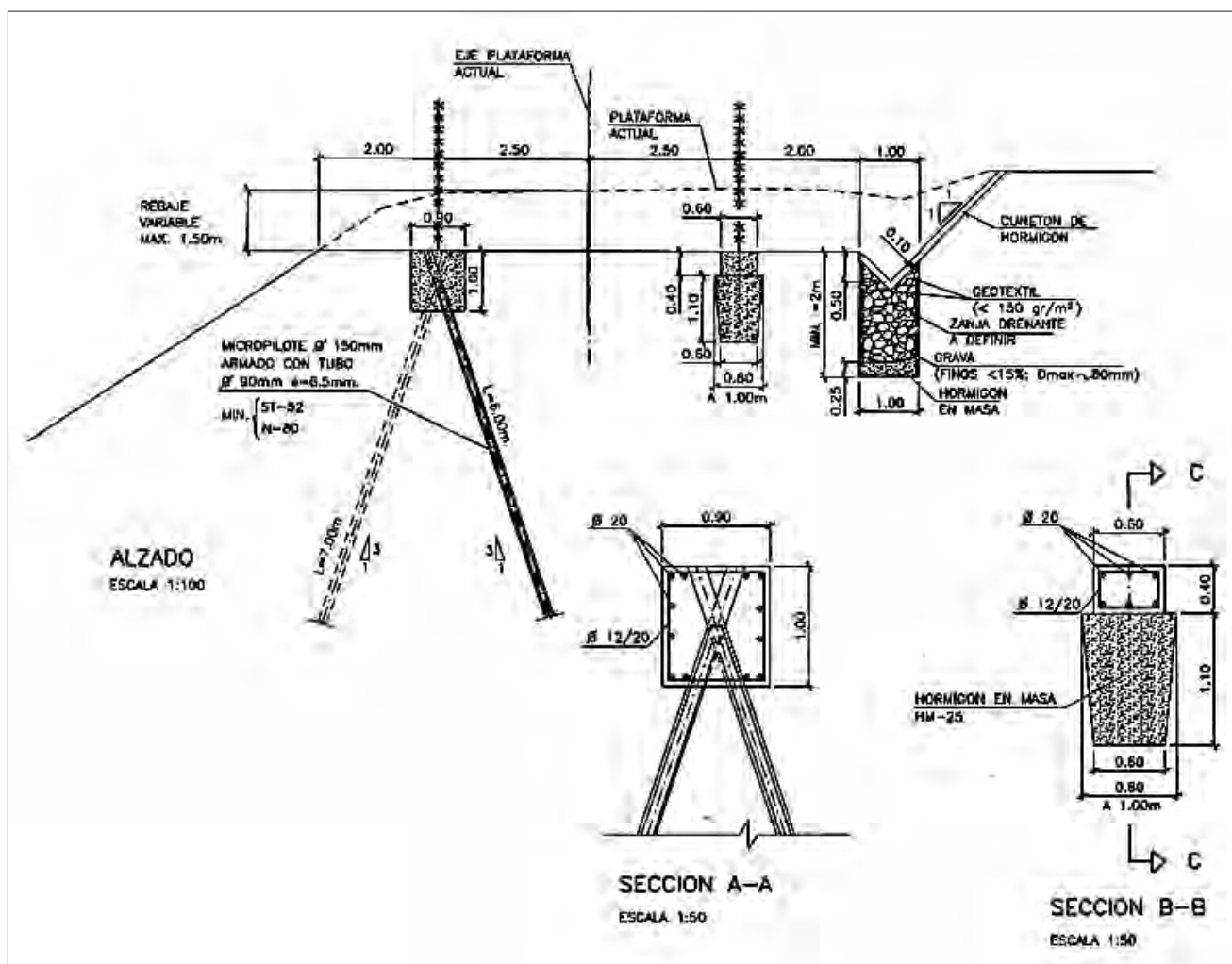


Figura 45. ACTUACIÓN EN LA FRONTERA DE CEUTA.



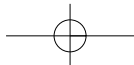
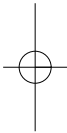
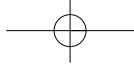
Figura 46. RECALCE PROVISIONAL DE UN ELEMENTO HISTÓRICO EN EL APARCAMIENTO DEL VIOLÓN, EN GRANADA (gentileza de SITE).

operaciones complicadas, cambios del trabajo de los elementos de carga (al disponer «puntos fijos» en parte de ellos), etc., sin tener en cuenta sus repercusiones.

- En el caso de los micropilotes, aunque su forma de transmitir cargas al terreno sea fundamentalmente por fuste, no debe olvidarse que la punta debe quedar debidamente apoyada, es más, bien introducida en un estrato poco deformable. No debe olvidarse tampoco que, en muchas ocasiones, el terreno superior se ha deformado pero puede seguir asentando (por humectación u otras causas), lo que puede generar un rozamiento negativo en parte del fuste. Conocemos, al menos, dos casos de este tipo, en los cuales ha tenido que repetirse el recalce, al cabo de cierto tiempo (Madrid y Bilbao).
- La causa del problema no tiene que ser única: Parte del edificio puede estar sobre rellenos compresibles y parte sobre material expansivo, por lo que –insistimos– es importantísimo conocer realmente esa o esas causas.

8. Bibliografía

- (1) Dirección General de Carreteras (2002). *Guía de Cimentaciones*. Servicio de Publicaciones del Ministerio de Fomento. Madrid (España).
- (2) Rodríguez Ortiz, J. M^a. (2011). *Tratamientos de mejora y consolidación mediante «jet-grouting», inyecciones...* Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 11^a Sesión: «Tratamientos en túneles y galerías». Madrid.
- (3) Murillo, T. (2002). *Paraguas de micropilotes en la construcción de túneles*. Ingeniería del Terreno. Ingeoter 1. Ed. Carlos López Jimeno, cap. 13, págs. 329-50.
- (4) Hernández del Pozo; Ocete, I.; García, R., y Hernández, J. C. (2006). «Micropilotes inyectados: clasificación y cálculo». *Ingeniería del Terreno*. Ingeoter 7. Ed. Entorno Gráfico, págs. 405-34.
- (5) Henríquez, C. I.; Oteo, C., y Armijo, G. (2009). «Aplicación y verificación del método modificado de expansión de cavidades (MMEC) en el diseño de las inyecciones de compactación para la utilización del potencial de licuación». *Revista de Obras Públicas*, noviembre, núm. 3504, págs. 23-26. Madrid.
- (6) Dirección General de Carreteras (2005). *Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carretera*. Servicio de Publicaciones del Ministerio de Fomento. Madrid (España).
- (7) Santos, J. (2003). *Micropilotes en estabilización de laderas*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 3^a Sesión: «Micropilotes». Madrid.
- (8) Bustamante, M. (1986). «Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados» (trad. del francés). *Boletín de Información del Lab. de Carreteras y Geotecnia*, núm. 174, págs. 3-23.
- (9) Oteo, C. (2003). *Criterios para el diseño de micropilotes*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 3^a Sesión: «Micropilotes». Madrid.
- (10) Olalla, C. (2006). *Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos*. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 6^a Sesión: «Técnicas de mejora del terreno». Madrid.
- (11) Oteo, C.; De la Fuente, P., y Botello, A. (2005). *Sobre los esfuerzos en pilotajes para estabilizar taludes*. VI Simposio Nacional sobre Laderas y Taludes Inestables. Valencia.



MESA REDONDA SOBRE Diseño y Control

PRESIDENTE:

D. César SAGASETA MILLÁN

PRESIDENTE DE SEMSIG

MIEMBROS DE LA MESA:

D. Carlos OTEO MAZO

CATEDRÁTICO DE INGENIERÍA DEL TERRENO

D. José María RODRÍGUEZ ORTIZ

CATEDRÁTICO DE MECÁNICA DEL SUELO
Y CIMENTACIONES (UPM)

César SAGASETA MILLÁN

PONENTE

Hemos llegado con suficiente tiempo al debate y disponemos de diez minutos para que realicen las preguntas que estimen oportuno a los dos ponentes, porque, como ya ha anunciado el profesor Mas Guindal, este ha tenido que ausentarse de la sesión. Perdón, sólo una cosa. Como estos debates se graban y después aparecen en el libro de ponencias, cuando alguien vaya a intervenir, que diga, por favor, su nombre para que figure en la transcripción.

Y para romper el hielo, comenzaré yo con una pregunta muy sencilla y quizá muy tonta: «¿Alguien sabe cómo se dice en inglés “*batache*”?»

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

Pick.

César SAGASETA MILLÁN

PONENTE

Yo no lo encontré. Entré en Internet y encontré un foro entero con páginas y páginas y páginas de gente que hacía esta misma pregunta y a nadie le contestaban. Algunos lo conocen por *buttress*, contrafuerte, pero claro, eso no es...

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

No, no..., es *pick*. Simplemente: *foundation* o *underpinning pick*.

César SAGASETA MILLÁN

PONENTE

Vale, toma nota.

Asistente

Quería hacer una consulta respecto al comportamiento estricto del micropilote. En algunos casos he escuchado que es preferible que trabaje por punta, y en otros casos, por fricción. En su experiencia, ¿ustedes qué recomendarían? Y como segunda pregunta. Han mostrado que se pueden poner los micropilotes *justo* debajo de la zapata, pero ese encuentro o estado de fuerzas que hay en la cabeza del micropilote tal vez complica mucho el diseño estructural de la zapata con esas fuerzas que generan los micropilotes.

Carlos OTEO MAZO

PONENTE

Probablemente yo me he explicado mal. Una cosa es que diga que se apoye en la punta de un estrato duro y otra que el trabajo sea de punta. Si tú haces números, la resistencia por punta estará en torno al 10 %; de hecho, casi siempre se

desprecia. Porque un 10% con las ignorancias que tenemos en estas cosas... Pero no significa que, al estar en un estrato competente, vaya a trabajar como una columna. La resistencia va a ser principalmente de fuste y habrá un pequeño asiento; por ello, si lo tienes así definido el asiento es prácticamente la compresión del tubo, y entonces ya sabes cuánto necesitas para llegar a la carga. Si piensas que la zapata va a llegar a ese movimiento, ella solita va a transferir la carga. Lo importante no es que el micropilote vaya a trabajar por punta, sino que la punta esté bien apoyada. Pero la carga por punta, si es por calcular, está en el orden de un 10 %; no es fundamental: es el fuste lo fundamental.

Y lo otro, lo de la zapata, bueno, la zapata es la que hay, no la diseñas tú. A veces el hormigón de la zapata está muy viejo, está desagregado, hasta presenta ataques químicos, con lo cual pensar que por resistencia al corte, por fricción, ahí, en la zapata, vas a transferir 30, 40, las toneladas que sean... Puede haber un momento en que diseñes un tratamiento con micropilotes de muy poca carga, de 14-5 toneladas, porque no aguanten más, o tener que hacer una de esas otras maniobras como las zapatas envolventes o las vigas unidas por bulones para que –digamos– se vaya la carga con más facilidad... Pero la zapata es la que es, y generalmente, no sabes ni cómo son. Entre otras, una de las cosas que tienes que hacer es descubrirlas y descubrir, no una, sino varias y darte cuenta de que son distintas. A mí me ha pasado, descubrir una que era de 80 centímetros de canto y resulta que era la única que tenía 80. Cuando se empezó a perforar, el resto no tenían más de 40 centímetros. Menos mal que con ese control que decíamos de durezas y demás, y que a veces se perfora con otro útil para que sea un poco más grande lo que atraviesas con el hormigón y, es cuando te das cuenta de que el espesor, ¡jojo!, no es de 40: y es de 80. Por eso conviene llevar a cabo ese control de las cosas o descubrir varias zapatas y ver lo que hay abajo, porque a veces te encuentras los troncos de árboles... Yo me los he encontrado no sólo en chalés porque el dueño quería mucha tierra vegetal, sino en edificios de gran envergadura en los que no sólo estaba el relleno sino que todo lo que habían quitado del monte lo habían echado allí y con los troncos todavía «vivos».

César SAGASETA MILLÁN

PONENTE

Perdón, sólo una cosa, como estos debates se graban y después aparecen en el libro de las ponencias, si no os importa, cuando vayáis a intervenir, decid el nombre para que figure.

Pablo RUIZ TERÁN

FERROVIAL

Quería preguntar al profesor Oteo sobre un detalle que ha señalado que es con el que hemos aprendido muchos. La tensión en esa zona de unión, de transferencia de cargas del micropilote al elemento de cimentaciones existente, que ha indicado usted como una tensión admisible, es el veinteavo de la resistencia a compresión simple, que es lo que teníamos todos en la cabeza siempre. Quería pedirle su opinión en cuanto a que en la *Guía de Cimentaciones* –en caso de que exista un hormigón digamos convencional–, le remiten al artículo 47 de la EHE para que esa tensión de adherencia se calcule como si fuese un rasante y no como una resistencia a cortante. Entonces, si uno sigue ese articulado de la EHE, al final acaba que con un EHE-25, en lugar de tener una tensión admisible de 12 kilos y medio, estamos hablando de 6 kilos por centímetro cuadrado. Por ello, quería conocer su opinión en cuanto a esto.

Carlos OTEO MAZO

PONENTE

Primero, uno no sabe muy bien qué resistencia a compresión simple tiene esa zapata: es un orden de magnitud. Pero, fíjate, lo más corriente es que se calcule como valor admisible, que no de rotura, del orden de los 6-7 kilos. Pero, en los hormigones viejos, pasar de 13 es una temeridad. Claro, son hormigones viejos como estos que hemos visto en el ejemplo de Vallecas. Esos hormigones son de después de la guerra, de los años 50 ó 60, y en ese momento un hormigón de 15 megapascas era un hormigón muy bueno; hoy en día el hormigón de 15 no existe..., la EHE lo prohíbe. Pero esos hormigones no sólo tienen menos resistencia, es que a veces están degradados, y eso lo notas cuando perforas. O, si te vas a perforar un hastial de Metro de los de 1918, no sacas una muestra: primero, porque hay gruesos que son más bien como un puño, más bien ciclópeos, y segundo, porque en algunos sitios el hormigón está tan degradado que yo lo he intentado y no he logrado sacar un testigo. Sin embargo, en la bóveda, sí, porque aunque era de 1918, estaba a cielo abierto y con su encofrado. Sabíamos que la resistencia era de 120, 140-150, que eran hormigones de 1918, que eran ya muy buenos, y se ve el aspecto. Los hastiales, como no les daban importancia, los hacían anchos para que transmitieran la carga ese final de arco que antes nos comentaban: «¡Bah!», era una transmisión sin importancia, porque «van a bajar poco...». Entonces, eso no se cuidaba, lo que es muy degradable frente a acciones del entorno, lo que ahora exige hacer algunas reparaciones, recalces –llámalos como quieras– de túneles antiguos de Madrid en los que ha habido que hacer refuerzos con gunitas, mallazos, inyecciones o lo que sea. Con lo cual, que no pases de 6 -7 kilos.

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

Bueno, yo podría añadir que, si estamos hablando de recalces, no estamos hablando del hormigón de la EHE, estamos hablando de «cosas malas». Hay dos temas: uno es la adherencia del tubo de acero con el hormigón y otra cosa es que en la zona de la zapata normalmente deberíamos hacer una perforación más ancha para mejorar el área de contacto. Pero, además, en esa perforación podemos hacer de todo: hacerla rugosa, indentada...; es decir, que más muchas veces la forma que podemos hacer sea cónica, abierta, para abajo... En resumen, es mejor jugar con la forma que comenzar a afinar tensiones de adherencia, y si la cosa se pone fea, nos queda siempre atravesar la fábrica antigua o ponerle una tapa encima o por fuera, pero no intentar inventarnos cosas, porque cuando uno entra en una mampostería mala, la tensión de adherencia es nada: 0,3-0,2 kilos, por lo cual, se puede contar con ella.

Iván ARRIETA

DT-SOLUCIONES INNOVADORAS

Quería saber qué opinión les merece y si han trabajado –hablando de técnicas de mejora del suelo– con temas de inyecciones de resina expansiva. Gracias.

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

Sí, hemos trabajado y bien. Es un producto que comercialmente tiene su interés en este momento. Vamos, yo lo he utilizado, por ejemplo, para renivelar soleras y funciona muy bien en esos casos, sobre todo porque la intervención se hace con agujeros muy pequeños y muchas veces compatible con el servicio del sitio. También en algún caso hemos intentado hacer rellenos, pero ya con éxitos no tan buenos, y sí creo que es un sistema que puede dar juego. Lo que pasa es que todavía en España es poco conocido y casi nos vamos enterando más por la propaganda que hacen los ingleses que por lo que se conoce aquí; pero, sí, es un sistema.

Carlos OTEO MAZO

PONENTE

Con una visión parecida a la que acaba de apuntar José María, en un obra de Metro de bajo de calle, que es menos peligroso, nos dimos cuenta de que el firme en Madrid suele ser muy rígido, estaba bastante separado del terreno, y que por hallarse en un estado límite y bastante fisurado, en cuanto hubiera un poco de asiento la capa de arriba no iba a seguir y se podía fisurar y separar. Entonces, hicimos taladros pequeños para rellenar ese hueco con resinas de éstas que hinchan mucho y no aportan mucha resistencia, porque no es un problema de resistencia. Y, por supuesto, pasando a cuestiones de impermeabilización, hemos de decir que se sale del tema de recalces...

Goran VOKOTIC

KELLELRTERRA

Quería hacer una observación más que pregunta. Se ha hablado mucho esta mañana de *jet-grouting* enfocando el tema en la presión. Según *mi experiencia* y desde *mi punto de vista*, en las obras de recalces de *jet-grouting* es mucho más importante analizar el tema de la energía que se le transmite al terreno –concretamente, el volumen de la lechada– que la presión. Es decir, si tenemos un flujo continuo de la resurgencia del rechazo, la posibilidad de levantar una estructura es mínima. También me gustaría concretar que con el *jet-grouting* no estamos tocando la columna con tanta presión, sino erosionando el terreno, y mientras podamos evacuar el rechazo en superficie, la posible influencia de presión a la zapata creo que es mínima. Y, por último, quería conocer su experiencia con los problemas de decantación del *jet-grouting* en obras de recalce.

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

Sí, estoy de acuerdo en que lo importante es la energía, y por eso utilizar *superjet* –que es la suma de volumen más presión– es peligroso; pero es que, claro, estamos diciendo si tenemos una resurgencia fluida, suave y tal, bien... Me gustaría que cuando me hacen el contrato del *jet-grouting* me pusieran el nombre y apellidos del señor que va a estar allí las 24 horas que se produce en esas condiciones, y además, que me explique el dispositivo por el cual es capaz de, en caso de atasco, cortar el sistema en décimas de segundo. El día que me digan eso diré: *Efectivamente, es un sistema serio*, y no me preocupa nada; pero, efectivamente, como he visto que en cuanto hay una pequeña obstrucción, no ya digo que salga el rechazo fluido, sino que se ve que frena un poco, aquello entra en presión fácilmente, y no necesito 400 bares, con que tenga 2 bares, me cargo o me levanto porque estoy trabajando sobre masas importantes.

Carlos OTEO MAZO

PONENTE

Son las dos cosas.

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

PONENTE

No era un tema de *jet-grouting* hoy... Era una pasada de *jet-grouting*.

Carlos OTEO MAZO

PONENTE

Son las dos cosas, pero hay algo más. Mira, ahora que hablábamos del firme de Madrid y de que hay huecos debajo, hay veces que no hay rechazo, pero que se está yendo por ahí, y ese es el que se te va hasta debajo de la casa y te la levanta. Y dices: «Pero, bueno, si no había rechazo». Sí, «no lo ves». Por eso una de las cosas que hacemos o procuramos hacer siempre es que el taladro sea bastante más grande que el varillaje. Eso se lo dices a las empresas, y bueno..., hay que definir muchas cosas: tiene que ser como mínimo del orden de, al menos, vez y media y más bien dos veces, lo que obliga a un agujero mayor porque disminuye la posibilidad de atasco. Pero cuando tú has puesto eso en un papelito y en un plano luego muchas veces no se hace caso. Es lo que decía un poco José María. Todo esto tiene que concluir en una definición, un proyecto o un plano, lo que queráis, y que se cumpla y que se controle. Es lo que decíamos antes: en los



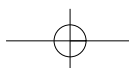
partes debe haber presión-admisión, rechazos, si hay dureza, si no hay dureza, si hay heterogeneidad, si hay atascos, lo que sale de agua y todas esas cosas. Lo que tú necesitas siempre es gastar el volumen mínimo, aparte de que, si tiras rechazo, tiras dinero y además con el rechazo ¿qué haces? Empiezas a no saber qué hacer, mancha mucho... Hace unos años nos «cargamos» una solución en el soterramiento del ferrocarril de Cádiz porque, entre otras cosas, ¿dónde metíamos todo ese rechazo previsto?: ¿echarlo al mar?, en Cádiz no hay sitio. Es decir, ya se partía de una solución que creaba un problema de mucho cuidado medioambiental; al final lo cambiamos por un achique interior de agua, y el agua, sí se echaba al mar, venía al mar y se iba al mar, y además dio mucho mejor resultado. Pero sólo ya pensando en el rechazo, aquello era un problema de mucho cuidado. El rechazo conviene que no haya para no gastar, pero también a veces engaña. Hay veces que hay que hacer agujeros de alivio si empiezas a tener gravas y hay presión de agua. Nosotros ya lo hemos tenido: el primer taladro levantamos un pilar varios centímetros con un solo taladro, controlando el rechazo y todo; pero estaba muy cerca, y el agua tomó una sobrepresión monstruosa. Comenzamos a hacer taladros de alivio y se acabó el problema. Evidentemente, todo proviene de la energía; pero como la energía no la mides tú, tú sólo la trabajas con los volúmenes y con la presión... evidentemente son las dos cosas.

César SAGASETA MILLÁN

PONENTE

Si hay alguna una última pregunta... ¿No? Pues entonces yo no quería hacer un resumen de la sesión, pero sí he anotado aquí tres cosas que me gustaría comentar rápidamente como punto final. La primera, uno de los mil detalles que han flotado en las tres ponencias es la conveniencia de que los recalces no se consideren una obra estructural dura y aislada, sino en combinación con el terreno; en los tres explícita o implícitamente se ha hablado de la ventaja de que sean soluciones semiflexibles que ayuden al terreno en lo posible a colaborar para soportar la obra que está cimentada encima y eso se considera de forma global e integrada. Otra, la segunda que tengo apuntada aquí, es considerar los aspectos de la instalación: puede estar muy bien diseñado el producto final del recalce que se hace, pero causa unos efectos muchas veces perjudiciales en la propia instalación, y eso debe ser tenido en cuenta desde el principio. Y la tercera es una reflexión; y es que en estas Jornadas –y ya vamos por la duodécima– y sea cual sea el tema objeto de la Jornada, siempre se acaba debatiendo sobre el control de *jet-grouting*. Viene siendo ya una constante.

Muy bien, quería dar las gracias a los tres ponentes, a todos los que han participado y a los que no han participado también. Vamos ahora al descanso y continuaremos con la Sesión de Ejecución. Gracias...



Segunda Sesión:

EJECUCIÓN

Ponentes: D. Manuel Pinilla Merino
D. José Luis Arcos Álvarez
D. José Polo Narro
D. Gustavo Armijo Palacio



KELLERTERRA

Recalce del Puerto de Ondarroa (Guipúzcoa)



Reparación de Muelles, Recalces y Mejoras en el Puerto de Ondarroa

Recalce de los muros afectados por la continua acción erosiva del mar, y que tiene como consecuencia la meteorización y la socavación del muelle, apareciendo cavernas que ponían en peligro la estabilidad de la superestructura que soportan. Los fenómenos de inestabilidad detectados consistieron en la aparición de grietas de tracción paralelas al cantil y en la pérdida de verticalidad de la parte superior del muro de gravedad.

Además de los desperfectos de los propios muros de gravedad se observaron patologías de diversa naturaleza debido a las escasas características geomecánicas del relleno portuario, a la inadecuada permeabilidad del propio cantil y a la ausencia del material filtro para evitar la migración de finos en periodos de mareas.

Para asegurar la integridad estructural del muro y aumentar la estabilidad global se propuso la realización de un "cosido" del cuerpo del cantil mediante una pantalla de micropilotes distribuidos en el perímetro del dique. Una vez recalzados los cimientos se procedió a la ejecución de una serie de perforaciones en la coronación del dique y hacia el núcleo a través de las cuales se inyectó la lechada de cemento con el fin de colmar los huecos existentes en el interior del muro y mejorar las características del relleno.



KELLERTERRA

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 61 Fax: 914 23 75 01
[http: www.kellerterra.com](http://www.kellerterra.com)
E-mail: kellerterra@kellerterra.com



Miembro de:



Pilotes Posada S.A., en aras de alcanzar y mantener sus objetivos de Innovación, Tecnología y Calidad, dispone de un amplio equipo de medios humanos y materiales permanentemente actualizados, que le permite la realización, con las máximas garantías, de los trabajos de cimentaciones especiales que actualmente demanda el sector de la construcción:

- Pilotes CPI-8 de hasta 1 metro de diámetro y 28 metros de profundidad.
- Pilotes con entubación recuperable y lodos bentoníticos o polímeros, hasta 2 metros de diámetro y 50 metros de profundidad.
- Muros pantalla realizados con cuchara hidráulica o mecánica hasta 1,20 metros de espesor y 50 metros de profundidad.
- Micropilotes para cimentaciones o recalces.
- Anclajes provisionales o definitivos.
- Hincas de tablestacas metálicas.



Estamos creciendo sobre sólidos cimientos desde 1968



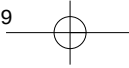
**PILOTES
POSADA S.A.**

CIMENTACIONES ESPECIALES

www.pilotesposada.com



SEDE CENTRAL: Carretera de Baiona, 44 int. 36213 VIGO (España) Telf.: +34 986 29 35 00 Fax: +34 986 20 21 52 E-mail: piposa@pilotesposada.com
DELEGACIÓN CENTRO: Calle Oslo, 1 - bloque 3 - 1º - 4 28224 Pozuelo de Alarcón. MADRID (España) Telf.: + 34 91 351 36 63 Fax: + 34 91 351 34 05 E-mail: delegacion@pilotesposada.com



Actuaciones en entorno portuario

Aparcamiento subterráneo en el muelle del Parrote (A Coruña)

Manuel PINILLA MERINO

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
KELLERTERRA

1. Antecedentes

A comienzos del año 2008, Kellerterra, como empresa especialista en cimentaciones y tratamientos de mejora del terreno, fue contratada por la empresa S.A. de Obras y Servicios (COPASA), para la ejecución de diversos tratamientos del terreno que permitiesen continuar con los trabajos de ejecución de un aparcamiento subterráneo en el muelle del Parrote del puerto de A Coruña.

La zona de actuación está dentro de la superficie que ocupaban la plataforma este de la dársena de la Marina, el paseo marítimo del Parrote y la plaza que hay entre la dársena de la Marina y la Nueva Dársena, así como los viales en superficie que recorrían la zona.

Todas las actuaciones estaban enmarcadas dentro de un proyecto más amplio que incluía la ejecución de un centro comercial, siendo la primera fase de las actuaciones la ejecución del mencionado aparcamiento en la zona de la Marina-muelle del Parrote.



Figura 1. VISTA GENERAL Y ZONA DE ACTUACIÓN EN EL MUELLE DEL PARROTE.



Figura 2. DETALLE DEL EMPLAZAMIENTO CON PARTE DE LA EXCAVACIÓN REALIZADA.

Tanto en el proyecto básico como el proyecto de ejecución se abordó un estudio de soluciones, analizando la opción de ejecutar uno o dos niveles de aparcamiento bajo la rasante del terreno. La solución adoptada fue de dos plantas bajo rasante, al obtener un menor coste por plaza de estacionamiento.

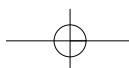
La superficie prevista para el aparcamiento subterráneo era de 8.760 m² por cada una de las dos plantas, lo cual arrojaba una capacidad total de estacionamiento de 548 plazas, destinadas a paliar la demanda de aparcamiento existente en la zona, adyacente al puerto de A Coruña y muy próxima al casco histórico de la ciudad.

2. Actuaciones previas y descripción del problema

Cuando Kellerterra se incorporó a la ejecución del proyecto constructivo, las obras se encontraban en una fase muy avanzada, habiendo ejecutado otro contratista de actuaciones geotécnicas tanto las pantallas continuas como el primer nivel de anclajes.

La solución descrita en el proyecto consistía en la ejecución de unos muros-pantalla anclados, de 0,45 m de espesor y empotrados en roca, de forma que permitiesen acometer las obras de vaciado, minimizando los problemas de filtración de agua.

El perímetro de la contención era aproximadamente de 575 m, y la excavación total máxima a acometer, de 7,10 m, tomando como cota cero la rasante original de la explanada de la Marina. Hay que considerar que la actuación fue



realizada a escasos metros del mar y que uno de los lados del recinto, el borde sur de la obra, discurre de forma paralela al muelle del Parrote a lo largo de unos 250 m, a 15,0 m de separación del cantil del muelle.

La pantalla, ejecutada con cuchara bivalva, contaba con un panelado tipo de 2,50 m de anchura, salvo paneles de cierre y ajuste, que contaban con anchuras variables entre 1,70 y 4,0 m. La pantalla se había ejecutado desde una plataforma de trabajo deprimida aproximadamente 1,25 m respecto a la rasante primitiva de la explanada de la Marina, de modo que la cara superior de los muretes guía quedaba situada a esa cota. La previsión era que al ejecutar la viga de coronación, de 70 cm de canto y una losa superior de unos 50 cm, se alcanzase la cota cero de referencia. La excavación efectuada al abrigo de las pantallas continuas fue de 5,85 m, suficiente para alojar dos niveles de sótano, una losa de fondo de 0,40 m de canto y un encachado de grava de 0,20 m.

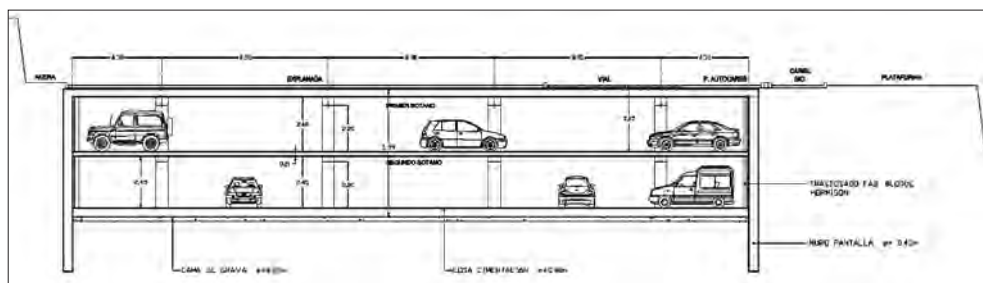


Figura 3. SECCIÓN DEL PROYECTO CONSTRUCTIVO INICIAL.

La profundidad alcanzada por los paneles debía ser variable, en función de la cota de aparición del sustrato impermeable, debiendo empotrarse los paneles en este estrato al menos 1,5 m. Considerando la excavación teórica a acometer y el empotramiento mínimo necesario, la longitud de paneles debía variar entre 7,35 m en caso de aparición superficial del estrato impermeable, y unos 14,0 m, en caso de aparición de dicho estrato a mayor profundidad.

La configuración de anclajes teórica consistía en la ejecución de dos niveles de anclajes, disponiendo de forma sistemática en el eje de cada panel un anclaje por nivel.

La cota de los niveles de anclajes variaba ligeramente entre unos tramos de la pantalla y otros. El primer nivel se localizaba a profundidades comprendidas entre 1,70 y 2,20 m respecto a la cara superior de la viga de coronación de la pantalla. El segundo nivel estaba situado a una mayor profundidad, localizado por debajo del forjado del primer sótano y muy próximo a la losa de fondo, aproximadamente a unos 5,0 m de profundidad respecto a la cara superior de la viga de coronación.

Considerando que el n.m.v.e. se sitúa aproximadamente 1,40 m por debajo de la cota primitiva de la Marina, el primer nivel de anclajes quedaba, según la zona, con una cota de emboquille entre 0,85 y 1,35 m por debajo de la lámina teórica de agua. El segundo nivel de anclajes tenía su cota de emboquille aproximadamente 4,85 m por debajo del nivel del agua, tratándose, por tanto, de anclajes a ejecutar bajo el nivel freático en ambos casos.

Los anclajes se situaban con un patrón de separación horizontal de 2,50 m, coincidentes con el eje de cada panel, salvo en los paneles de cierre de más de 3,0 m de anchura, en los que se disponían dos anclajes a la misma cota en cada nivel.

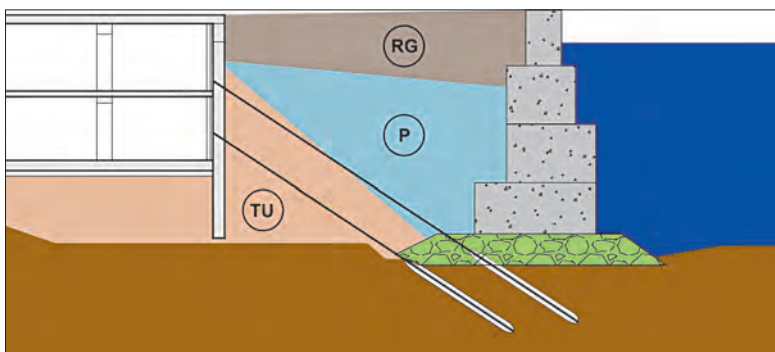


Figura 5. SECCIÓN ANCLADA: SOLUCIÓN INICIAL.

Antes de la incorporación de Kellerterra a la ejecución del proyecto, y una vez ejecutada completamente la pantalla, se habían acometido excavaciones localizadas en determinados paneles, a modo de comprobación, con objeto de verificar el empotramiento de las pantallas y comprobar de forma visual los caudales de agua que pudieran penetrar en el recinto de la excavación.

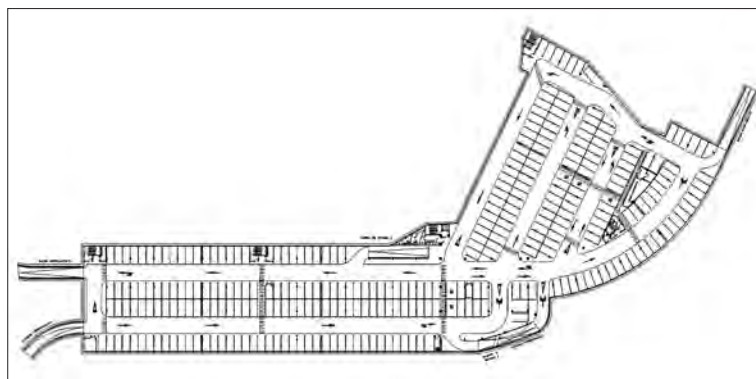


Figura 4. PLANTA PRIMERA: APARCAMIENTO SUBTERRÁNEO.

En cuanto a la tipología de anclajes, aparentemente eran de carácter provisional y estaban constituidos por dos cables de acero en el nivel superior y teóricamente por tres cables en el inferior. Los anclajes del primer nivel ya habían sido ejecutados antes de la incorporación de Kellerterra al proyecto. Fueron realizados con una inclinación de 30 grados respecto a la horizontal, con una longitud total de 17,0 m y un bulbo adherente de 11,0 m. La previsión para el segundo nivel era disponerlos también con una inclinación de 30 grados respecto a la horizontal, una longitud total algo menor, de 14,0 m, y un bulbo adherente también de 11,0 m de longitud.

Estas inspecciones visuales arrojaron como conclusión principal que en muchas zonas no se había conseguido un empotramiento eficaz de las pantallas que garantizase tanto su funcionalidad estructural como hidráulica. Al avanzar con la excavación general del recinto, este quedó completamente inundado, tal como se puede observar en las figuras 6 y 7.

Un importante número de paneles tenían su base a una cota situada por encima de la cota de máxima excavación prevista, con una aparente incertidumbre acerca del estrato en el que se había efectuado el empotramiento de los mismos. A modo de referencia queremos indicar que existía en la obra un número significativo de paneles de una longitud comprendida entre 3,20 y 4,50 m, lo cual implica que quedaban colgados entre 2,65 y 1,35 m por encima de la cota de máxima excavación. Otro factor a destacar es que todo un lateral de la pantalla se sitúa como «lado mar», ya que discurre en paralelo al muelle del Parrote, y que el n.m.v.e. se sitúa 1,40 m por debajo de la cota primitiva de la Marina, con lo que la carga hidráulica en esta zona es elevada.



Figuras 6 y 7. FILTRACIÓN DE AGUA A TRAVÉS DE LA PANTALLA E INUNDACIÓN GENERALIZADA DEL RECINTO EXCAVADO.

Debido a la importante entrada de agua en el recinto de excavación, y para posibilitar la ejecución del primer nivel de anclajes, en la que Kellerterra no participó, se decidió la instalación de un sistema de bombeo y balsas, compartimentando el frente de actuación en diferentes recintos, en los cuales se efectuaba el bombeo hasta rebajar el nivel de agua por debajo de la cota necesaria para la correcta ejecución de los anclajes. El bombeo se realizaba desde el recinto a agotar hasta uno contiguo, que actuaba como balsa de decantación, y de ahí se impulsaba de nuevo el agua hasta su vertido en el mar.

Hemos de destacar que una vez realizado el primer nivel de anclajes, y ante la imposibilidad de continuar con la excavación, se procedió a rellenar la zona interior próxima al perímetro de la contención, conformando una berma perimetral hasta alcanzar la cota de la cara superior de la viga de coronación.



Figuras 8 y 9. SISTEMA DE BOMBEO Y BALSAS DE DECANTACIÓN PARA COMPARTIMENTACIÓN DEL FRENTE DE EXCAVACIÓN.

Debido a la falta de empotramiento de la pantalla, que no compensaba parte de los empujes del terreno y del agua presentes en el trasdós de la contención, y considerando que en muchos casos los paneles de la pantalla ejecutados quedaron colgados por encima de la cota de máxima excavación, la actuación de pantallas se había transformado en una pseudo excavación con muro anclado descendente, con lo que fue necesario efectuar un estudio de alternativas para resolver la situación.

En primer lugar era imprescindible resolver el problema de entrada de agua en el recinto, ya que la turbiedad del agua indicaba un importante arrastre de finos, con el consiguiente riesgo de generación de hundimientos del terreno en el trasdós y movimientos en las pantallas. En segundo lugar, era necesario encontrar un sistema que permitiese la viabilidad de la excavación, ya que no parecía recomendable ni seguro continuar la excavación mediante un sistema descendente de muros anclados, ni con el sistema que definitivamente se eligiese, sin garantizar la estabilidad estructural e hidráulica del frente de excavación.

De forma resumida, las alternativas estudiadas fueron las siguientes:

- Ejecución de una segunda pantalla continua de hormigón en el interior del recinto, con un estricto control del empostramiento de los paneles, y colocación del segundo nivel de anclajes previsto en la zona de solape entre la pantalla preexistente y la pantalla de nueva ejecución.



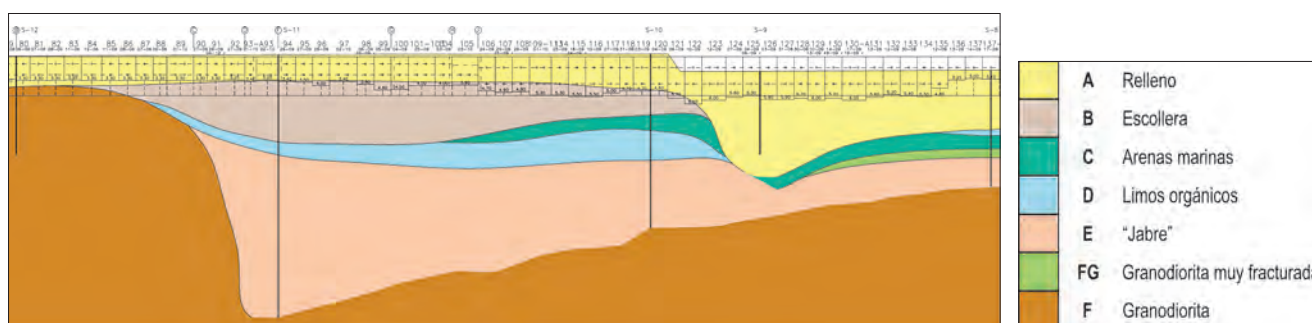
Figuras 10 y 11. PANELES CORTOS E INTRUSIÓN DE BOLOS EN PIE DE PANEL.

- Ejecución de micropilotes en el eje de la pantalla existente, perforando los paneles de hormigón y cosiendo el pie de los paneles al terreno. Aplicación de tratamientos del terreno en el pie y trasdós de la pantalla para reducir la permeabilidad del sistema, y ejecución del segundo nivel de anclajes previsto para compensar empujes. También se valoró la opción de situar una cortina de micropilotes a modo de pantalla interior, combinada con tratamientos del terreno para reducir la permeabilidad y un muro forro interior conectado a la losa de cimentación.
- Ejecución de tratamientos del terreno en el trasdós de la pantalla existente, en el «lado mar» del recinto, que permitiesen garantizar la estabilidad hidráulica y estructural del frente de excavación. Ejecución adicional de un muro de hormigón en escamas, anclado al terreno, hasta la cota de máxima excavación.

3. Caracterización geotécnica

Las unidades geotécnicas existentes en la zona de actuación son muy diversas, presentando una importante variabilidad en cuanto a su potencia y ubicación a lo largo del perímetro de la contención. Los niveles detectados en los sondeos del emplazamiento fueron los siguientes:

- **Relleno:** Presente desde rasante, hasta profundidades que varían entre 1,50 y 10,0 m según la zona. El estrato está constituido por arenas marinas heterométricas, aunque predominantemente de grano medio, con fragmentos angulosos graníticos e importante presencia de bioclastos. Tonalidad del conjunto: marrón.
- **Escollera:** Este estrato estaba presente en el 80% de la traza de actuación. En las zonas en las que aparecía, el techo se situaba a profundidades que variaban entre 1,50 y 6,0 m, situándose el muro entre 7,0 y 12,0 m de profundidad. Se trata de una escollera granítica constituida por fragmentos angulosos heterométricos de granito de grado medio de 20 cm de tamaño medio y con bolos de hasta 40-50 cm.



Figuras 12 y 13. LEYENDA Y PERFIL GEOTÉCNICO LADO MAR ZONA 1: PANELES 77 A 137 (150 m).

- **Arenas marinas:** Se trata de un estrato colgado que en general no supera el metro de potencia. Se sitúa generalmente confinado entre el sustrato de escollera y la granodiorita alterada infrayacente. Constituido por arenas de origen marino, grano medio y algo de fracción arcillosa. Presentan algo de plasticidad, que se incrementa a muro por la mayor presencia de finos. A techo se presentan intrusioniones de gravillas graníticas. En general se consideran como permeables, con coeficientes de permeabilidad comprendidos entre $1,25 \cdot 10^{-2}$ y $1,7 \cdot 10^{-2}$ cm/s.
- **Limos orgánicos:** Al igual que las arenas marinas, se trata de un estrato colgado que aparece y desaparece alternativamente a lo largo de la traza de la actuación. Situado bajo el estrato de escollera, presenta una potencia mínima de 2,0 m, y una máxima de 5,0. Estrato constituido por limos con algo de fracción gruesa, con alta concentración de bioclastos distribuidos de forma caótica. Tonalidad: negra. Se pueden catalogar de semipermeables a impermeables, con coeficientes de permeabilidad que varían entre $1,5 \cdot 10^{-6}$ y $4 \cdot 10^{-5}$ cm/s, según se aplique la formulación de Hazen o la de Proust y Londe.
- **Jabre:** En la mayor parte del perfil geológico-geotécnico, el jabre procedente de la alteración de las granodioritas constituye el estrato de base del perfil. El techo del estrato se localiza a profundidades de 12,0 a 14,0 m, y en la mayoría de

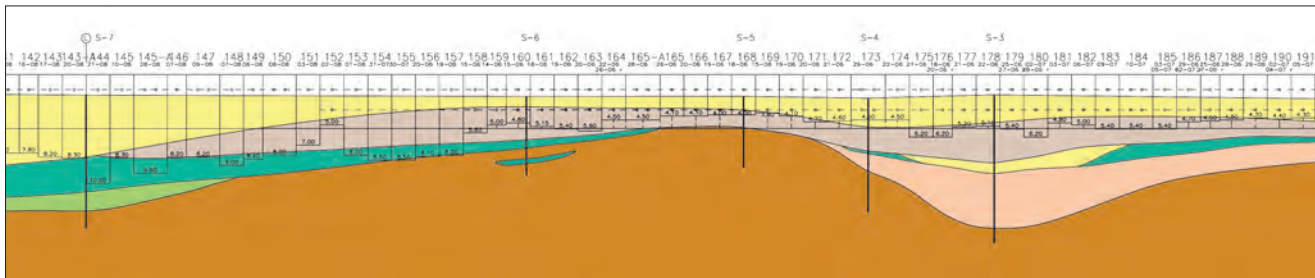


Figura 14. PERFIL GEOTÉCNICO LADO MAR ZONA 2: PANELES 138 A 193 (≈ 152 m).

los sondeos no se localiza la cota de muro. En las zonas en las que la granodiorita subyacente se sitúa a menor profundidad, el techo del estrato de jabre se sitúa a unos 6,0 m de profundidad, con una potencia aproximada de 2,0 m. El jabre corresponde a granodioritas alteradas, con G.M. que varían entre IV y V. En las zonas más superficiales (G.M. V) se trata de arenas medias-gruesas con algo de fracción fina limosa. A medida que aumenta la profundidad se presenta jabre más fuerte (G.M. IV). En términos de permeabilidad, se puede considerar impermeable, con coeficientes de permeabilidad que dependen de la mayor o menor caolinización del jabre y que varían entre $1,25 \cdot 10^{-6}$ y $6 \cdot 10^{-6}$ cm/s en función del método de cálculo.

- **Granodiorita:** Se trata de granodioritas de dos micas, de grano medio e irregular, con abundantes microcristales de feldespato. Situada a continuación del estrato de alteración (jabre), presenta superficialmente G.M. II-III, el cual se reduce en profundidad. En la zona más alterada se asigna un rango de RCS entre 5-25 MPa, incrementándose este valor en las zonas menos meteorizadas por encima de 25 MPa.

El análisis del perfil geotécnico permite una mejor comprensión del problema acontecido, ya que en general los paneles ejecutados no alcanzaron ni el nivel de granodiorita ni el nivel de jabre, produciéndose una intercepción generalizada de los paneles en el estrato definido como escollera, incluso en algunos casos, en los rellenos, tal como muestran las figuras 13 y 14.

4. Descripción de la solución

El análisis de soluciones descartó la opción de una nueva pantalla interior, fundamentalmente por problemas de pérdida de espacio interior del aparcamiento, con la consecuente pérdida de plazas. De igual forma, la solución mediante micropilotes y tratamientos de impermeabilización también fue descartada; en este caso, por motivos económicos, y fundamentalmente debido a que la perforación a través de las pantallas, de reducido espesor, se complicaba notablemente si se empleaban medios convencionales de perforación de micropilotes, requiriéndose en general la realización de preperforaciones con útiles y coronas específicos para el corte de hormigón. La colocación de la pantalla de micropilotes como pantalla interior también originaba un problema de pérdida de espacio.

La solución propuesta y ejecutada por Kellerterra consistió en la realización de una serie de tratamientos del terreno en el trasdós de la pantalla existente, a lo largo del tramo denominado como «lado mar» del recinto, alcanzando una longitud total de actuación de 328 m. Los tratamientos del terreno ejecutados fueron inyecciones de mortero de baja movilidad y *jet-grouting*, con objeto de mejorar el comportamiento estructural durante las fases de excavación, reduciendo asimismo la entrada de agua al recinto y garantizando la estabilidad hidráulica del sistema. El tratamiento previo a base de inyecciones de mortero de baja movilidad fue determinante en el éxito de la actuación, tal como se explica más adelante.

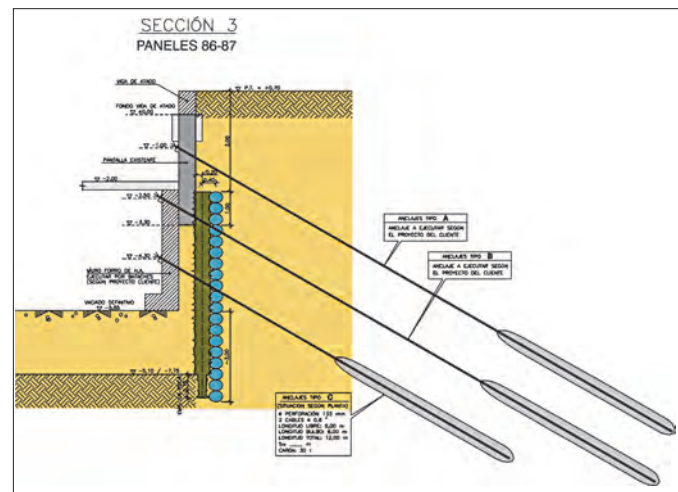


Figura 15. SOLUCIÓN GENERAL APLICADA (detalle sección 3 del tratamiento).

El procedimiento de excavación propuesto para la continuación de los trabajos fue el de excavación por bataches, ejecutando un muro en escamas bajo la pantalla existente hasta alcanzar la cota máxima de excavación. La propuesta inicial de Kellerterra para la ubicación del muro fue ligeramente modificada, optándose de forma definitiva por la ejecución del muro en escamas situado por delante de las pantallas, tangente y solapado verticalmente con las mismas. El muro se apoyaría de forma provisional en una zapata corrida que posteriormente quedaría conectada a la losa de fondo.

La solución propuesta se completaba con la inclusión de un tercer nivel de anclajes, de modo que se aprovechaban tanto los anclajes del primer nivel, ya ejecutados, como los del segundo nivel descrito en el proyecto inicial. La cota del segundo nivel de anclajes se modificaba respecto a la establecida en el proyecto inicial, adaptando la cota a la posición de la zona de solape entre paneles y muro en cada tramo de pantalla. El tercer nivel se situó a una cota fija, aproximadamente 1,2 m por encima de la cota de máxima excavación.

4.1. INYECCIONES DE MORTERO

Una de las dificultades más importantes de la actuación era garantizar su efectividad, fundamentalmente en la zona caracterizada como escollera. Los bloques que la componían eran de tamaño medio, y la configuración del conjunto era asimilable a un pedraplén, no a grandes bloques de escollera portuaria. En todo caso, tanto los sondeos realizados a lo largo de la traza de la pantalla como las muestras extraídas de las zonas más superficiales en las que se había excavado este material mostraban una matriz muy dispersa que podría acarrear problemas de decantación descontrolada en las columnas de *jet-grouting* a ejecutar con posterioridad.

De igual forma, la presencia de una matriz dispersa, combinada con los posibles arrastres de finos asociados a la circulación hidráulica iniciada durante la excavación previa y el bombeo, planteaba un serio riesgo de lavado de las columnas que pudiera comprometer la continuidad y eficacia del tratamiento. Esta circunstancia también podía acentuar los posibles problemas de decantación descontrolada anteriormente citados.

Tanto la seguridad del sistema como la funcionalidad y economía de la solución requerían la ejecución de un tratamiento previo que actuase como confinamiento y protección para el tratamiento de *jet-grouting* posterior, fundamentalmente en el tramo de columnas de *jet-grouting* a ejecutar a través de la escollera. El tratamiento seleccionado y ejecutado por parte de Kellerterra fue el de inyecciones de mortero de baja movilidad.

4.1.1. Geometría del tratamiento de inyecciones de mortero

Estas inyecciones se situaban en el trasdós de la contención, en una alineación paralela al borde exterior de la pantalla y retranqueada 0,60 m respecto a ésta. El patrón del tratamiento en planta consistía en la ejecución de una perforación cada 0,50 m, que posteriormente se inyectaba con mortero desde el fondo del taladro hacia la superficie.

En cuanto a la definición del tratamiento en alzado, la regla general para fijar la cota superior de las columnas de mortero dependía de la profundidad alcanzada por cada panel de pantalla. Se realizó un inventario de cotas de pie de panel, de modo que todas las columnas situadas en el trasdós de un panel se solapasen verticalmente al menos 1,0 m con dicho panel. La perforación realizada hasta esta cota superior era perforación estéril y en ella no se aplicaba inyección.

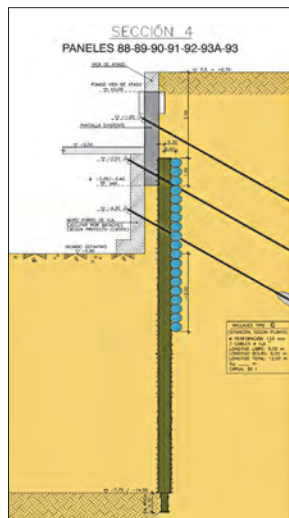


Figura 16. SECCIÓN 4 DEL TRATAMIENTO.

Para determinar la profundidad del tratamiento fue necesario discretizar la actuación, analizando la cota de techo y muro del estrato de escolleras, así como la cota de aparición del estrato impermeable. En general, el criterio que definía la profundidad máxima del tratamiento era doble. En las zonas en las que el estrato de escollera descansaba directamente sobre un estrato impermeable, o la profundidad hasta alcanzarlo era relativamente baja, el criterio era el de garantizar que las columnas penetrasen 0,70 m en el estrato impermeable. En su defecto, si el estrato impermeable estaba a una profundidad elevada, el criterio consistía en que las columnas de mortero protegiesen a las futuras columnas de *jet-grouting* hasta que estas alcanzasen un terreno más homogéneo que las escolleras y se pudiera garantizar la calidad del tratamiento.

- En las secciones 1, 2, y 3, que en conjunto suponían el 10% del perímetro tratado, la pantalla contaba con un alzado escaso, de 4,0 m como máximo, medido desde la cara superior de la viga de coronación. El estrato impermeable —en este caso, el sustrato rocoso de granodioritas— aparecía a una cota relativamente poco profunda, coincidente con la cota de máxima excavación en las secciones 1 y 2, y a unos 8,0 m de profundidad como máximo en la sección 3. En este caso, las columnas de mortero se prolongaron hasta penetrar 0,70 m en las granodioritas, obteniéndose una longitud mínima de perforación de 7,25 m, con 4,25 m de inyección realizada de fondo a superficie. La longitud máxima perforada en estas zonas fue de 9,15 m y 6,15 m de columna de mortero inyectada.
- En las secciones 4, 5, 6 y 7, que en conjunto suponían el 38% del perímetro tratado, la pantalla presentaba alzados variables entre 3,7 m y 7,2 m, quedando los paneles colgados por encima de la cota de máxima excavación o, en su defecto, con empotramientos inferiores a 1,0 m. Geotécnicamente, la característica determinante era la presencia del estrato impermeable (jabres o granodioritas) a profundidades importantes, superiores en todo caso a los 8,0 m, alcanzando de forma generalizada el rango comprendido entre 14,0 y 16,0 m de profundidad, y de manera puntual, los 19,0 m. Otra característica singular en estas secciones era que en algunas aparecía el estrato de escolleras hasta una profundidad muy localizada: 3,0 m por debajo de la cota de máxima excavación, y en otras zonas los rellenos se extendían hasta encontrar alternativamente los estratos caracterizados como arenas marinas

y fangos orgánicos. En ambos casos el criterio aplicado fue el de ejecutar las columnas de mortero hasta 3,0 m por debajo de la cota de máxima excavación, bien por la desaparición de las escolleras, bien porque a partir de esa cota –a pesar de que el *jet-grouting* se realizase en rellenos, arenas marinas o fangos orgánicos– no era tan exigente la demanda de confinamiento. La longitud de perforación en estos casos fue uniforme: 9,55 m, oscilando la longitud del tramo inyectado entre un máximo de 6,85 m y un mínimo de 3,35 m en función de la cota del pie de cada panel concreto.

- Las secciones 8 y 9, que en conjunto suponían el 18% del perímetro tratado, se caracterizaban porque los paneles de la pantalla consiguieron alcanzar cierto empotramiento por debajo de la cota de máxima excavación, empotramiento comprendido entre 1,15 y 2,65 m. En estas secciones la distancia entre el pie de las pantallas y el estrato impermeable variaba entre 6,0 y 2,0 m, con presencia de escollera en este tramo. Las columnas de mortero se profundizaron hasta penetrar 0,70 m en el estrato impermeable, de modo que la longitud de perforación varió entre un máximo de 14,15 m y un mínimo de 9,40 m, variando la longitud de columna inyectada entre 1,70 y 7,50 m.
- Las secciones 10, 11 y 12, que en conjunto suponían el 34% del perímetro tratado, presentan una geometría de panel ejecutado y características geotécnicas análogas a las secciones 1, 2 y 3. Las longitudes de perforación estaban comprendidas entre 7,0 y 10,0 m, y las longitudes de columna inyectada variaban entre 5,0 y 6,0 m aproximadamente.

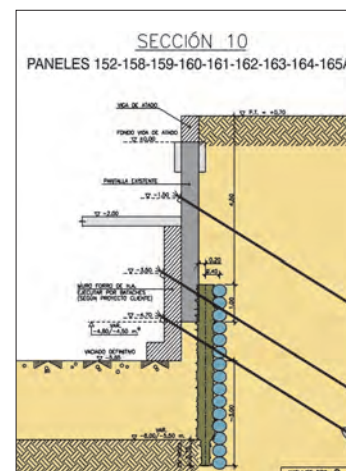


Figura 17. SECCIÓN 10 DEL TRATAMIENTO.

4.1.2. Ejecución del tratamiento de inyecciones de mortero

En este tipo de tratamientos es fundamental una correcta planificación de las fases de inyección, espaciando en la medida de lo posible la intervención en taladros contiguos, de modo que se eviten o minimicen posibles daños en las inyecciones precedentes. Es recomendable que columnas de mortero adyacentes tengan un intervalo de ejecución no inferior a un día, debiendo el proyectista valorar la posibilidad de incluir o no acelerantes de fraguado. De igual forma es imprescindible controlar durante la ejecución de los trabajos los parámetros de inyección, fundamentalmente presiones aplicadas y volúmenes inyectados.

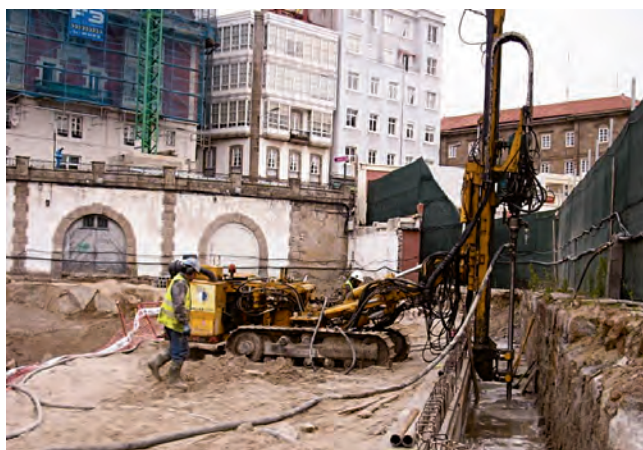
El esquema de trabajo para un lote de cinco días se puede resumir de la siguiente manera: Durante los dos primeros días se ejecutaron columnas de forma continuada, con una separación entre taladros de 2,0 m. En el tercer día se ejecutaron



Figura 18. SECUENCIA TIPO DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE INYECCIONES DE MORTERO.

las inyecciones intermedias de las realizadas durante el primer día. Durante el cuarto y quinto día se efectuó el cierre de la barrera de inyecciones en el tramo tratado, ejecutando las columnas intermedias restantes.

En cuanto a la elección del mortero, para esta actuación se seleccionó mortero predosificado suministrado en silo. La proporción en peso entre áridos y cemento fue de 850 kg de árido por 200 kg de cemento, empleándose áridos finos



Figuras 19 y 20. EQUIPO KLEMM 806 EJECUTANDO INYECCIÓN DE MORTERO. BOMBA PUTZMEISTER INFORMATIZADA, MEZCLADORA DE TORNILLO Y SILOS DE MORTERO PREDOSIFICADO.

(arena), de tamaño comprendido entre 0 y 2,0 mm. El cemento empleado fue del tipo CEM VI/A 42,5 N/SR. En cuanto a la consistencia y docilidad del mortero amasado, se estableció una densidad relativa de referencia de 1,92 t/m³, añadiendo el agua necesaria para alcanzar este valor y controlándolo periódicamente. Se decidió incorporar a la mezcla 1 l de acelerante de fraguado por cada 50 l de mezcla inyectada. El control de densidades se efectuó mediante balanza de lodos.

La inyección del mortero de baja movilidad se realizaba tras la perforación del taladro, desde el fondo del mismo y en sentido ascendente, efectuando la inyección en etapas de 0,5 m. El criterio de control de la inyección fue volumétrico, inyectando 150 l/m (75 l/etapa) y realizando la inyección a presiones moderadas, entre 5 y 10 bar en función de la profundidad, con caudales reducidos de unos 80 l/minuto. El varillaje empleado en la perforación fue de 114 mm.

En total se ejecutaron 656 columnas de mortero, con una perforación total de 5.492 m y un consumo de mortero de 1.832 m³.

Los medios específicos empleados en la ejecución de las inyecciones de mortero de baja movilidad fueron variando en función de las necesidades de producción, llegando a intervenir cuatro equipos de forma simultánea en esta actividad:

- Equipos de perforación y conformación de las columnas: Comacchio 800, 2 Klemm 806, Hutte 605 y Bauer UBW como máquina de reserva/refuerzo.
- 2 bombas tipo Putzmeister con panel de control informatizado.
- 2 mezcladoras de tornillo más otra de reserva.
- 4 silos de mortero predosificado, 30 toneladas/silo.

4.2. TRATAMIENTO DE JET-GROUTING

El tratamiento con *jet-grouting* previsto, tenía una doble misión. Por un lado, debía actuar como barrera hidráulica, reduciendo la permeabilidad del sistema, de modo que la excavación presentase unas condiciones hidráulicas aceptables en cuanto a estabilidad del fondo y caudales a bombear por infiltraciones en el recinto. Y por otro lado, el tratamiento de *jet-grouting* debía colaborar estructuralmente, durante las futuras fases de excavación, en el sostenimiento del terreno y los paneles ejecutados, especialmente en aquellos casos en los que el pie del panel había quedado muy por encima de la cota de máxima excavación.

Dentro de las variantes que ofrece la técnica del *jet-grouting*, Kellerterra contaba con la tecnología necesaria y experiencia contrastada para la aplicación de cualquier sistema, *jet-1*, *jet-2*, *jet-3* o, incluso, plantear sistemas tecnológicamente más avanzados, como el *superjet-grouting*.

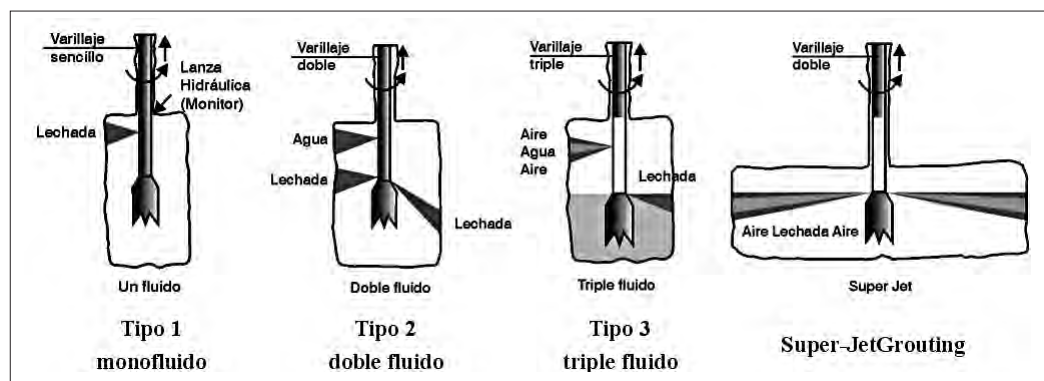


Figura 21. DISTINTOS SISTEMAS DE JET-GROUTING. EVOLUCIÓN Y PERFECCIONAMIENTO.

La elección del sistema de *jet-grouting* se fundamentó en los siguientes aspectos:

- En la formación de barreras hidráulicas, uno de los factores determinantes es la geometría definitiva del terreno mejorado, el cual está condicionado por la separación entre taladros, desviación de los mismos durante la fase de ejecución, diámetros de columna de *jet-grouting* obtenidos y solapes alcanzados. En estos casos la permeabilidad del terreno tratado no suele ser determinante, siendo más relevante garantizar la continuidad del tratamiento en profundidad.
- Para garantizar la correcta funcionalidad de una barrera hidráulica no se requiere necesariamente un elevado diámetro de columna de *jet-grouting*. Simplemente se busca la creación de una barrera que intercepte el flujo de agua, lo cual se puede conseguir bien con columnas de mayor diámetro ejecutadas con mayor separación, o bien mediante columnas de menor diámetro ejecutadas a menor distancia. La solución óptima en cada caso debe ser estudiada en función de parámetros asociados a la ejecución del *jet-grouting*, tal como consumo de cemento, rendimientos y plazos de ejecución, teniendo siempre presente la naturaleza del terreno tratado.
- En este caso concreto, la presencia de bolos decimétricos en el estrato definido como escollera, presente de forma mayoritaria en la traza de actuación, planteaba el problema de la aparición de zonas de sombra en el tratamiento de *jet-grouting*. Una medida para mitigar este efecto consiste en reducir la separación entre taladros para garantizar una correcta cobertura de las zonas de sombra.

- Por otro lado, la presencia de estratos colgados de limos orgánicos, con potencias variables entre 2,0 y 5,0 m que el tratamiento de *jet-grouting* debía atravesar para alcanzar los estratos impermeables, recomendaba el empleo de un sistema de *jet* que permitiese la obtención de un mayor porcentaje de sustitución de suelo natural por lechada de cemento.

Para esta actuación concreta, y de acuerdo con los condicionantes mencionados, la propuesta de Kellerterra consistió en realizar las columnas de *jet-grouting* mediante sistema de *jet-2*, en el que se efectuaba un precorte del terreno por chorro de agua. Este precorte del terreno y la acción del agua inyectada facilitaban la salida de material al exterior como resurgencia, obteniéndose, además de una mezcla del terreno natural con la lechada inyectada, un mayor porcentaje de sustitución de suelo natural por lechada de cemento.

Adicionalmente, aplicando la técnica de *jet-grouting* tipo 2 se podían obtener fácilmente diámetros de columna en el entorno de 0,60 m, lo cual era compatible con una distribución de taladros próxima, que mitigase el efecto negativo de posibles desviaciones y además minimizase el riesgo de aparición de zonas de sombra.

Las verificaciones realizadas de estabilidad de la excavación, considerando la contribución de columnas de *jet-grouting* empleando diámetros por encima de 0,50 m, mostraron que la excavación se podía efectuar con seguridad.

4.2.1. Geometría del tratamiento de *jet-grouting*

En cuanto a la geometría de la actuación con *jet-grouting* tipo 2, las columnas se ejecutaron en el espacio comprendido entre el trasdós de las pantallas y el tratamiento previo a base de inyecciones de mortero. El tratamiento se efectuó en una alineación retranqueada 0,20 m respecto al borde exterior de la pantalla, con el varillaje de perforación tangente al borde exterior del murete-guía de ejecución de la pantalla.

El patrón de tratamiento en planta consistía en la ejecución de columnas de *jet-grouting* separadas de 0,35 a 0,40 m. Se efectuó un análisis pormenorizado, con un esquema de zonas análogo al descrito en el tratamiento de inyecciones de mortero.

La configuración en alzado de las columnas de *jet-grouting* se definió según los siguientes criterios:

- Las columnas de *jet-grouting* debían contar con un solape vertical de al menos 1,0 m con el panel de pantalla situado justo delante. La perforación efectuada hasta alcanzar esta cota era perforación estéril, sin tratamiento de inyección.
- La perforación para la ejecución del *jet-grouting* se prolongó hasta conseguir un empotramiento de 0,70 m en el estrato impermeable de cada zona.

Con estas premisas, las columnas de menor longitud y profundidad se ejecutaron en las zonas en las que el jabre o las granodioritas aparecían a menor cota: este caso se daba, por ejemplo, en las secciones 1 y 2 citadas anteriormente.

En estas secciones la perforación realizada para la ejecución del *jet-grouting* fue de 7,25 m, con longitudes de columna conformada que variaban entre 4,25 y 6,0 m.

Los casos extremos se acometieron en las secciones 4, 5, 6 y 7, en las que el estrato impermeable aparecía a gran profundidad y los paneles habían quedado sumamente cortos.

Adicionalmente había que añadir que la escollera aparecía de forma superficial y la inyección de mortero sólo se había prolongado 3,0 m por debajo de la cota de máxima excavación. En estos casos se acometieron perforaciones de hasta 19,6 m, con longitudes de columna conformada de hasta 15,5 m y garantizando un empotramiento de 0,70 m en el estrato impermeable.

4.2.2. Ejecución del tratamiento con *jet-grouting*

La planificación del proceso de inyección en este tipo de actuaciones con *jet-grouting* es determinante, ya que debe garantizarse la continuidad del tratamiento. Por un lado debe controlarse estrictamente el replanteo y verticalidad de los taladros, y por otro, debe minimizarse el riesgo de daño a columnas de *jet-grouting* ya ejecutadas. De este modo, debe programarse un sistema de actuación en el que las columnas se ejecuten de forma alterna, dejando un espacio de 3 a 4 columnas sin ejecutar entre las ejecutadas en un mismo día.



Figura 22. VISTA GENERAL DEL DESARROLLO DE LOS TRABAJOS (6 equipos trabajando simultáneamente).

Los parámetros de ejecución del *jet-grouting* tipo 2 fueron los siguientes:

- Varillaje: 88,9 mm.
- Contenido mínimo de cemento en la inyección: 200 kg por metro de columna conformada. Densidad de lechada: 1,50 t/m³; relación, a/c = 1.

CAUDAL DE MEZCLA INYECTADA	1 / VELOCIDAD DE EXTRACCIÓN DE LA LANZA	VELOCIDAD DE ROTACIÓN	PRESIÓN DE INYECCIÓN DE AGUA
80 l/min	3-3,5 min/m	10 r.p.m.	300 bar

Los medios específicos empleados en la ejecución del tratamiento de *jet-grouting* fueron los siguientes:

- Equipos de perforación y conformación de las columnas: Comacchio 800, 2 Klemm 806, y Bauer UBW como máquina de reserva-refuerzo.
- 2 sistemas completos de ejecución de *jet-grouting* tipo 2:
- Planta de fabricación de lechada de inyección provista de mezcladora, agitadora y bombas auxiliares tipo Tecniwell TW-30.
 - Depósito de agua y bomba de alta presión tipo Tecniwell TW-600 para el circuito hidráulico.
 - Silo de cemento.

En total se ejecutaron 894 columnas de *jet-grouting* tipo 2, con una perforación total de 11.792 m y una longitud de columnas conformadas de 8.462 m.

4.3. EXCAVACIÓN, MURO POR BATACHES Y ANCLAJES

La propuesta de solución efectuada por Kellerterra se completaba con la ejecución de una excavación por bataches combinada con la construcción de un muro de hormigón anclado ejecutado en escamas.

Se requería una cuidada planificación de la excavación que definiera geométricamente los bataches, cotas de máxima excavación en cada etapa y secuencia de ejecución de anclajes. El peso en esta fase recayó en la asistencia técnica que la constructora Copasa incorporó para las obras de reparación y que contó con el soporte de Kellerterra tanto para el dimensionamiento del tercer nivel de anclajes al terreno como para la comprobación de la validez del segundo nivel de anclajes previsto en el proyecto inicial. El dimensionamiento estructural del muro de hormigón en escamas y su conexión con los paneles de pantalla existentes y con la futura losa de cimentación también correspondió a la citada asistencia técnica.



Figuras 23 y 24. COLOCACIÓN DE CONECTORES, ESCAMA DE MURO EJECUTADA Y SANEAMIENTO EN PIE DE PANEL (después de los tratamientos del terreno).

El muro en escamas ejecutado era de altura variable en función del pie de panel en cada zona. Se ejecutó encofrado a una cara, con un fuste de espesor 0,40 m, y se conectaba a los paneles existentes mediante conectores conformados por barras corrugadas en acero B500S. Los conectores, en forma de patilla, se empotraban con resina epoxi en taladros practicados en el frente de cada panel, distribuidos en una franja horizontal de unos 0,90 m.

Para la correcta ejecución del muro de escamas fue necesario aplicar un saneamiento en el pie de gran parte de los paneles, mediante corte con disco o martillo neumático, en algunas zonas en las que el sustrato rocoso afloraba de forma superficial, o en zonas en las que algún bulto de grandes dimensiones había quedado embebido dentro de la pantalla.

4.3.1. Fases de excavación

En cuanto a las fases de excavación, se partió de una excavación general en el centro del recinto que se deprimió hasta alcanzar una profundidad de 5,0 m respecto a la cara superior de la viga de coronación. En el perímetro se conformó una berma horizontal de 4,0 m de anchura a 2,40 m de profundidad, y que descendía con un talud 1:1 hasta alcanzar el fondo de excavación. La berma conformada se situaba en general 0,20 m por debajo del primer nivel de anclajes.

Una vez conformada la berma, la excavación continuaba de forma alterna. Considerando un grupo de 5 paneles consecutivos, se excavaban sendos rebajes en el primer y quinto panel, con taludes laterales 1:1, dejando tres paneles intermedios sin excavar; esto es, se excavaba un panel de cada cuatro. Los rebajes efectuados eran de 0,60 m, el mínimo necesario para poder atacar el emboquille del segundo nivel de anclajes en los paneles primero y quinto. Se ejecutaron estos anclajes y se tesaron.

El proceso se repetía, primero efectuando el rebaje en el tercer panel, ejecutando el correspondiente anclaje y procediendo a su tesado. Posteriormente se concluyó la primera fase rebajando la berma en los paneles segundo y cuarto hasta regularizar la cota, ejecutando sendos anclajes a continuación y procediendo a su tesado posteriormente. Tras esta fase la berma quedó con un ancho teórico de 4,6 m a una profundidad de 3,0 m.

El segundo nivel de anclajes ejecutado de este modo tenía las mismas características que los anclajes previstos en el proyecto inicial, quedando el nivel localizado a 3,20 m de profundidad y con las cabezas de anclaje situadas sobre paneles de pantallas.

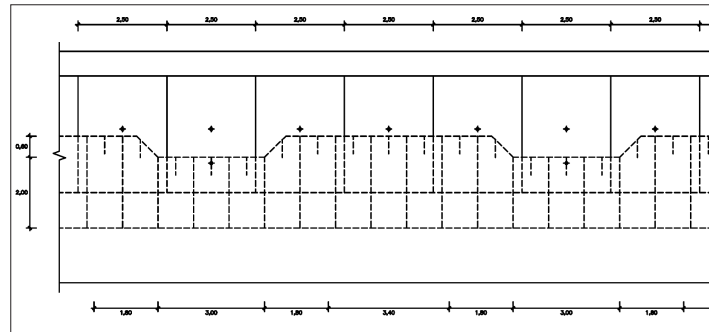


Figura 25. PRIMERA ETAPA DE LA PRIMERA FASE DE EXCAVACIÓN PARA EJECUCIÓN DE ANCLAJES DEL SEGUNDO NIVEL.

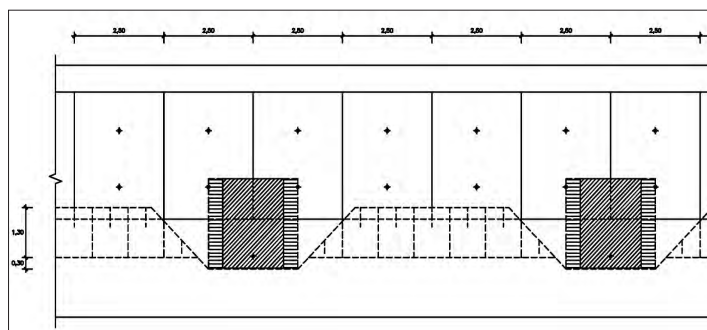


Figura 26. PRIMERA ETAPA DE LA SEGUNDA FASE DE EXCAVACIÓN PARA EJECUCIÓN DE MURO Y TERCER NIVEL DE ANCLAJES.

citados. Por último, se ejecutaba un anclaje en el eje del muro en escama realizado, situándolo 30 cm por encima de la base del mismo.

En la segunda etapa de esta fase, el proceso se repetía, excavando en este caso en la tercera junta y dejando la segunda y cuarta sin excavar. Se ejecutaba el correspondiente tramo de muro, con las características anteriormente descritas, situando el correspondiente anclaje en el eje del muro cerca de su base.

Se cerraba la fase excavando en la segunda y cuarta junta. La escama ejecutada en estos casos tenía mayor anchura, ya que cubría el hueco disponible —aproximadamente, 2,5 m— además de las zonas de solape de armaduras de las escamas contiguas hormigonadas anteriormente. El ancho de estas escamas fue de 3,30 m frente a 1,70 m de las anteriores. Se ejecutaba a continuación el correspondiente anclaje.

El nivel de anclajes ejecutado en esta fase era el tercer nivel. Se trataba de anclajes provisionales de dos cables con una longitud total de 12,0 m y un bulbo adherente de 6,0 m. Los anclajes se ejecutaron con una inclinación de 30 grados respecto a la horizontal y una perforación de 133 mm.

La última fase de excavación permitió alcanzar la máxima necesaria para la ejecución del aparcamiento subterráneo. El proceso seguido fue análogo al descrito anteriormente, pero algo más simple, al no ser necesaria la realización de anclajes. La configuración de las escamas del muro queda alternada respecto a la fase precedente, ejecutando una escama de 1,70 m de ancho bajo una de 3,30 m y viceversa.

En la segunda fase de excavación el planteamiento se repitió, con la salvedad de que a partir de esta cota en cada excavación fue necesario ejecutar una escama de muro de hormigón. La excavación se realizaba entre dos paneles, excavando en una de cada cuatro juntas, y se descendía hasta 5,30 m de profundidad, ligeramente por debajo de la cota general de excavación del recinto en ese momento. Se conformaron taludes laterales 1:1 desde la coronación de la berma hasta el fondo de excavación. El tramo de muro ejecutado contaba con un ancho de 1,7 m, dejando esperas laterales y en el pie para su conexión posterior. Este tramo de muro ejecutado se conectaba al pie de las pantallas existentes mediante los conectores anteriormente

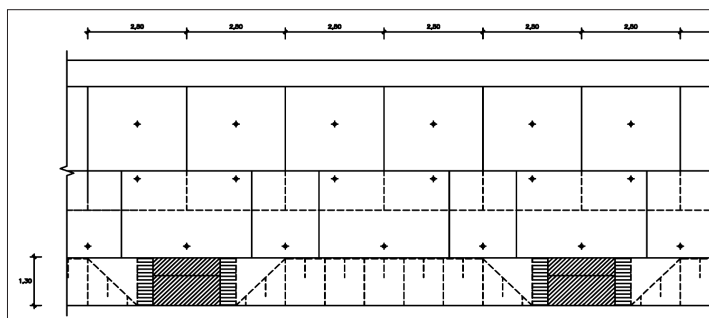


Figura 27. PRIMERA ETAPA DE LA TERCERA FASE DE EXCAVACIÓN (profundidad máxima).



Figuras 28 y 29. COMACCHIO 800 EJECUTANDO ANCLAJES ENTRE BATACHES: EXCAVACIÓN EN SECO Y DETALLE DE CONSTRUCCIÓN DE MURO EN ESCAMAS.

5. Conclusiones

La combinación de los tratamientos con inyecciones de mortero y de *jet-grouting* tipo 2 permitió la continuación de los trabajos de excavación en una situación comprometida que se caracterizaba por la falta de empotramiento de los paneles de pantalla, lo cual no garantizaba la correcta estabilidad hidráulica y estructural del sistema en una excavación para dos sótanos realizada a escasos metros del mar.

La ejecución del tratamiento previo mediante inyecciones de mortero permitió garantizar la eficacia del tratamiento posterior con *jet-grouting*, dotando a las columnas de *jet-grouting* del confinamiento necesario que minimizase el riesgo de una decantación incontrolada de la mezcla de suelo y lechada, ocasionada por la posible migración de la mezcla a través del terreno. Esta circunstancia fue de especial relevancia en el estrato de escollera presente en el emplazamiento.

La elección del sistema de *jet-grouting* más adecuado en función de las necesidades concretas de la obra, adoptando un sistema eficaz de acuerdo con la naturaleza del terreno presente y que, a su vez, garantizase un adecuado porcentaje de sustitución de terreno natural por mezcla de suelo y lechada de cemento, fue una de las claves del éxito de la actuación. La selección del sistema de *jet-grouting* tipo 2 satisfizo convenientemente los anteriores requisitos, además de proporcionar un diámetro de diseño acorde con una geometría, o patrón de tratamiento, que mitigase el riesgo de efecto sombra que pudiera ocasionar la presencia de bolos decimétricos.

La correcta planificación del proceso de excavación por bataches, realizada en general por debajo del pie de los paneles de pantalla, permitió completar la excavación hasta la cota prevista, considerando que dicha excavación se efectuó en condiciones secas y contando con la contribución de los tratamientos del terreno en la estabilización de los frentes de excavación.

La planificación racional de los trabajos, así como la correcta asignación de medios materiales y humanos, permitió ejecutar el tratamiento del perímetro de la actuación, 328 m, en el plazo pactado de 2,5 meses.

6. Agradecimientos

Kellerterra quiere agradecer a la empresa S.A. de Obras y Servicios (COPASA) su colaboración tanto en la fase de ejecución de los trabajos como durante la elaboración de este artículo, y en particular a don Bruno Lago Castrillón. De igual forma queremos hacer extensivo este agradecimiento a los integrantes de la asistencia técnica de los trabajos de reparación, miembros de la empresa Tipologías Estructurales en Madera, Hormigón y Acero (TEMHA), y en especial a don José Antonio González Meijide. Por último, agradecer a todo el personal de Kellerterra, tanto en obra como en oficina, su esfuerzo y dedicación para la realización de este proyecto, especialmente a don Carlos Mora-Rey, don Goran Vukotic, don Juan Francisco Pantiga y don Carlos Reboredo, ya que sin su contribución no hubiera sido posible la concepción de la solución aplicada, la ejecución de los trabajos y la posterior realización de este artículo.

7. Bibliografía

- E.G.A. (2007). *Sondeos de investigación e informe de permeabilidades de las unidades diferenciadas en los sondeos para el las obras de construcción del parking del Parrote (A Coruña)*.
- Moseley, M.P., y Kirsch, K. (ed.) (2004). *Ground improvement*. Spoon Press, 2ª ed., págs. 160-96. Londres.
- Mora-Rey, C. (2010). «Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva». Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 10ª Sesión: *Actuaciones geotécnicas en obras portuarias*.
- Vukotic, G. (2011). «Actuaciones con “superjet-grouting” en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera LAV (Barcelona)». Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS, 11ª Sesión: *Tratamientos en pozos y galerías*.



RodioKronsa

Velázquez, 50-7ª Planta / 28001 MADRID

Tfno.: 91 781 71 69 / 91 562 46 10

Fax.: 91 561 30 13 - 91 564 14 40

E-mail: rodiokronsa@rodiokronsa.es

www.rodiokronsa.es



SPRINGSOL® es una técnica de tratamiento de terrenos mediante la formación de columnas de suelo-cemento con las siguientes ventajas:

- ✕ Formación de la columna suelo-cemento de hasta 600 mm de diámetro, empleando medios mecánicos sin la necesidad de recurrir a la inyección a altas presiones que pudiese afectar a una superestructura como por ejemplo, losa o solera de una instalación industrial en funcionamiento o línea ferroviaria sobre un terraplén a tratar.
- ✕ Posibilidad de utilizar equipos de gálibo y tamaño reducido.
- ✕ Posibilidad de pasar las superestructuras con pequeños diámetros, (de 150 a 170 mm.), minimizando la afección a las mismas.
- ✕ Opción de atravesar estratos intermedios no perforables con barrenas.
- ✕ Posibilidad de ejecutar la columna a partir de una profundidad concreta, (como por ejemplo, tapones de fondo).

APLICACIONES DEL PRODUCTO

- ✕ Tratamiento del terreno bajo instalaciones ya ejecutadas o en servicio como son losas de naves industriales o explanadas portuarias en explotación.
- ✕ Tratamiento de terraplenes en infraestructuras del transporte. Muy apropiado para el tratamiento de taludes ferroviarios atravesando el balasto, evitando la contaminación del mismo y posibilitando una mínima afección al servicio.





ESPECIALISTAS EN CIMENTACIONES ESPECIALES

Miembro de **AETES**



- * Compactación Dinámica
- * Columnas de Grava
- * Sustitución Dinámica
- * Anclajes
- * Compaction Grouting

- * Columnas de Modulo Controlado
- * Menard Vacuum
- * Micropilotes
- * Soil Mixing
- * Drenes Verticales



MENARD ESPAÑA S.A.
C/ Villa de Marín 45, 2ºA - 28029 Madrid
Tel : 913 239 524 - Fax : 913 141 507



www.menard.es

Central: comercial@menard.es
Delegación Levante: etarraga@menard.es
Delegación Sur: lernult@menard.es



Recalce bajo losa con columnas de *soil-mixing*

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GRUPO RODIO-KRONSA

Caso de recalce mediante un tratamiento con una técnica novedosa para la ejecución de columnas rígidas de suelo-cemento bajo pavimento y losa

La ejecución de los trabajos que se presentan se llevó a cabo en 2010, actuando en el interior de una gran nave industrial con una patología de asientos generalizados que afectaban a las soleras, losas y otros tipos de pavimento de la misma. Las soleras-losas tenían un espesor variable entre los 20cm y los 80cm, de hormigón armado, apoyadas sobre un enchachado de grava de unos 20cm. Este enchachado, a su vez, se apoya sobre un relleno procedente de excavación local, compuesto por arcillas rojas con una componente arenosa y algunas gravas y bolos.



Figuras 1 y 2. PROBLEMAS DE ASIENTOS DETECTADOS.

Los asientos producidos en las soleras se evidenciaban por fracturas en el pavimento, hundimiento del suelo respecto a las paredes e, incluso, descuelgue de los equipos industriales en sus conexiones con el techo de la nave (Figs. 1 y 2). También se detectaban huecos bajo las soleras por asiento del material de relleno y roturas de canalizaciones bajo estos pavimentos.

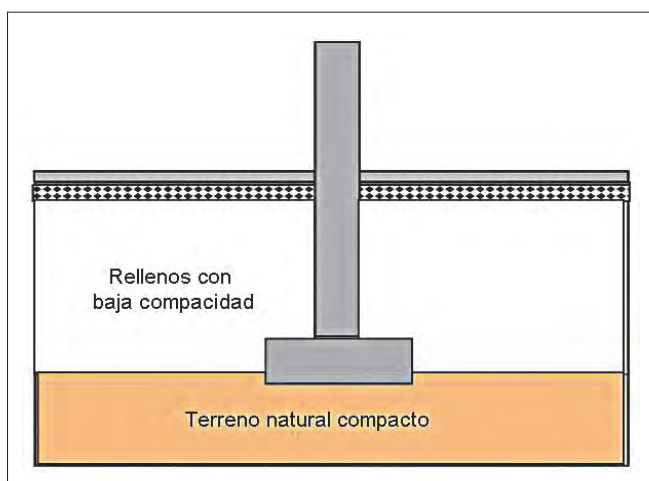


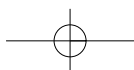
Figura 3. CORTE ESQUEMÁTICO DE LA SITUACIÓN SOBRE RELLENOS DE LA SOLERA Y ENCHACHADO POR ENCIMA DE LA COTA DE CIMENTACIÓN DE LOS PILARES.

Los pilares de la nave no mostraban signos de asiento debido a que se encontraban cimentados a una cota más profunda sobre el sustrato de mayor consistencia. La tabiquería de la nave, conformada por paneles de mortero armado, mostraba el despegue del suelo y quedaba colgada de los pilares.

La causa de estas patologías se atribuyó al asiento de la capa de rellenos de entre 5,50 y 10,50 m de espesor en la que se apoyaban las losas y soleras.

Para subsanar de estos problemas inicialmente se plantearon soluciones mediante micropilotaje o *jet-grouting*:

- La solución de micropilotaje obligaba a la demolición de las soleras por no tener estas el canto ni el armado suficiente para soportar las cargas previstas con unos apoyos distantes, ni por flexión ni por punzonamiento. Económicamente, esta solución resultaba muy cara en sí misma y, adicionalmente, suponía un retraso en la puesta en marcha de la producción de la planta industrial.
- La solución del *jet-grouting* como tratamiento por columnas bajo la losa resultaba económicamente más ventajosa que los micropilotes, aunque contaba con los inconvenientes de la suciedad generada por el detritus del *jet* por rebose y la posibilidad de provocar roturas y levantamientos de las soleras por sobrepresiones (*claquaje*).



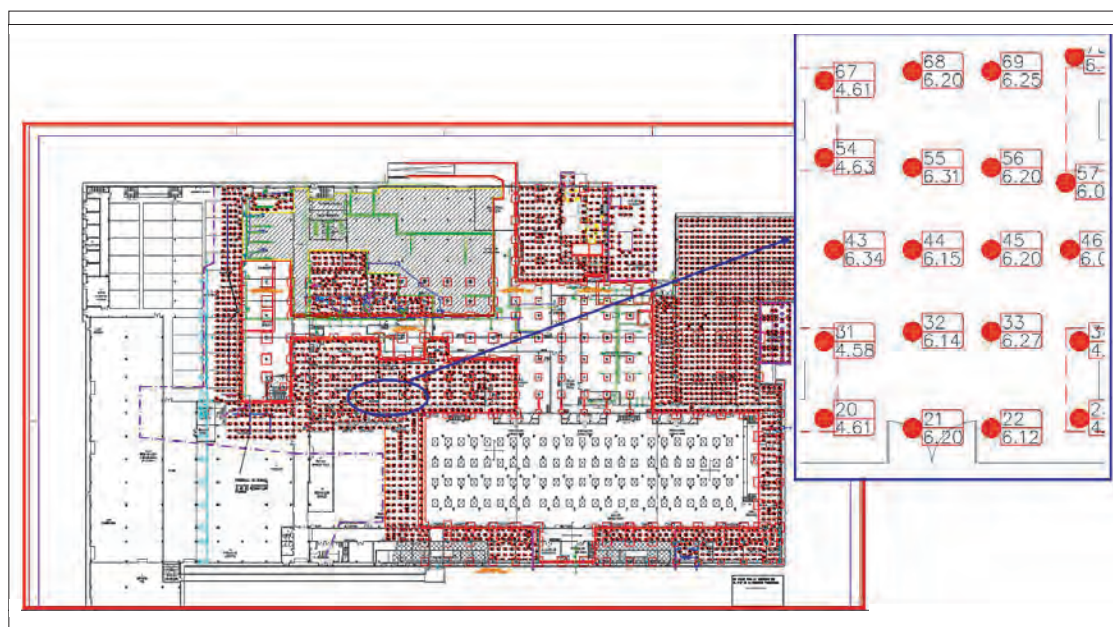


Figura 4. MALLA DE TRATAMIENTO DE COLUMNAS.

Como alternativa Rodio-Kronsa propuso al cliente una solución equivalente a la de *jet-grouting* con una técnica novedosa de generación de columnas de suelo-cemento mediante una herramienta de *soil-mixing* capaz de realizar el paso de losa en pequeño diámetro.

El tratamiento completo incluyó una inyección del encachado bajo la losa para rellenar el espacio hueco generado por el despegue de la losa respecto del relleno y unas columnas de suelo cemento de 40 cm de diámetro como apoyo de la losa y transmisión de cargas al sustrato firme profundo, en una malla variable de 1,50 m x 1,50 m a 2,00 m x 2,00 m (Figs. 4 y 5).

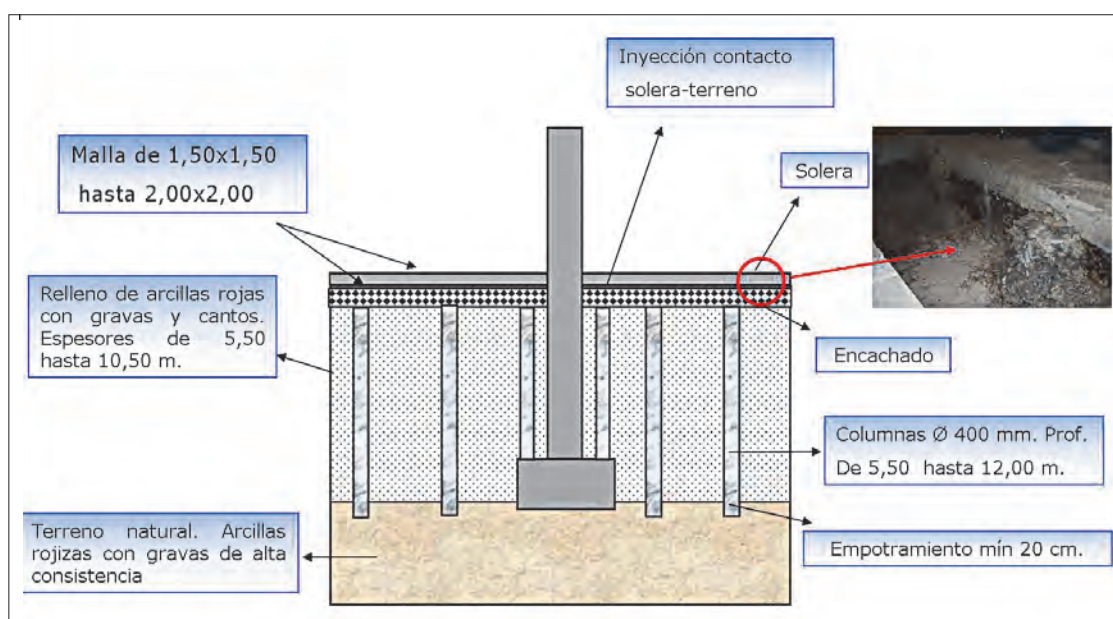


Figura 5. SOLUCIÓN DEL TRATAMIENTO.

Los requerimientos planteados por el cliente para este tratamiento incluían la condición indispensable de no parar la cadena de producción de la nave, que trabajaba las 24 horas. Además, el equipo dispuesto en obra debería permitir el trabajo bajo gálibo y en espacios reducidos, dentro de salas pequeñas y entre instalaciones en funcionamiento.

Otro requisito fundamental era la limpieza para evitar la contaminación de las salas, lo que requería minimizar la producción de rechazo. Para ello se implementó un nuevo sistema de captación y recogida del rechazo, consiguiendo acortar tiempos de puesta en servicio de las diferentes salas.

Se requería asimismo una mínima afección a la solera. El reducido tamaño de la maquinaria, en algún caso, equipada con trenes de orugas de caucho, facilitaba el tránsito de la misma por las diferentes salas y la preservación de la solera, que en muchas zonas tan sólo era de 20 cm. El trabajo a bajas presiones también evita cualquier problema de levantamiento de la solera.

Los trabajos se llevaron a cabo en las siguientes fases:

1ª fase: *Inyecciones de lechada bajo solera*

En las diferentes salas de producción de la nave, se ejecutaba una malla al tresbolillo para la inyección del contacto solera-terreno (Fig. 6). Se realizaban los taladros perforando la solera con corona de diamante de 62 mm. La inyección se realizó de abajo hacia arriba inyectando los huecos con ayuda de obturadores. Se ejecutaron 1.655 inyecciones.



Figura 6. RELLENO DE HUECOS EN CONTACTO SOLERA-ENCACHADO.

2ª fase: *Inclusiones rígidas en forma de columnas de suelo-cemento*

Esta técnica permite el refuerzo y la consolidación del terreno *in situ*, haciéndolo apto para soportar todo tipo de cargas superficiales repartidas, proporcionando una mejora global de las propiedades geomecánicas del terreno.

Las columnas se crean por medios mecánicos, garantizando su diámetro y sin necesidad de inyectar a altas presiones, lo que podría afectar a las superestructuras que se encontraran en los planos superiores (losa en este caso).

El método consiste en dos operaciones fundamentales:

- Perforación y desestructuración del terreno, con aplicación de conglomerante.
- Mezcla del terreno con el conglomerante.

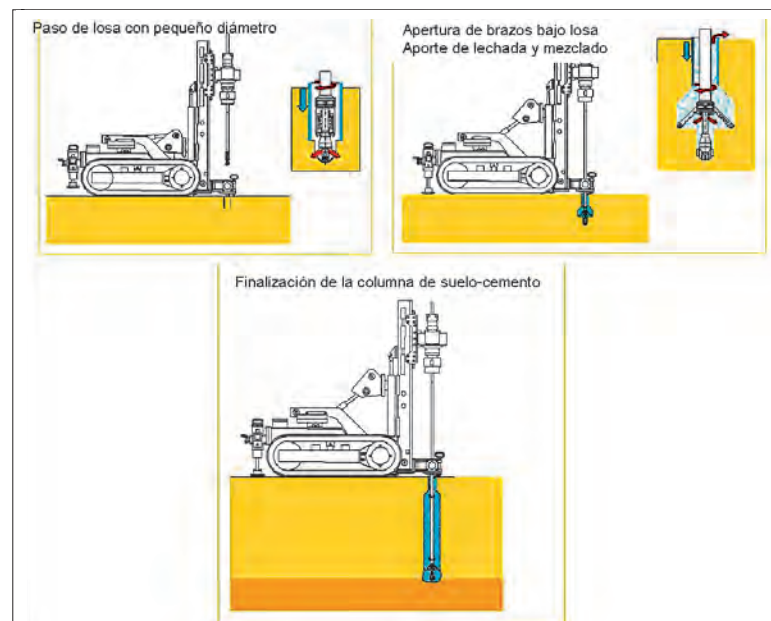


Figura 7. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DEL EQUIPO DE COLUMNAS DE SOIL-MIXING.

En primer lugar se realiza una perforación de los pasos de solera de diámetro 182 mm para permitir la introducción del útil. La herramienta entra plegada, y una vez atravesado el paso, se procede a la apertura de los brazos de la misma (Fig. 7).

El avance, combinado con el giro de la máquina, produce la desestructuración del terreno. Simultáneamente se inyecta lechada y se genera la columna, que continúa hasta alcanzar el terreno natural, donde se empotra un mínimo de 20 cm.

Finalizada la columna, se rellenan los taladros de la solera con un mortero y se coloca una horquilla de acero para asegurar la continuidad del paquete solera-encachado-columna.

Todos los equipos se encontraban equipados con un sistema de monitorización y registro automático de parámetros, grabando para cada columna datos de velocidad de avance, par de rotación, velocidad de rotación, caudal inyectado y volumen de lechada consumido. Con estos parámetros se genera para el cliente un pequeño informe con los resultados obtenidos para cada columna ejecutada. Estos informes complementan a los planos *as built* como documentación final de obra.

También para esta fase se desarrolló un sistema de captación y recogida de detritus de rechazo, lo que permite acortar los tiempos de entrega de salas al cliente al minimizar la afección a las mismas. El sistema consiste en una bomba acoplada en la base del mástil de la máquina la cual aspira el rechazo y lo bombea directamente a un contenedor

Durante la ejecución de las columnas de Springsol se inyecta lechada de cemento según la dosificación establecida para actuar como barrido de la perforación y, simultáneamente, procurar la mezcla homogénea con el terreno triturado. La inyección de lechada de cemento se realiza mediante una bomba cuyo caudal se regula automáticamente dependiendo de la velocidad de avance de la perforación. Según esto, a mayor resistencia de terreno (menor velocidad de avance) se reduce el caudal de inyección y viceversa, por lo que el sistema de ejecución se encuentra totalmente automatizado. A ritmo normal de avance el sistema bombea según los caudales consignados.



Figura 8. TRABAJOS EN EL INTERIOR DE LAS SALAS CON SISTEMA DE CAPTACIÓN Y RETIRADA DE DETRITOS.

Se han ejecutado 2.572 columnas (repartidas en más de 30 salas para nave de 15.000 m²) de 400 mm para un total de 15.000 ml de tratamiento.

Inyección por desestructuración mecánica mediante columnas de *soil-mixing*: El procedimiento y sus ventajas

El concepto de mezcla de suelo-ligante mediante desestructuración mecánica está teniendo un auge importante en los últimos tiempos por las ventajas que aporta gracias a la implementación de tecnificación de estas herramientas y su sostenibilidad, ya que usa el propio terreno como material de construcción. Como ejemplo sirvan los simposios sobre el tema que se viene celebrando regularmente los últimos años: Estocolmo (2005), Okinawa (2009) y el próximo de Nueva Orleans (2012).

Aunque el mercado se ha lanzado a fabricar un sinnúmero de tipologías de herramientas de suelo-cemento; existe, sin embargo, una posible clasificación de las mismas sobre todo en cuanto a la forma en que se aporta el material ligante (método húmedo o seco) y el útil mecánico empleado en la desestructuración del suelo (Fig. 11, tabla).



Figuras 9 y 10. TRABAJOS FINALIZADOS EN EL INTERIOR DE LAS SALAS.

POR EL TIPO DE LIGANTE	POR EL TIPO DE MÁSTIL	POR EL MODO DE MEZCLADO	DENOMINACIÓN DEL SISTEMA DE SOIL-MIXING	POR EL ORIGEN DE LA HERRAMIENTA
SECO	Eje rotativo vertical	Aspas en punta de varillaje	DJM (Japón), Nordic Dry Method-LCM/LCCM (Suecia, Finlandia), Trevimix (Italia).	Deep-mixing
HÚMEDO (A)	Eje rotativo vertical	Aspas en punta de varillaje	CDM [Standard, Mega, Land 4, LODIC, Column 21, Lemni 2/3] (Japón), SCC (Japón), Double mixing (Japón), SSM (Est. Unidos), Keller (Europa Central), Mectool (Est. Unidos).	
HÚMEDO (B)	Híbrido de eje rotativo vertical + Jet	Aspas en punta de varillaje + Inyección por jet	Swing (Japón), WHJ (Japón), Jacsman (Japón), GeoJet (Est. Unidos), HydraMech (Est. Unidos), Turbojet (Italia).	
HÚMEDO (C)	Eje rotativo vertical	Múltiples hélices continuas en paralelo	SMW (Japón), Bauer Triple Auger (Alemania), Colmix (Francia), DSM (Est. Unidos), Multimix (Italia).	Equipo de pantallas o Zanjadora
	Eje rotativo horizontal	Tambores cortadores de hidrofresa	CSM (Alemania, Francia).	
	Chainsaw, Zanjadora	Mezclado continuo de sierra con cadena de corte	Power Blender (Japón, superficial, hasta 10 m), FMI (Alemania, superficial a media prof.), TRD (Japón, hasta 35 m), Trenchmix (Francia, Reino Unido).	
SECO o HÚMEDO	Otros	Backhoe o Crawler + Herramienta de mezclado	Mass stabilization (Finlandia), Varios sistemas de mezclado superficial (Japón).	Mezclado superficial

Figura 11. CLASIFICACIÓN DE LOS SISTEMAS DE MEZCLADO MECÁNICO (Terashi y Kitazume, 2009).

En cualquier caso, todos los diferentes métodos de ejecución de *soil-mixing* tienen en común una serie de características:

• **Proceso básico:**

- El suelo es desestructurado mediante una herramienta mecánica.
- Se incorpora al suelo un ligante hidráulico.
- Se produce la mezcla del suelo con el ligante.

• **Ligantes:**

- Cemento, cal o un ligante especialmente diseñado para cumplir una misión especial.
- El ligante se aplica en forma pulverulenta o líquida (premezclado con agua), lo que diferencia al método seco del método húmedo.

• **Resultado:**

- Se obtiene una inclusión tratada de suelo-ligante en forma de columna, elemento lineal, trinchera, pantalla o sección rectangular...

Entre las ventajas que el *soil-mixing* aporta frente a otros métodos de tratamiento por inyección se pueden citar las siguientes:

- **Economía:** Los consumos de material ligante son muy inferiores a los requeridos en las otras técnicas, para un mismo resultado. En particular, frente al *jet-grouting*, los consumos para conseguir una misma columna de suelo-cemento pueden ser del orden del 10-20%.
- **Sostenibilidad:** Utiliza el propio suelo como material de construcción. Ahorra en el consumo de áridos aportados y, por ejemplo, en el caso del *jet-grouting*, el detritus sobrante que ha de retirarse a vertedero.
- **Geometría:** A diferencia de otros tratamientos por inyección, la geometría del elemento tratado es conocida con exactitud. En las inyecciones por presión de lechadas y el *jet-grouting*, el diámetro de afectación es siempre una incógnita.
- **Posibilidad de registro** de parámetros de ejecución y automatización de los procedimientos.
- **Control** del escaso detritus generado mediante sistemas de captación ideados a tal efecto.

Ejecución de columnas de *soil-mixing*

Las inclusiones rígidas en el terreno en forma de columnas de suelo-cemento se realizan habitualmente para conseguir mejoras cualitativas del terreno en grandes superficies con cargas repartidas. Por ejemplo, explanadas portuarias con terreno procedente de dragado, losas de naves con asientos, explanadas y terraplenes viarios...

El principio consiste en la mezcla mediante un mástil dotado de aletas perpendiculares a su eje que desestructuran el terreno y lo mezclan con un ligante aportado por un tubo alojado en el interior del mástil.

Este procedimiento básico ha ganado en tecnificación en los últimos años con una nueva generación de herramientas capaces de plegar las aletas de mezcla, para pasar los primeros metros con pequeño diámetro, igualando así la ventaja en este aspecto que tiene el *jet-grouting*.

Asimismo, los equipos se han dotado de registro de parámetros y de sistemas automáticos de control de bombas y captación del rechazo o sobrante. Un ejemplo de estas nuevas herramientas es el denominado Springsol.

El procedimiento general del *soil-mixing* en columnas es equivalente al del *jet-grouting*, puesto que el resultado final es muy similar; sin embargo, la ejecución de ambas técnicas tiene importantes diferencias:

- En el *jet-grouting*, la desestructuración del terreno se realiza mediante un chorro (*jet*) de un fluido (generalmente lechada de cemento) que, gracias a bombas de muy alta presión (> 400 bar), consigue disparar el *jet* a través de una tobera a una velocidad cercana a los 300 m/s.

La desestructuración del terreno mediante el *jet* depende de esta energía hidráulica y la erosionabilidad del suelo, por lo que el diámetro de columna conseguido no es conocido. El *soil-mixing*, sin embargo, utiliza la energía mecánica del giro de sus aletas para la desestructuración del terreno.

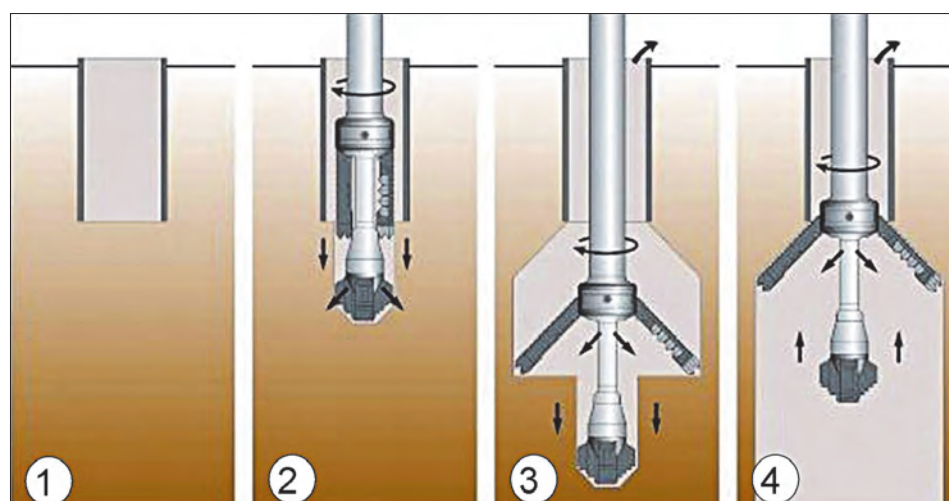


Figura 12. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO DE LA HERRAMIENTA PLEGABLE DE SOIL-MIXING.

- Por otro lado, las altas presiones necesarias para generar el chorro del *jet-grouting* conlleva el riesgo de que, al producirse un taponamiento en la evacuación del rechazo, se generen sobrepresiones muy altas capaces de producir levantamiento del terreno y las estructuras que existen sobre él.

En el *soil-mixing*, las presiones necesarias en bomba son las mínimas requeridas para administrar el caudal, que resulta ser del orden de 5-10 veces inferior al necesario para el *jet-grouting*.

- En contra del *soil-mixing* se puede alegar que los diámetros en terrenos duros ($N_{SPT} > 25$) están limitados por el par que soporta la herramienta.

	JET-GROUTING	SOIL-MIXING
DESESTRUCTURACIÓN	Energía hidráulica (caudal de lechada a chorro).	Energía mecánica (brazos cortantes).
GEOMETRÍA	Incierta.	Conocida.
CANTIDAD DE DETRITUS	Alto.	Escaso.
RIESGOS POR SOBREPRESIÓN	Posibilidad de sobrepresiones (por obturación de la salida de rechazo) causando hinchamiento de terreno.	Prácticamente nulos.
CARACTERÍSTICAS (R_c , K)	Función del caudal aportado.	Función del caudal aportado.

El sistema Springsol se ideó inicialmente para el tratamiento de terraplenes ferroviarios, gracias a la ventaja del paso de las capas superiores con pequeño diámetro, que permitía la ejecución entre traviesas, y al sistema de captación del rechazo, que permitía la no contaminación del balasto con lechada.

Por el mismo motivo, es una técnica propuesta en numerosos proyectos de tratamiento de terraplenes de carretera, donde los pequeños equipos empleados permiten mantener el tráfico en algunos de los carriles y no dañar apenas el firme salvo en los pequeños taladros de 150 mm de una malla 2×2 m o 3×3 m.



Figura 13. SPRINGSOL EN TRATAMIENTO DE TERRAPLÉN FERROVIARIO

Parámetros que gobiernan el proceso de ejecución del *soil-mixing* en columnas

El procedimiento de *soil-mixing* en columnas del tipo Sprinsol conlleva la mezcla del suelo con el cemento en descenso, durante la perforación. Este hecho hace que el aporte de cemento se haya de realizar con un caudal variable en función de la velocidad de avance de la perforación.

En principio, la calidad de la columna suelo-cemento vendrá determinada por una adecuada dosificación de cemento por metro cúbico de terreno tratado y por un mezclado homogéneo.

Para garantizar estos dos conceptos fundamentales es bueno definir unos índices que delimiten los mínimos aceptables de calidad.

Se define un indicador del buen mezclado del suelo con el cemento, que denominamos «índice de mezcla». Este índice tiene en cuenta tanto el número de aletas de la herramienta como la velocidad de avance en perforación y la velocidad de giro.

El índice de mezcla mínimo depende de la composición del terreno, siendo necesario un índice mayor cuanto más cohesivo sea el terreno.

Habitualmente se recomienda:

- $I_m > 150$ a 200 para suelos granulares.
- $I_m > 250$ a 300 para suelos cohesivos.

Asimismo, utilizamos un «índice de incorporación» para definir la cantidad de cemento a suministrar por metro cúbico de terreno a tratar.

Esta cantidad de cemento irá relacionada con la resistencia del material suelo-cemento finalmente obtenida.

• Índice de mezcla

$$I_m (1/m): \quad I_m = N \cdot \frac{\omega_{rot}}{U_{perf}}$$

N : Número de aletas de mezclado.
 ω_{rot} : Velocidad de rotación de la herramienta (1/s).
 U_{perf} : Velocidad de avance en la perforación (m/s).

• Índice de incorporación

$$I_i (kg/m^3): \quad I_i = \frac{Wc}{Vs} = \frac{Cco \cdot Q}{\frac{\pi \cdot \Phi^2}{4} \cdot U_{perf}}$$

Wc : Consumo de cemento por unidad de tiempo (kg/h).
 Vs ω_{rot} : Volumen tratado por unidad de tiempo (m³/h).
 Cco : Kilos de cemento por metro cúbico de lechada (kg/m³).
 Q : Caudal de lechada suministrada (m³/h).
 Φ : Diámetro de la columna tratada (m).
 U_{perf} : Velocidad de avance de la perforación (m/h).

No obstante, aunque la cantidad de rechazo que se obtiene por este procedimiento es relativamente pequeña, debemos considerar qué parte de cemento es finalmente evacuada con el rechazo para conocer verdaderamente cuál es la cantidad de cemento que resta en el interior de la columna. Para ello basta hacer un balance de masas para estimar el contenido final de cemento en la columna, con una serie de hipótesis. En nuestro caso hacemos las suposiciones de que el aire del terreno es totalmente desalojado y que el árido grueso por encima de un determinado tamaño no es evacuable en el rechazo.

RODIO-KRONSA CÁLCULO SPRINGSOL		RK RODIO KRONSA	
1.- Composición del terreno			
Peso específico de los Finos y evacuables,	Dae =	27,1 kN/m³	2762 kg/m³
Densidad aparente,	Dap =	20,0 kN/m³	2039 kg/m³
Densidad seca,	Dsec =	18,0 kN/m³	1835 kg/m³
Índice de poros,	e =	50,56%	
humedad,	e _w =	30,11%	w = 11,1% Sr = 59,6%
huecos vacíos (aire)	e _a =	20,44%	
Contenido de gruesos (no evacuables)	gruesos =	20%	(no pasa tamiz)
Concentración de agua en 1 m³ de suelo;	Aco =	2,22 kN/m³	227 Kg/m³
2.- Dosificación de la lechada de cemento			
Peso del agua/cemento; (Pa / Pc)		100	100 Kg
Relación agua / cemento:	K =	1,00	
Peso específico cemento:	Dcem =	31 kN/m³	3160 kg/m³
Densidad de lechada:	DI =	15,12 kN/m³	1541 kg/m³
Kg de cemento en 1 m³ de lechada:	Cco =	7,56 kN/m³	771 kg/m³
3.- Caudal de aporte de lechada en función de velocidad de perforación			
Velocidad de Perforación,	U _{perf} =	30,00 cm/min	3,33 min/m
Giro en la perforación (50rpm aconsejadas),	ω _{rot} =	60 rpm	
Número de aspas,	N =	2	6,0 mm/rev
Índice de mezcla,	I _{mix} =	333 cortes/m	3,0 mm de rebanada
Diámetro de Columna,	Diám =	40 cm	0,40 m
Volumen de 1ml de columna (sección)	Vo =	0,126 m³/ml	
Índice de incorporación (dosificación aportada),	I _i =	220 kg/m³	(cemento/m³ de suelo a tratar)
Caudal a inyectar,	Q =	10,8 l/min	
Por metro lineal de columna:			
kg Cemento por metro lineal	Do =	27,6 kg/ml	
Volumen introducido de lechada,	Vi =	35,9 litros/ml	
3.- Composición del rechazo			
Volumen evacuado,	Vr =	18,8 litros/ml	5,6 litros/min
Densidad del rechazo,	Dr =	20,3 kN/m³	
Velocidad ascensional del rechazo;	Uar =	4,49 cm/min	
4.- Composición de material en columna (suelo tratado)			
Gruesos no evacuados	G =	367,0 kg/m³	46,1 kg/ml
Contenido de cemento en el suelo tratad	Cc =	187,6 kg/m³	23,6 kg/ml
Minimos ratios de mezcla I _{mix} = N*U _{perf} /ω _{rot} , según tipo de suelo			
		Granular	Cohesivo
	I _{mix} =	[cortes/metro]	150 a 200 250 a 300

Figura 14. CÁLCULO DE PARÁMETROS DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE SPRINGSOL.

Los consumos de cemento empleados habitualmente para columnas de 40 cm de diámetro son de unos 30 kg de cemento por metro lineal de columna, lo que permitiría obtener una columna con unos 190 kg de cemento por metro cúbico de suelo.

Si se compara con un *jet-grouting* tipo 1, el consumo de cemento que habría que aportar para obtener un resultado de calidad similar sería de unos 200 kg de cemento por metro lineal de columna (casi 7 veces superior).

El índice de incorporación depende del tipo de terreno y de la resistencia que se desee alcanzar. Para su estimación pueden emplearse ábacos como el de la figura adjunta (Fig. 15).

Para garantizar la buena ejecución de un *soil-mixing*, en general, se recomienda la automatización de las bombas para suministrar el caudal de lechada consignado: sistemas que paren las bombas cuando la perforación no avanza y regulen el caudal según la velocidad de avance.

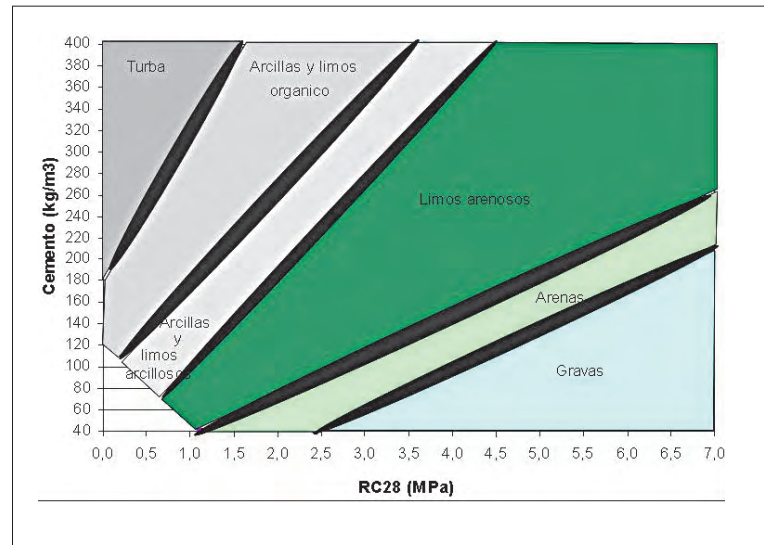


Figura 15. RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE COLUMNAS SPRINGSOL RC28 DEPENDIENDO DEL TIPO DE TERRENO Y LA CANTIDAD DE CEMENTO USADA.

Finalmente, es conveniente el registro automático de parámetros de ejecución (monitorización) mediante los sistemas de sensores de captación de:

- Profundidad (m).
- Velocidad de avance (m/h).
- Par (bar).
- Velocidad de rotación (rpm).
- Caudal inyección (l/min).
- Volumen de inyección (l/m).
- Volumen de inyección total.

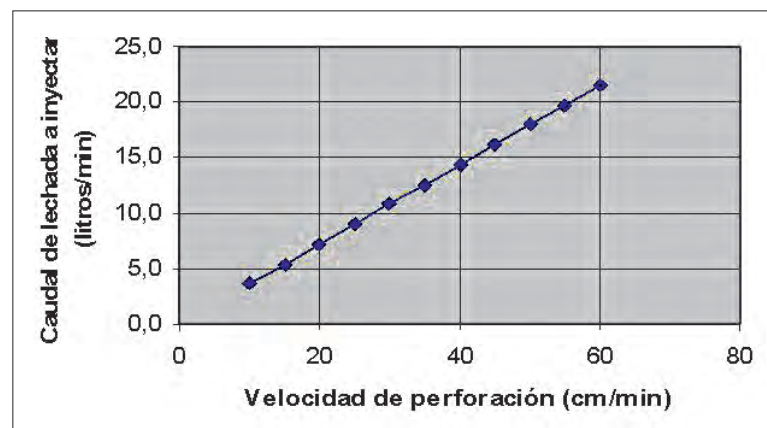


Figura 16. EJEMPLO DE CONSIGNA DE REGULACIÓN DE CAUDAL DE LECHADA SUMINISTRADO POR LA BOMBA EN FUNCIÓN DEL AVANCE DE LA PERFORACIÓN.

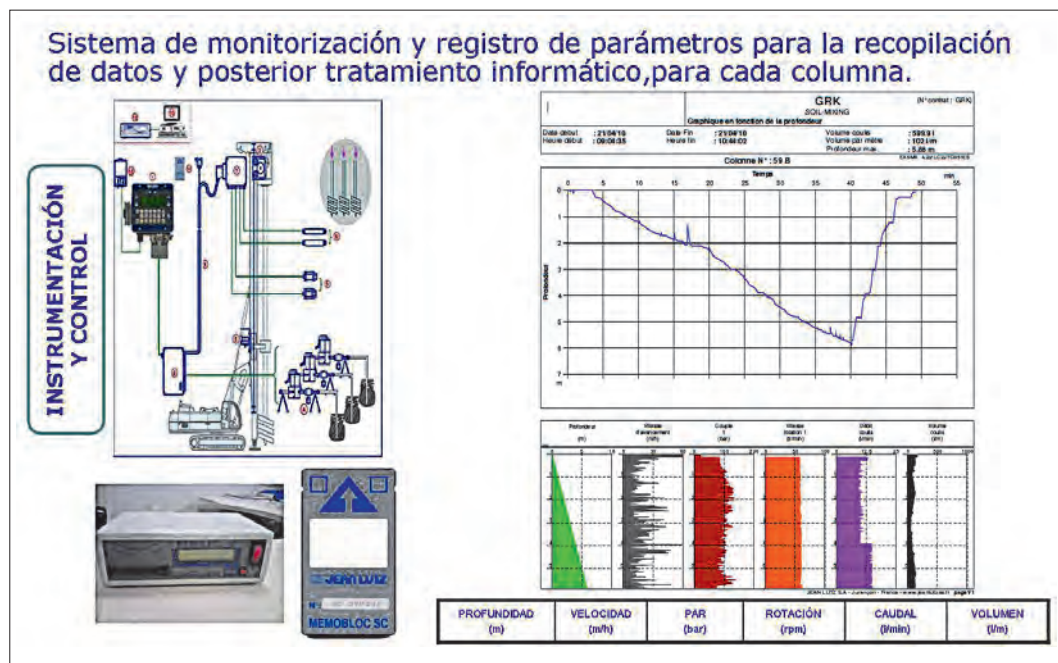


Figura 17. SISTEMAS DE MONITORIZACIÓN DE COLUMNAS DE SUELO-CEMENTO.

En la actualidad existen herramientas de Springsol con tamaños variables para realizar columnas de 400 a 700 mm de diámetro, con posibilidad de plegado de sus brazos a voluntad hasta diámetros de 168 mm (Fig. 18).



Figura 18. COLUMNAS EXCAVADAS (Sup. dcha.: Control de cierre y apertura de brazos de corte).



**SONDEOS, INYECCIONES Y TRABAJOS
ESPECIALES, S.A.**



Miembro de:



**INYECCIONES - MICROPILOTES - ANCLAJES - PILOTES - DRENES -
TRABAJOS ESPECIALES**

SEDE CENTRAL: C/FEBRERO, 36 28022 MADRID TELÉFONO: 91 747 34 44 www.site.biz

DELEGACIÓN ANDALUCÍA: C/ESCRITOR MIGUEL TORO, 7 18006 GRANADA TELÉFONO: 958 81 12 46

DELEG. CATALUÑA: C/LES MINETES, S/N 08130 SANTA PERPETUA DE MOGUDA (BARCELONA) TELÉFONO: 93 560 39 41

TERRATEST

C.C. Parque de Medianas Camino Real San Fernando de Henares (Madrid)



Cimentación mediante Pilotes Prefabricados Terra

Entre los meses de Enero y Febrero de 2012, se realizó la cimentación mediante pilotes Prefabricados TERRA en el Centro Comercial Parque Medianas Camino Real de San Fernando de Henares.

Las obras consistieron en la hincada de 1.183 pilotes de longitudes comprendidas entre 7 y 10 m, de secciones TERRA-235, TERRA-270, y TERRA-300. el terreno estaba constituido por una primera capa de arena limosa hasta una profundidad variable de 1,5-3m, a continuación una alternancia de gravas y limos con una potencia de 4,5-3 m. Finalmente se encontraba una capa de yesos masivos negros donde se empotraban los pilotes hasta obtener el rechazo adecuado.

Para ejecutar la obra, se dispuso de dos equipos de hincada una IMT de última generación y alto rendimiento con martillo de 9 Tn, y para el pilotaje bajo línea eléctrica con gálibo reducido se empleó un equipo de hincada especial con mástil telescópico tipo Banut 700 con martillo de hincada de 7 Tn.

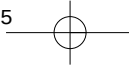
Como control del pilotaje, se realizaron 30 pruebas de carga dinámica con el Analizador de Hincada de Pilotes.

La solución de cimentación de pilotes prefabricados fué elegida por ser la solución técnica y económica más adecuada para la obra. Además de su alto nivel de control, rapidez de ejecución, limpieza y respeto al entorno medioambiental, al no generar detritus contaminantes ni extracción de tierras.



Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 23 75 00
Fax: 914 23 75 01
<http://www.terratest.com>
E-mail: terratest@terratest.com





Rehabilitación y recalce de un edificio en Madrid

José POLO NARRO

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. U.P.M
SITE

1. Introducción

Uno de los campos de aplicación de los micropilotes es la rehabilitación de edificios en entorno urbano, debido a varios factores diferenciadores de otras técnicas:

- Capacidad para acceder a los emplazamientos con maquinaria de dimensiones reducidas, incluso para ejecutar unidades de elevada capacidad de carga.
- Constituyen elementos portantes de reducido diámetro, que reducen al mínimo la ocupación del espacio útil para la arquitectura.
- Se ejecutan con maquinaria capaz de atravesar capas de terreno de todo tipo.

2. Localización y características del inmueble

El edificio objeto de actuación se encuentra en el paseo de la Castellana de Madrid, esquina a calle de María de Molina. El acceso principal estaba ubicado en el paseo de la Castellana, y el acceso al sótano de aparcamiento, por la parte trasera a través de un vial de servicio a éste y otros edificios.

Se trataba de un edificio formado por un nivel de sótano destinado a aparcamiento, una planta baja y ocho plantas en altura, con estructura de hormigón armado y luces de 4-5 m y cimentado con zapatas.

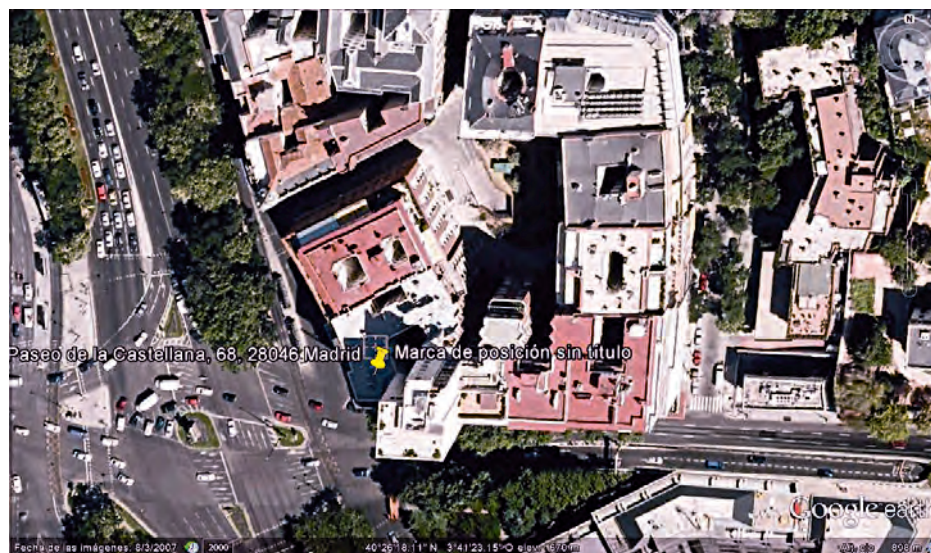


Figura 1

3. Objeto de la obra

El objeto fundamental de la obra, además de remodelar la arquitectura interior de las viviendas, era dotar al edificio de cinco plantas más de sótano en las que ubicar un aparcamiento robotizado.

Para ello se preveía realizar una excavación hasta la cota -16 aproximadamente, desde la $-2,4$ de la rasante del sótano de aparcamiento existente (es decir, unos 13,6 m), y hasta la $-18,5$ aproximadamente, en el foso del elevador.

4. Caracterización geotécnica

El estudio geotécnico fue elaborado por la empresa CGG. En el mismo se describen los siguientes niveles:

- **NIVEL GEOTÉCNICO 1: Rellenos y suelos de baja compacidad.** Se trata de materiales de granulometría arenolimosa que corresponden a suelos y rellenos superficiales de espesor reducido: entre 0,4 y 3,4 m. Se obtienen valores $N_{20DPSH} < 10$.

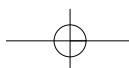




Figura 2

- **NIVEL GEOTÉCNICO 2: Suelos arenosos de baja plasticidad de compactación media-alta.** Se trata de arena de miga, suelos arenosos de granulometría gruesa y compactación relativamente elevada, y aparecían en un pequeño espesor: 0,4 a 1,6 m. Se obtienen valores $10 < N_{20DPH} < 30$.
- **NIVEL GEOTÉCNICO 3: Suelos arenosos de granulometría gruesa de baja plasticidad de compactación muy elevada (sustrato terciario).** Se obtienen valores $N_{20DPH} > 30$. Se diferenció un subnivel, 3b, de compactación análoga, pero de granulometría más arcillosa.

PROPIEDADES GEOTÉCNICAS	NIVEL 1	NIVEL 2	NIVEL 3A	NIVEL 3B
DENSIDAD APARENTE	1,7 ton/m ³	1,8 ton/m ³	1,8 ton/m ³	1,8 ton/m ³
DENSIDAD DE SATURACIÓN	2,1 ton/m ³	2,1 ton/m ³	2,2 ton/m ³	2,2 ton/m ³
ÁNGULO DE ROZAMIENTO INTERNO	30°	30°	35°	35°
COHESIÓN	0 ton/m ²	1 ton/m ²	2 ton/m ²	3 ton/m ²
MÓDULO DE DEFORMACIÓN	25-85 ton/m ²	120-330 ton/m ²	330-1.200 ton/m ²	330-1.200 ton/m ²

Igualmente, el informe geotécnico advertía que debía tenerse en cuenta la presencia del nivel freático por encima de la cota de máxima excavación, pues en los sondeos realizados se había detectado aquel en torno a la cota -11,0 m.

SONDEO	COTA INICIO	COTA NIVEL FREÁTICO (MAYO 2004)	COTA NIVEL FREÁTICO (ABRIL 2005)
1	- 2,4	- 11,3	- 13,9
2	- 2,4	- 11,2	- 14,0

Además informaba que se habían detectado pequeños acuíferos colgados a partir de 2,0 m de profundidad (cota -4,4 m) en el sondeo 2 y de 5,6 m de profundidad (cota -8,0 m) en el sondeo 1, si bien con caudales prácticamente despreciables.

Respecto a los niveles de agua detectados a la cota -14,0 m, los relacionaba con acuíferos colgados de niveles más arenosos, indicando que a partir de la cota -15,4 m no se detectaba nivel de agua alguno, si bien sospechaban que el acuífero cortado a la cota -14,0 m presentaba caudales importantes.

5. Características de la zona de actuación

Los trabajos se acometieron desde el sótano de garaje existente, que no ocupaba toda la planta del edificio, y al que se accedía por la rampa de acceso de vehículos.

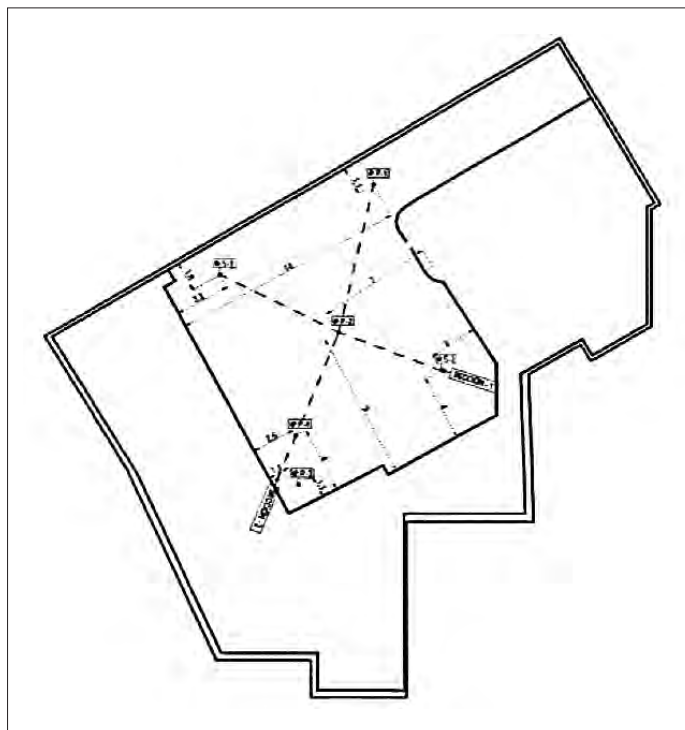


Figura 3

En ese recinto se ubicó a su vez la planta rectangular de unos 23,0 ! 15,0 m aproximadamente y cuyo contorno delimitarían los micropilotes.

El gálibo en el recinto superaba ligeramente los 3,5 m de altura.



Figura 4



6. Tratamiento

El tratamiento consistió básicamente en la ejecución de:

- **Pantallas perimetrales de micropilotes.** Tendrían una doble función:
 - Contención del terreno.
 - Recalce de los pilares medianeros, trasladando su carga al terreno por debajo de la cota de máxima excavación.

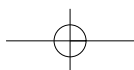


Figura 5

- **Micropilotes interiores.** Su función sería el recalce de los pilares interiores para apeo provisional del edificio, formando torretas metálicas al arriostrar unos con otros según el proceso de excavación, hasta llegar al fondo de ésta. Una vez realizada la zapata y la estructura definitiva, la parte aérea de los micropilotes desaparece.



Figura 6



La cota de la plataforma de trabajo para el micropilotaje se situó aproximadamente en la -3 m, después de demoler la solera del aparcamiento existente, encachado, etc.

- **Pantallas de micropilotes.** Se realizaron cuatro pantallas de micropilotes según otras tantas alineaciones:

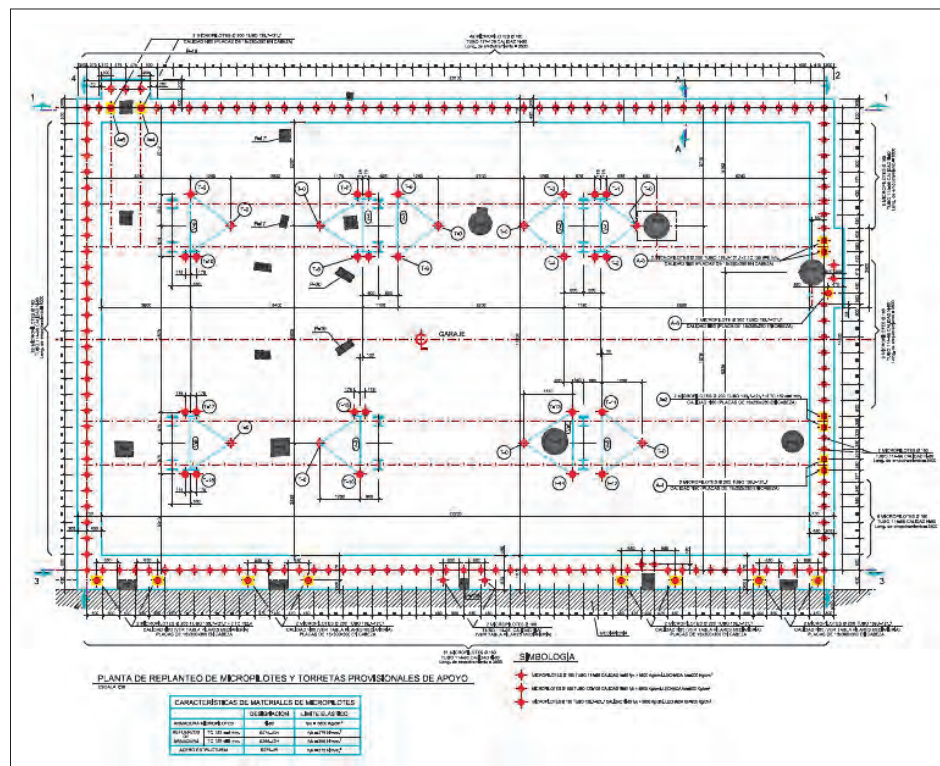


Figura 7

• **ALINEACIÓN 1-1:**

Micropilote ϕ 180 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 127/9 mm de acero N80, con espaciamiento entre ejes de 0,5 m, de 16,33 m de profundidad; y micropilotes ϕ 200 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 139,7/9 mm de acero N80, de 21,33 m de profundidad que recogían carga de algún pilar medianero.

• **ALINEACIÓN 2-2:**

Micropilote ϕ 180 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 114/9 mm de acero N80, con espaciamientos entre ejes de 0,35 a 0,5 m, de 16,33-18,83 m de profundidad; y micropilotes ϕ 200 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 139,7/9 mm de acero N80, de 17,83 a 25,33 m de profundidad, que recogían carga de pilares medianeros.

• **ALINEACIÓN 3-3:**

Micropilote ϕ 180 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 114/9 mm de acero N80, con espaciamientos entre ejes de 0,45 a 0,5 m, de 16,33 m de profundidad; y micropilotes ϕ 200 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 139,7/9 mm de acero N80, de 19,83 a 21,83 m de profundidad, que recogían carga de pilares medianeros.

• **ALINEACIÓN 4-4:**

Micropilote ϕ 180 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 114/9 mm de acero N80, con espaciamiento entre ejes de 0,5 m, de 16,33 m de profundidad; y micropilote ϕ 200 mm equipado con armadura tubular ϕ / e 139,7/9 mm de acero N80, de 19,33 m de profundidad, que recogían carga de pilares medianeros.

Ante las advertencias respecto a los niveles freáticos reflejadas en el informe geotécnico, el proyecto contempló la ejecución de las pantallas de micropilotes con tubo-manguito para inyección repetitiva y selectiva (IRS) entre las cotas -12 y -18 m en previsión de mejora de los posibles niveles arenosos saturados mediante inyección de lechadas de cemento, previa confirmación de niveles freáticos en obra.

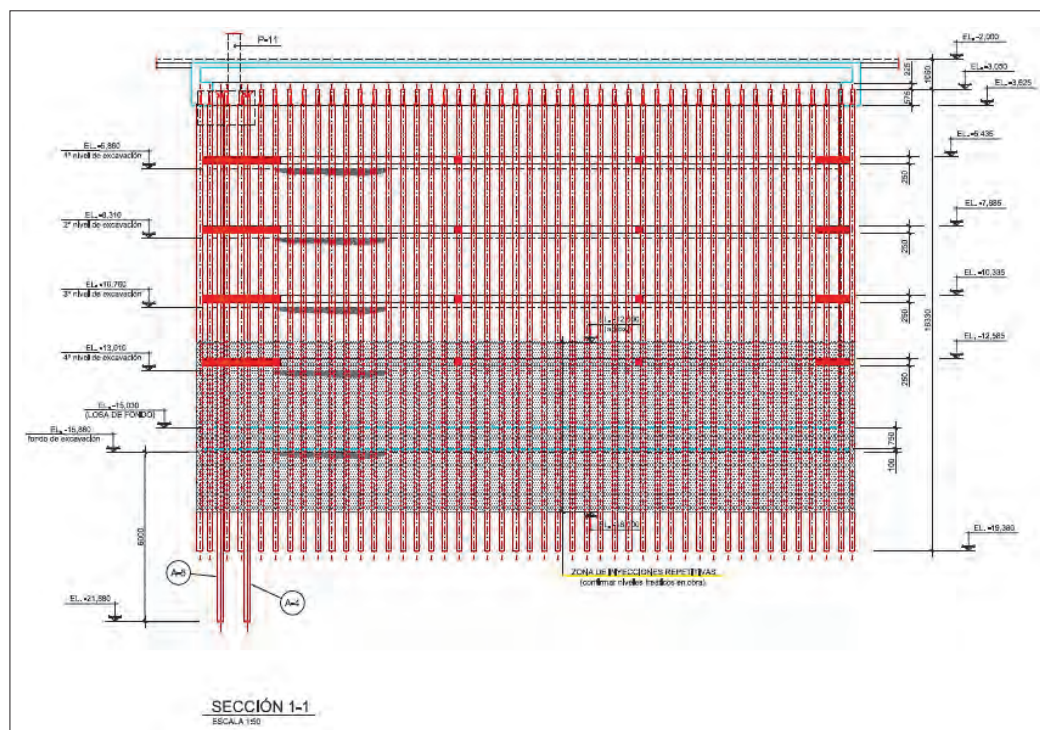


Figura 8

Sin embargo, por experiencias anteriores en zonas próximas con sospechas parecidas descartadas posteriormente en obra, dado que el nivel geotécnico 3 tenía compacidad y componente arcillosa elevadas, y teniendo en cuenta que la inyección de lechadas de cemento en arenas tosquizas y toscos arenosos no suele tener éxito en cuanto a impermeabilización, pues supone una inyección de fracción y no de impregnación, se decidió realizar dos perforaciones en el interior del recinto, de 16,5 m de profundidad (cota -18,9 m), y dejarlas abiertas varios días para comprobar niveles freáticos, estabilidad de la perforación y su evolución en el corto plazo, así como comenzar ejecutando los micropilotes de las pantallas sin tubos-manguito de forma alterna, uno sí, uno no, para observar también el comportamiento del terreno durante la perforación y especialmente las cuantías de inyección.



Figura 9

Las perforaciones del interior permanecieron estables durante 3-4 días, tanto en cuanto al nivel freático como a la estabilidad de las paredes, que no se derrumbaron, midiéndose la misma longitud que fue perforada. En cuanto a los micropilotes primarios de las pantallas, no se apreció incidencia alguna durante la perforación, salvo pequeñas humedades y algún ligero aporte de agua en los contactos más arcillosos, sin que fuera necesario el empleo de tuberías de revestimiento, y no se observaron desviaciones en la inyección de lechada de cemento IU respecto a 1,5 veces el volumen teórico.

Por ello se consideró innecesaria la disposición de válvulas para inyección IRS en la armadura de los micropilotes secundarios. Tanto la ejecución de los micropilotes como la excavación posterior no tuvieron problemas de estabilidad. Las siguientes fotografías muestran el terreno entre micropilotes.



Figura 10



Figura 11. Cortesía de C. San Martín.

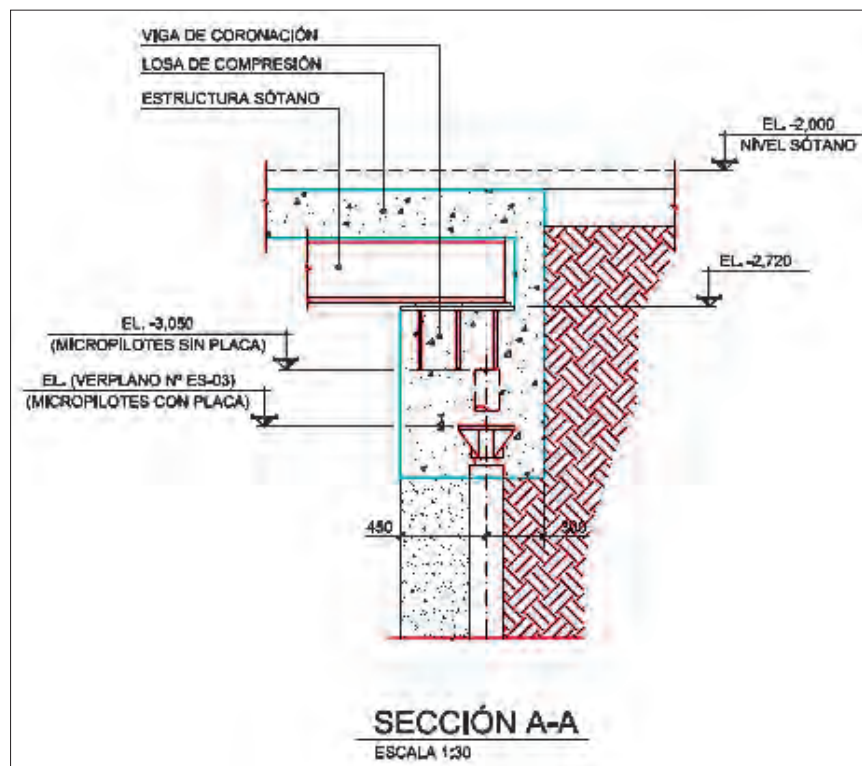


Figura 12

• **Micropilotes interiores.** La carga de los pilares interiores se recogió utilizando micropilotes dispuestos por seis grupos que serían transformados, mediante arriostramiento entre ellos con perfiles metálicos UPN y según el avance de la excavación, en torretas alineadas de tres en tres, según dos ejes, sobre las cuales descansaban las cuatro vigas principales en las que se habían repartido mediante estructura metálica las cargas de los pilares interiores a nivel del sótano existente. Los micropilotes T-0 no soportaban carga; de hecho no llegaban a las vigas, sino que su misión era únicamente de radio de giro, como reacción.

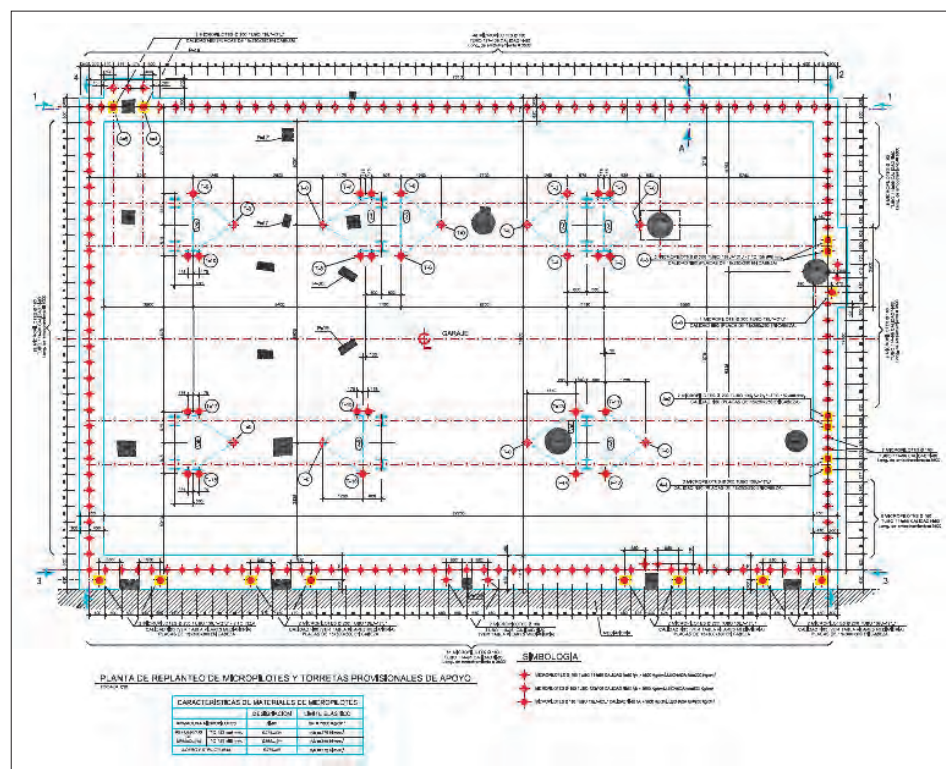


Figura 13

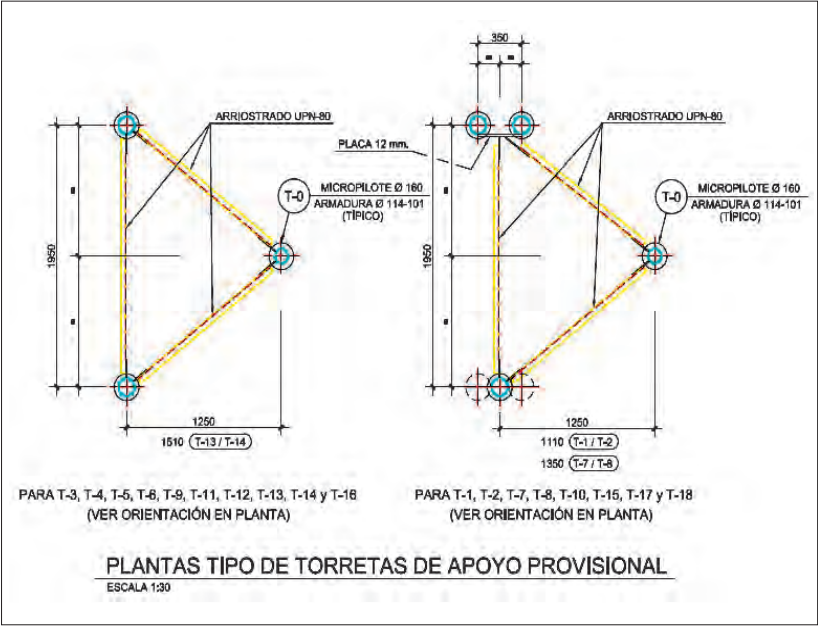


Figura 14

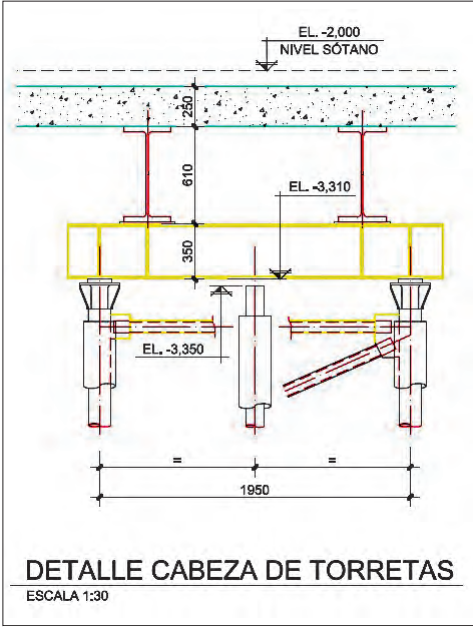


Figura 15



Figura 16



Figura 18



Figura 17

7. Exigencias de ejecución

CONTINUIDAD ESTRUCTURAL

Teniendo en cuenta los esfuerzos a soportar por los micropilotes en esta obra, fundamentalmente flexocompresión y cortante en los de pantallas y compresión con posibilidad de pandeo en los de apeo provisional, era necesario que las armaduras garantizaran la continuidad estructural. Este era un factor extraordinariamente importante, dado que los micropilotes tendrían una gran longitud en algunos casos y, obligatoriamente, formados por tramos cortos de armaduras debido al reducido gálibo disponible. Para ello se emplearon exclusivamente uniones roscadas entre tramos del tipo macho-macho con manguito exterior.

VERTICALIDAD

En las pantallas se debe siempre a lo limitado del espacio interior útil para la arquitectura, y en los micropilotes de apeo, para minimizar el riesgo de pandeo.

CUANTÍA DE ARMADURAS

El dimensionamiento de las torretas llevó a conformar unas armaduras de micropilotes reforzadas mediante adoso de perfiles tubulares ϕ / e 152/4 mm y ϕ / e 159/8 mm sobre una armadura base ϕ / e 139,7/9 mm, para disminuir las deformaciones verticales. Ello originó un peso unitario de hasta 59 kg/m, que al unir tramos hasta conseguir los 25-26 m de longitud de micropilote y contabilizando los manguitos de unión, se obtenían pesos de hasta 1.700 kg que superaban la capacidad de los cabrestantes de las perforadoras. Ello originó grandes dificultades a la hora de introducir las armaduras en las perforaciones a partir de una determinada longitud.

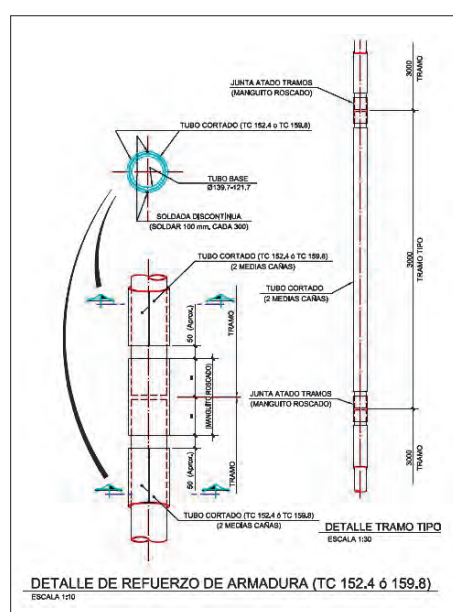


Figura 19



Figura 20

8. Equipos empleados

Se emplearon perforadoras hidráulicas de gálibo reducido de mástil tramificable para aprovechar en lo posible el máximo gálibo disponible.

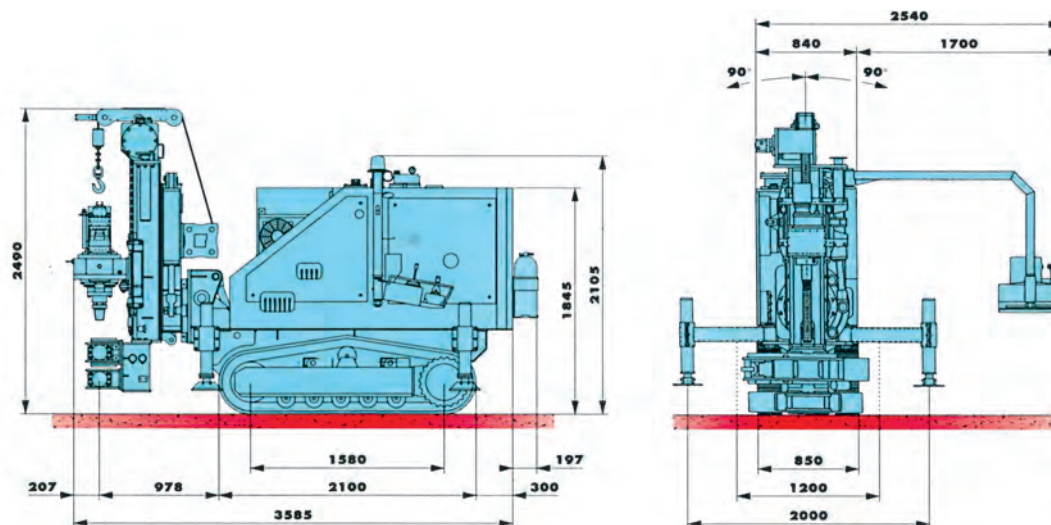


Figura 21



Figura 22



Figura 23

9. Proceso de ejecución

El sistema de ejecución diseñado por C. San Martín consistía en lo siguiente: Tras la ejecución del micropilotaje, tanto de pantallas perimetrales y sus vigas cadena de coronación como de micropilotes interiores para apeo provisional, el refuerzo de los pilares entre planta baja y sótano existente y conexión mediante estructura metálica para transmisión de carga a los dos pares de vigas principales, la secuencia de fases de ejecución fue la que se esquematiza en la figura y fotografías siguientes y que se resume a continuación.

- Apoyo de las vigas principales sobre los micropilotes y ejecución de la losa del sótano existente.
- Excavación al siguiente nivel, arriostrando los micropilotes con perfiles UPN y prolongando la estructura metálica hacia abajo.
- Arriostramiento de las pantallas de micropilotes mediante anillo de hormigón y conexión con la estructura.
- Repetición de las fases anteriores hasta el último sótano.
- Ejecución del foso y de la cimentación definitiva de la estructura interior.

La excavación se realizaba mediante miniexcavadoras, contenedor y polipasto.

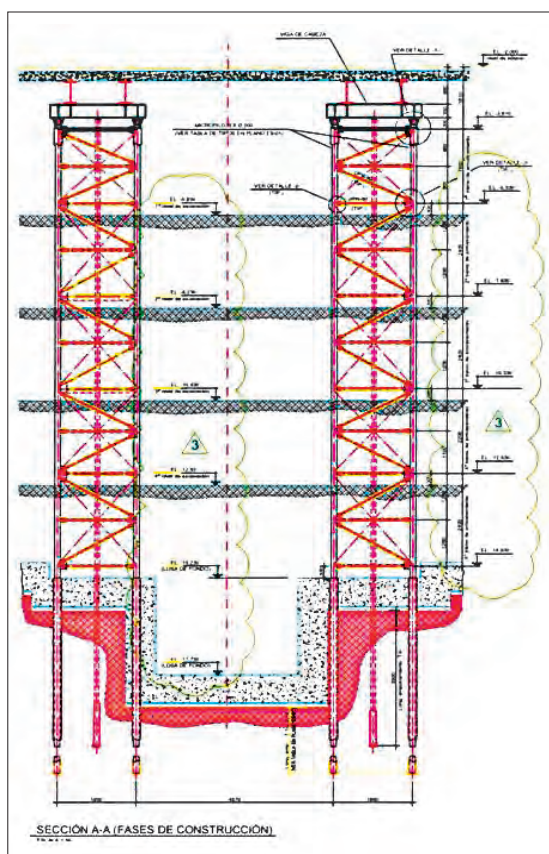


Figura 24

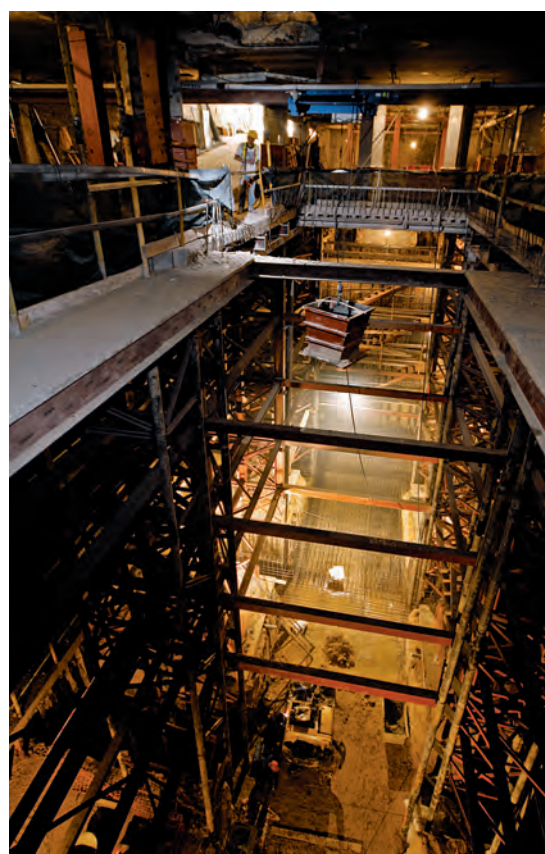


Figura 25. Cortesía de C. San Martín.



Figura 26. Cortesía de C. San Martín.



Figura 27. Cortesía de C. San Martín.

10. Mediciones

En el cuadro siguiente se resumen las mediciones ejecutadas.

ARMADURA	114,3 / 6,5	114,3 / 9	127 / 9	139,7 / 9	TOTAL
NÚMERO DE UNIDADES	9	107	50	41	207
MEDICIÓN (m)	147	1.815	827	926	3.715

Los trabajos se desarrollaron con dos equipos entre el 10 de marzo y el 23 de junio de 2006.

11. Ficha de la obra y agradecimientos

- **PROPIEDAD:** Procom-Martinsa. – **PROYECTO:** Rafael de la Hoz Arquitectos.Ingeniería de proyecto sobre rasante: BOMA Consultores de Estructuras. – **INGENIERÍA DE LA OBRA BAJO RASANTE:** Construcciones San Martín, S.A. – **CONTRATISTA PRINCIPAL:** Construcciones San Martín ,S.A.

Agradecemos la colaboración de la propiedad por permitir mostrar la aplicación de los micropilotes en esta obra de rehabilitación, y muy especialmente a Construcciones San Martín, en primer lugar, por contar con SITE para la ejecución de esta y muchas otras de este tipo, así como suministrar información de obra, un dossier fotográfico, planos de detalles constructivos, etc., esenciales para mostrar la obra realizada. Igualmente agradecemos a los equipos de obra de C. San Martín y SITE la coordinación y sintonía mantenidas durante la ejecución de la obra, que fueron fundamentales para superar las numerosas adversidades surgidas, dado lo reducido del espacio disponible, accesos, etc., y la acumulación de equipos y actividades que fueron simultaneándose según avanzaban los trabajos.

12. Referencias bibliográficas

«Estudio experimental sobre el comportamiento estructural de uniones de micropilotes». Fundación Agustín de Betancourt. Julio de 2009. Dpto. de Mecánica de Medios Continuos y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos. UPM. <http://www.aetess.com/publicaciones/estudios.php>

«Ensayos sobre sistemas de unión de armaduras tubulares en los micropilotes». Pilar Bermejo del Rey. Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS. 3ª Sesión: *Micropilotes*. Madrid, 2003.

«Ejecución de paraguas de micropilotes para túneles. Túnel de El Fabar (Asturias)». Tomás Murillo Pérez. Jornada sobre Obras de Interés Geotécnico ejecutadas por los constructores españoles. 20ª Sesión. 7 de junio de 2000.



RECALCES CON MICROPILOTES Y OTRAS TÉCNICAS ESPECIALES



OFICINAS CENTRALES

C/ Los Llanos de Jerez 10 y 12- 28823 Coslada (Madrid)
Tel. 91 660 30 00 - Fax. 91 671 64 60
www.geocisa.com

GEOCISA

Empresa asociada **AETSS**

Pantallas con Hidrofresa y Pilas-Pilotes

Mercat de Sant Antoni. Barcelona



Descripción de los Trabajos

- 15.000 m2 de pantalla termoactiva de 1000 mm y de 640 mm y profundidades hasta 39 m.
- 34 pila-pilotes de 2000 mm y de 1200 mm y profundidades hasta 34 m.

Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 44 53 72
Fax: 914 46 99 89
<http://www.terrabauer.com>
E-mail: terrabauer@terrabauer.com



Recalce y contención de tierras con *jet-grouting*

Gustavo ARMIJO PALACIO

Dr. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GEOCISA

Este trabajo fue ejecutado en Morristown (New Jersey, Estados Unidos) con el sistema de *jet-grouting* monofluido para la construcción del nuevo edificio de un banco. Después de la demolición del edificio de dos alturas existente, era necesaria una excavación en materiales de relleno compuesto por arenas sueltas para alcanzar el nivel de sótano de la nueva estructura. Debido a esto, el *jet-grouting* fue escogido como un medio que actuara a la vez como elemento de contención de tierras y de recalce permanente, minimizando los asentamientos de los dos edificios adyacentes. Estos dos edificios adyacentes fueron parcialmente recalzados con un «muro de gravedad» constituido por 2 y 3 filas de columnas de *jet-grouting* secantes, verticales e inclinadas.

Además de los métodos clásicos de control del *jet-grouting*, durante su ejecución se registraron todos los parámetros de perforación e inyección utilizando un sistema patentado denominado «Slogger». Adicionalmente, después de la ejecución del *jet-grouting* se utilizó un novedoso sistema de control de resultados por medio de la aplicación del mismo sistema de registro de parámetros. Algunas de las columnas de producción fueron reperforadas, comparándose los parámetros de perforación obtenidos con los proporcionados por columnas de prueba con la misma edad.

Este proyecto demostró que, bajo las condiciones existentes mencionadas y frente a las técnicas de recalce convencionales, el *jet-grouting*, con un adecuado control de ejecución y de resultados, puede ser más rápido que ellas y puede mantener la estabilidad estructural de los edificios existentes y actuar al mismo tiempo como sistema de contención de tierras, para minimizar los asentamientos de aquellas.

Condiciones existentes

Una nueva sucursal del First Morris Bank and Trust Company fue construida en Morristown (New Jersey, Estados Unidos) durante la década anterior. El nuevo edificio está situado en la intersección de las calles North Park Place y Washington (Fig. 1).

Este edificio es una estructura de tres alturas, con un sótano habitable que abarca toda la planta, de 185 m² aproximadamente. Las cargas máximas estimadas en los pilares de la misma son del orden de 1350 KN.

Para la construcción del edificio mencionado y después de la demolición de la estructura existente, de dos plantas con semisótano, fue necesaria una excavación para alcanzar el nivel de la losa de fondo del sótano de la nueva estructura, el cual se encontraba 1,05 a 2,30 m debajo del nivel de la losa de fondo del semisótano existente y 0,90 a 2,15 m por debajo de las cimentaciones del edificio de tres alturas adyacente (Fig. 2). La excavación tenía que ser realizada en materiales de relleno sueltos compuestos por arena fina o suelta con cantidades variables, aunque normalmente pequeñas, de grava y limo. Esta capa tenía un espesor variable entre 1,85 y 3,65 m desde el nivel inferior de la losa de fondo del sótano existente y la parte superior del sustrato, compuesto por esquistos fracturados y alterados.



Figura 1. VISTA GENERAL DEL NUEVO EDIFICIO.

Debido a las condiciones existentes mencionadas y en comparación con las técnicas convencionales (recalce con pozos y muro berlinés), se eligió el *jet-grouting* como una técnica de costo similar, que podría ser más rápida que aquellas y que podía proporcionar al mismo tiempo contención de tierras para la excavación y recalce permanente, minimizando los asientos de los edificios adyacentes.

Diseño del recalce

El *jet-grouting* es el mezclado y/o sustitución parcial del terreno *in situ* con cemento, formando una matriz dura de cemento y suelo mezclados con el agregado de fragmentos de rocas en algunos casos. Este mezclado se logra por medio de la inyección de lechada agua cemento a alta velocidad (*jets*) en el terreno, mientras se rota el «monitor» con las pequeñas toberas laterales situadas en el extremo del varillaje de perforación-inyección, justo arriba de la broca. La alta velocidad de la lechada se logra por medio de una bomba de alta presión que la fuerza a pasar a través de las pequeñas toberas mencionadas. La rotación durante la inyección produce un cilindro de suelo tratado. Si la tobera de inyección es introducida mediante perforación hasta la profundidad proyectada y después es rotada y levantada hasta alcanzar la longitud de tratamiento prevista, se formará en esa zona un cilindro de suelo mezclado y sustituido con cemento. El diámetro y la resistencia del elemento o columna de *jet-grouting* así formado dependerán del tipo de suelo, de la presión de inyección, de la velocidad de extracción y del caudal y la dosificación de la lechada, entre otros factores.



Figura 2. VISTA DEL SITIO DE LA OBRA DESPUÉS DE LA DEMOLICIÓN DEL EDIFICIO EXISTENTE.

Básicamente, hay tres tipos de sistemas de *jet-grouting*, que se clasifican genéricamente como (Fig. 3):

- **Sistema monofluído o jet-1 (F1):** Uno o dos chorros de lechada erosionan e inyectan simultáneamente el suelo, produciendo su mezclado y sustitución parcial con cemento.
- **Sistema monofluído o jet-2 (F2):** Uno o dos chorros de lechada, rodeados por un cono de aire comprimido, erosionan e inyectan simultáneamente el suelo, produciendo su mezclado y sustitución parcial con cemento. El sistema F2 genera columnas con mayor diámetro que el F1 y un mayor grado de sustitución del terreno.
- **Sistema monofluído o jet-3 (F3):** Utiliza un chorro superior de lechada rodeado por un cono de aire comprimido para cortar y un chorro inferior de lechada para mezclar y, fundamentalmente, sustituir el suelo precortado. El sistema F3 es el más complicado y lento de los tres, pero permite obtener mayor grado de sustitución del terreno tratado y columnas de mayor diámetro.

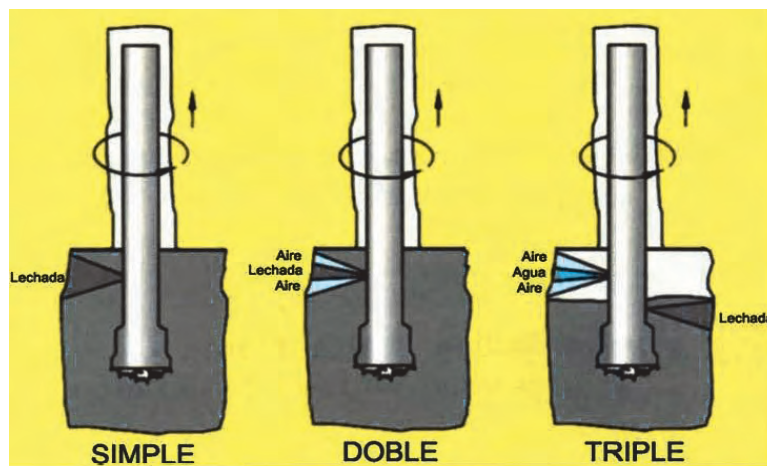


Figura 3. TIPOS DE JET-GROUTING.

En este caso particular, las cimentaciones de los dos edificios adyacentes fueron recalzadas parcialmente con un «muro de gravedad» hecho con 2 y 3 filas de columnas secantes de jet-1, verticales e inclinadas, dispuestas al tresbolillo. Este muro mantuvo la estabilidad y actuó, al mismo tiempo, como sistema de retención durante la excavación del sótano del nuevo edificio (Figs. 4 y 5). En total se colocaron 138 columnas para proveer un apoyo adecuado a las cimentaciones existentes, considerando sus diferentes configuraciones.

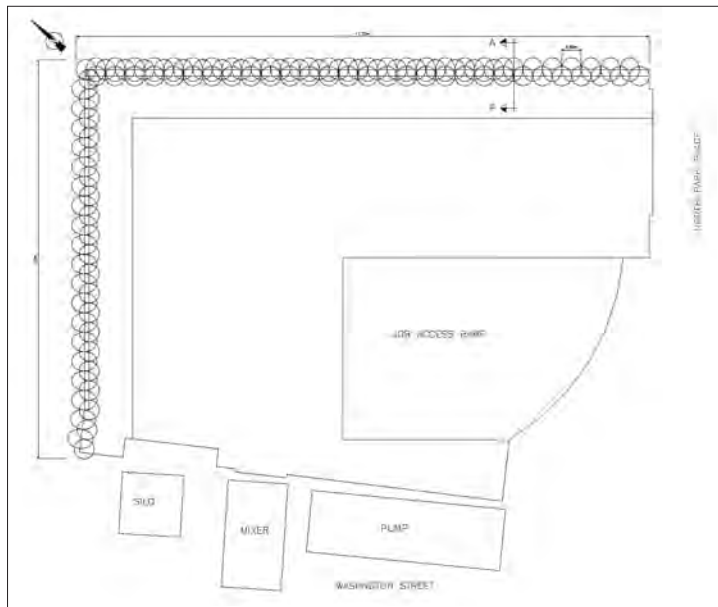


Figura 4. DISPOSICIÓN DE LAS COLUMNAS DE JET-GROUTING.

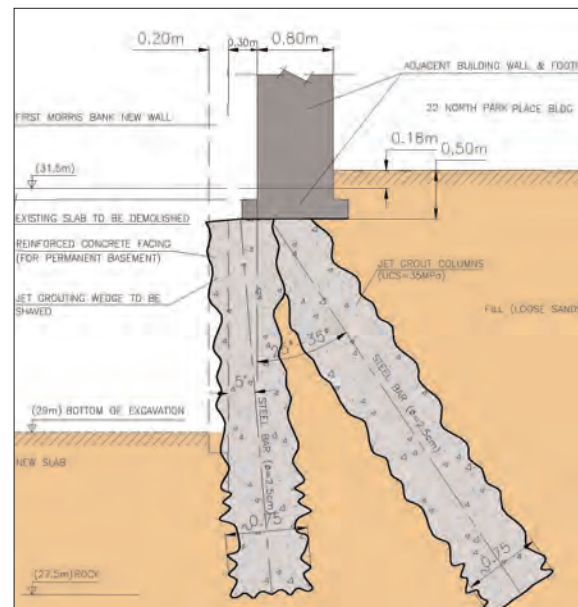


Figura 5. SECCIÓN TRANSVERSAL (A-A).

Teniendo en cuenta que el sistema monofluído es el que produce la columna de menor diámetro, se escogió en esta aplicación particular, de entre los tres sistemas de *jet* disponibles, para evitar la creación de grandes puntos blandos temporales debajo de las zapatas a ser recalzadas. Adicionalmente, este sistema tiene la ventaja de crear una cantidad relativamente baja de rechazo (un máximo de 20 a 30 % del volumen total de lechada inyectada) y, en consecuencia, una menor alteración de la superficie.

El diseño del recalce tuvo como objetivo el desarrollo de una estructura de columnas de *jet-grouting* interconectadas que fuera capaz de resistir el vuelco y el deslizamiento con un factor de seguridad superior a 1,5. Se supuso que esta estructura de suelo-cemento actuaría como una masa homogénea; es decir, como un muro de gravedad. Además, se verificaron los esfuerzos internos en los puntos críticos utilizando la resistencia a la compresión simple media del suelo cemento (RCS), con un factor de seguridad de 3. Las hipótesis de diseño básicas fueron:

- Tipo de suelo: arenas finas a medias, sueltas a medianamente densas.
- Columnas de *jet-grouting* empotradas en el sustrato rocoso, situado por debajo del fondo de la excavación.
- Nivel freático por debajo del fondo de la excavación.
- Diámetro de las columnas de *jet-grouting*: 0,75 m.
- Longitud de las columnas de *jet-grouting*: 1,8 a 3,6 m.
- Distancia entre los centros de columnas: 0,6 m.
- Profundidades de excavación: 1,2 a 2,4 m.
- RCS del *jet-grouting*: 3,5 MPa.
- Resistencia a tracción del *jet-grouting*: 7,5 % UCS (2,6 MPa).

Se estimaron los diámetros de las columnas y su RCS utilizando las correlaciones empíricas dadas por Armijo (1993), Langbehn (1986) y Miki y Nakanishi (1984), en función de los parámetros siguientes:

- Tipo de suelo y densidad (golpeo de SPT por debajo de 10).
- Sistema de *jet-grouting* (F1).
- Presión de inyección: 35 a 50 MPa o 350 a 500 kg/cm².
- Cantidad de cemento a ser inyectada por metro de columna: 3 a 4 kN.

Las cargas estructurales consideradas en este análisis fueron:

- Zapatas del nuevo edificio: 75 kN/m.
- Zapatas de los edificios existentes: 50 kN/m.

Además del vuelco y del deslizamiento, se verificó la capacidad de carga y la situación de la fuerza resultante en la base del muro de gravedad creado, suponiendo un ancho de zapata equivalente. Adicionalmente, se verificaron los esfuerzos internos de compresión y de tracción en las «patas» del muro (columnas de *jet-grouting*). En ambos casos las resistencias supuestas fueron más que suficientes. No obstante, se reforzaron las columnas con una barra de acero de 2,5 cm de diámetro ($f_{yk} = 420$ MPa), siguiendo la práctica normal en este tipo de obras, para asegurar una conexión adecuada con las zapatas existentes.

Se consideró que los asientos serían despreciables teniendo en cuenta que las columnas de *jet-grouting* estarían empotradas en el sustrato rocoso y que su módulo de deformación es, normalmente, alrededor de unas 500 veces la RCS.

El recalce con *jet-grouting* fue incorporado en el diseño estructural como una parte del muro de sótano, el cual se completa con un revestimiento de hormigón armado de 20 cm de espesor. Debido a esto, durante el proceso de excavación se tuvo que recortar una cuña superior del *jet-grouting* (Fig. 5).

Ejecución del *jet-grouting*

Las columnas de *jet-grouting* se ejecutaron en este proyecto de acuerdo con lo indicado en los planos, utilizando una máquina de perforación e inyección situada a nivel de las zapatas de los edificios adyacentes (Fig. 6). Estas columnas se realizaron desde abajo hacia arriba utilizando la técnica del *jet-grouting* monofluido o *jet-1*. La ejecución se inició con la perforación utilizando tricono hasta situar el monitor a la profundidad prevista en el proyecto. A continuación se realizó la extracción con inyección a través de las dos toberas de 2,2 mm de diámetro, de lechada de cemento (relación agua/cemento = 1 en peso) a alta presión (en la tubería de perforación, antes de las toberas) / alta velocidad (en el terreno, después de las toberas) para «cortar» al terreno y mezclarlo y sustituirlo simultáneamente con cemento para formar las columnas de suelo-cemento mencionadas. Cuando se inició el proceso de inyección se levantó y se rotó el monitor a una velocidad establecida en función de los datos aportados por el sistema de registro de los parámetros del proceso en tiempo real. Para lograr un contacto íntimo entre la columna de *jet-grouting* y la zapata se mantuvo una carga positiva de lechada por encima de esta para evitar los efectos de la retracción durante el fraguado. Una vez que se alcanzó la cota superior prevista, se interrumpió la inyección de cemento a alta presión. A continuación se extrajo el monitor, se colocó la perforadora en el nuevo punto de inyección y el proceso fue repetido.



Figura 6. VISTA GENERAL DE LA EJECUCIÓN DEL *JET-GROUTING*.

El espacio entre centros de columnas, finalmente, fue de 0,6 m, como ya se mencionó. La secuencia de ejecución fue tal que se dejó una separación mínima de 1,5 m entre centros de columnas realizadas el mismo día, con objeto de permitir que el suelo cemento endureciera y evitar que la ejecución de una columna afectara a la adyacente (Tabla 1). Se preparó un parte de ejecución por cada columna de *jet-grouting*.

Después de perforar cada columna hasta la profundidad especificada, se realizó la fase de inyección del *jet-grouting* con los parámetros establecidos durante el programa de pruebas previo («Pruebas de confirmación de las columnas», PCC, descrito a continuación). La velocidad de inyección de cemento (presión y flujo) y de rotación y extracción del monitor fueron programadas por medio del sistema de control del equipo. Esto fue un paso necesario para realizar columnas o elementos de *jet* que cumplieran con los requisitos establecidos de profundidad, diámetro, homogeneidad, solape y resistencia.

Un programa especial de computadora –de desarrollo propio– fue utilizado para calcular el tiempo requerido (y, en consecuencia, la velocidad de extracción del monitor) por el proceso de inyección. Utilizando este programa, el tiempo requerido fue determinado en función de los siguientes parámetros principales del *jet-grouting* (Fig. 7):

- Relación agua/cemento, en peso: 1:1.
- Peso de cemento por metro de columna: 3,25 kN/m.
- Presión de inyección de lechada: 40 MPa.
- Número y diámetro de las toberas: 2, con 2,2 mm de diámetro.

JET-GROUTING: PARAMETERS FOR THE TREATMENT			
values in red are variables			
CEMENT DENSITY (T/m ³):	3,05	Cement consumption	330 kg/m
DOSAGE WATER:	1	Injection speed (*):	15,3 cm/min
(by weight) CEMENT:	1	Length of treatment:	3,6 m
		Time of treatment:	23,5 min
PRESSURE AT THE PUMP (kg/cm ²):	300		
NOZZLES NUMBER:	2	(*) Time of persistence per each step of:	
DIAMETER (mm):	2	4 cm	15,7 seconds
RESULTS :	Theoretical	With losses of	
GROUT DENSITY (T/m ³):	1,51	10,00 %	Degree of substitution (1)
SPEED AT THE NOZZLES (m/s):	197,68	177,92 m/s	22%
GROUT FLOW RATE (l/min):	74,53	67,07 l/min	Percentage of spoil (2)
AMOUNT OF CEMENT (kg/min):	56,12	50,51 kg/min	15%
			Average Diameter (m)
			0,73
			(1) Proportional part of cement in the soil-cement column
			(2) Relationship between lost volume of cement and volume of cement used to make the column

Figura 7. SALIDA DEL PROGRAMA DE CÁLCULO DEL TIEMPO DE INYECCIÓN.

Este programa –que es una aplicación de la ecuación de Bernoulli y los parámetros principales escogidos en base a las experiencias previas (Tabla 1)– fue utilizado para calcular el tiempo de inyección de las columnas de prueba.

Después de terminado el PCC y usando la información obtenida, se aplicó el mismo programa a las columnas de *jet* de producción.

Tabla 1. PARÁMETROS DE INYECCIÓN DEL JET-1

JET-GROUTING PARAMETERS	RANGE	TYPICAL
Water/cement ratio (by weight)	0.7 to 2	1
Quantity of cement (kg/m of element)	150 to 450	200 to 350
Rate of injection: pressure of grout (kg/cm ²)	50 to 800	350 to 450
Rate of flow. flow rate of grout (liters/sec)	1 to 3	1 to 3
Rate of rotation of the monitor (grout head RPM)	6 to 20	8 to 10
Rate of withdrawal of the monitor (min/meter)	4 to 12	4 to 8
Aperture of nozzles-grout (mm)	1.5 to 6	2 to 3
Minimum separation between elements: 24 hrs (meters)	–	1.5
Minimum time lapse between adjacent columns (hours)	–	24

Control de calidad

PRUEBAS DE CONFIRMACIÓN DE LAS COLUMNAS (PCC)

Las pruebas de confirmación de las columnas (PCC) fueron empleadas para verificar que el suelo tratado cumplía con los requisitos de diseño y evaluar la necesidad de realizar ajustes en el procedimiento de ejecución.

El PCC fue llevado a cabo utilizando el equipo y los procedimientos de producción de *jet-grouting*, antes de empezar la obra. El programa incluyó:

1. Ejecución de dos columnas de *jet-grouting* en dos lugares escogidos.
2. Excavación de la parte superior de las columnas para realizar una inspección visual de ellas y medir su diámetro (Fig. 8).
3. Extracción de 6 muestras por elemento para determinar su «Resistencia a compresión simple» a 3, 7 y 28 días, de acuerdo con la Norma ASTM D2938-86 (Figs. 9 y 10).

La toma de muestras fue ejecutada al menos 6 pulgadas, en dirección radial, hacia afuera del centro de las columnas. Los testigos fueron marcados cada 0,30 m de profundidad. Un número suficiente de muestras de suelo tratado fueron envueltas para preservar su humedad hasta su inspección, selección y proceso de ensayo.

Después de esto se comenzó la ejecución de las columnas de producción tomando como base lo siguiente:

- *Resultados de los ensayos a 3 días.* A partir de dstos se realizó una extrapolación a los resultados de ensayos a 28 días, tomando como base la evolución de la resistencia a compresión simple con el tiempo observada en trabajos previos similares (Andromalos y Gazaway, 1989) o leyes similares requeridas normalmente para el hormigón.
- *Análisis de los parámetros de perforación e inyección* registrados utilizando un sistema de registro de desarrollo propio («Slogger») adosado al equipo (véase el apartado de seguimiento correspondiente).



Figura 8. INSPECCIÓN VISUAL DE UNA COLUMNA DE PRUEBA.



Figura 9. EXTRACCIÓN DE TESTIGOS DE UNA COLUMNA DE PRUEBA.



Figura 10. MUESTRAS DE SUELO-CEMENTO.

Control de la lechada

La densidad de la lechada es una medida directa de la relación agua/cemento de la mezcla. Por tanto, para controlar su calidad se debe verificar la densidad de la lechada en la turbomezcladora utilizando una «balanza de lodos». Para una relación agua/cemento igual a 1 en peso, la densidad de la lechada es $14,8 \text{ kN/m}^3$, suponiendo la densidad del cemento igual a $29,9 \text{ kN/m}^3$.

La densidad del rechazo o resurgencia fue determinada mediante el mismo dispositivo. Los valores medios medidos fueron de $15,9 \text{ kN/m}^3$. En función de esto, la cantidad de suelo mezclada con la lechada –y, consecuentemente, el grado de sustitución ocurrido en el suelo– fue estimado en un 20 % aproximadamente, de acuerdo con las suposiciones iniciales.

Partes e informes

Se prepararon partes diarios e informes finales según las especificaciones de proyecto. La información registrada incluyó:

- Número de columnas de *jet-grouting* y localización.
- Hora y fecha de comienzo y de terminación de cada columna.
- Presión de inyección.
- Admisión de lechada (número de amasadas en la mezcladora).
- Velocidades de rotación y de extracción.
- Características del suelo y cantidad y densidad del rechazo.

Toda la información procedente de los partes de ejecución fue procesada para obtener una serie de registros promedio de dureza del suelo (baja, media y alta) y de la cantidad de rechazo (ninguno, medio y total) en función de la profundidad (1 gráfica cada 5 columnas de producción). Estos registros medios fueron establecidos de manera tal que la distribución quedara claramente descrita en función del tiempo y de la profundidad.

Adicionalmente, se registraron los parámetros principales del *jet-grouting* utilizando un sistema de registro –de desarrollo propio– adosado al equipo de perforación e inyección, como se describe en el apartado siguiente. Los registros correspondientes a cada columna fueron presentados como gráficos de parámetros de perforación e inyección en función de la profundidad.

Control de ejecución

SISTEMA DE REGISTRO DE PARÁMETROS

Un sistema de registro de parámetros denominado «Slogger» fue usado para controlar y registrar los parámetros de perforación e inyección. En la figura 11 se muestra el panel de control del equipo. Durante la perforación de las columnas de producción se registraron y se mostraron en tiempo real los siguientes parámetros:

- Velocidad de perforación.
- Velocidad de rotación.
- Par.
- Presión de empuje.
- Profundidad.

El equipo de *jet-grouting* registraba controles que permitían ajustar con precisión y de modo continuo los principales parámetros del tratamiento (Fig. 12). Además, dicho equipo tenía adosado un sistema de registro automático de los parámetros de inyección provisto de una pantalla en la que se podían observar dichos parámetros en tiempo real y con la posibilidad de obtener dichos registros en ficheros informáticos para poder analizarlos posteriormente. Los parámetros registrados fueron:

- Profundidad de tratamiento.
- Velocidad de extracción.
- Velocidad de rotación.
- Presión de inyección.
- Caudal de lechada.

Figura 12. AJUSTE DE LOS PARÁMETROS DE EJECUCIÓN DEL JET-GROUTING.



Figura 11. PANEL DE CONTROL DEL EQUIPO DE PERFORACIÓN Y SISTEMA DE REGISTRO DE PARÁMETROS.



En las figuras 13 y 14 se muestran los registros de estos parámetros de perforación e inyección.

ANÁLISIS DE LOS PARÁMETROS DE PERFORACIÓN E INYECCIÓN

El seguimiento de estos parámetros en tiempo real es muy importante. Si surge algún problema mecánico (por ejemplo, una caída en la presión o en el caudal, o una obstrucción de las toberas), el operador del equipo puede detectarlo inmediatamente en la pantalla y adoptar las medidas necesarias. Adicionalmente, el operador puede también informar a los responsables técnicos de la obra del problema y si han variado las condiciones del subsuelo. En función de esta información, el operador puede modificar el proceso del *jet-grouting* según se requiera.

En esta obra en particular, la ejecución de los trabajos se controló a través del sistema de registro de parámetros, confirmando que fue realizada correctamente y dentro de los límites previstos en el diseño. Además, el sistema de registro permitió el uso de la información almacenada magnéticamente para la preparación de salidas gráficas mostrando la variación de los parámetros medidos según la profundidad (Figs. 13 y 14).

Fichero de datos	T_01.DA0	Intervalo de tiempo	10
Fecha prevista	12/05/08	Fecha de perforación/inyección	12/05/08
Modelo de equipo	PRP_50	Operador	M_ALV
Intervalo de distancia	5	Límite de inyección	0
Límite de presión	0	Límite de caudal	0

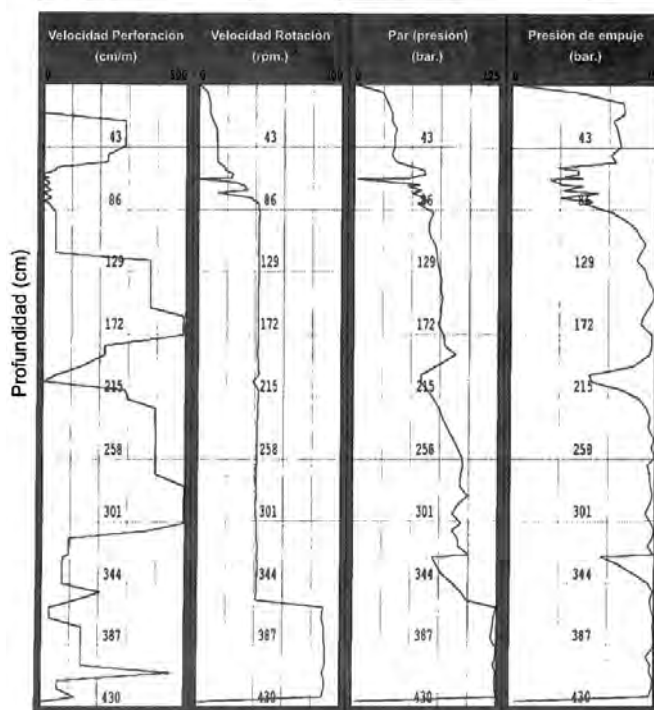


Figura 13. REGISTRO DE PARÁMETROS DE PERFORACIÓN.

Fichero de datos	T_01.DA1	Intervalo de tiempo	10
Fecha prevista	12/05/08	Fecha de perforación/inyección	12/05/08
Modelo de equipo	PRP_50	Operador	M_ALV
Intervalo de distancia	5	Límite de inyección	0
Límite de presión	0	Límite de caudal	0

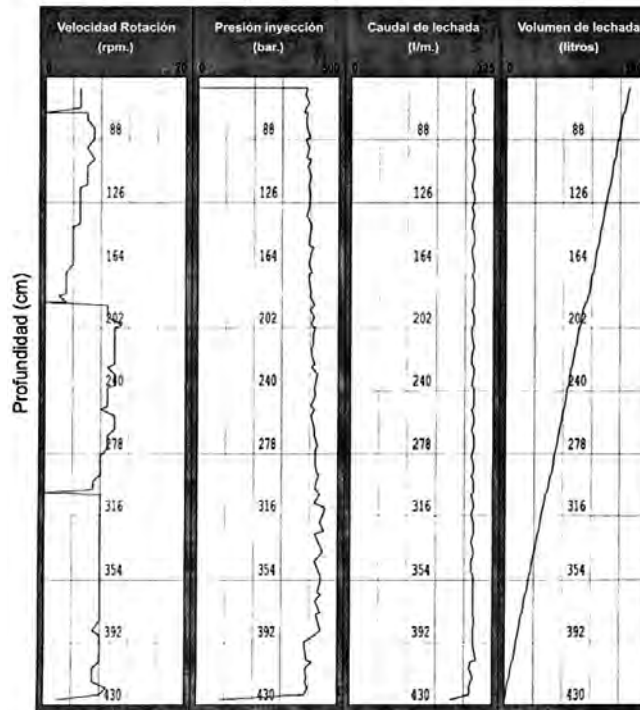


Figura 14. REGISTRO DE PARÁMETROS DE INYECCIÓN.

CONTROL DE LOS MOVIMIENTOS DE LOS EDIFICIOS

Durante la ejecución del *jet-grouting* se controlaron los movimientos (asientos o levantamientos) de los edificios que se estaban recalzando. Se llevaron a cabo dos controles: uno general y otro local:

Control general:

Un topógrafo colocó puntos de control en los edificios antes del comienzo del *jet-grouting* y los niveló en relación con puntos fijos situados en zonas no afectadas por el tratamiento. Se instaló un mínimo de 6 puntos fuera y 6 dentro de los edificios. Se realizaron dos rondas completas de nivelación como base de referencia.

Los puntos de control se colocaron sobre superficies verticales y horizontales, dentro y fuera de los edificios adyacentes. Los puntos consistieron en pernos incluidos en perforaciones.

Las lecturas se realizaron una vez por día, durante la ejecución del *jet-grouting*.

Control local:

Fue llevado a cabo durante la ejecución de cada columna de *jet-grouting* (Fig. 6) y sobre la zona circundante a ella para detectar los movimientos locales y detener el proceso en caso de necesidad.

El valor límite para los movimientos fue establecido, antes del comienzo de los trabajos, por el ingeniero estructural contratado por los propietarios de los edificios, en 3 mm, antes del comienzo de la obra. Este límite fue alcanzado y levemente superado sólo durante la ejecución de alguna de las columnas de *jet-grouting* inclinadas. Debido a esto, aparecieron algunas fisuras pequeñas en los edificios existentes, forzando una parada temporal y demandando un plan de contingencia. Como resultado de este plan, la inclinación de las columnas fue limitada a un máximo de 30° en relación con la vertical y en función de un pretratamiento. Este pretratamiento consistió en la ejecución, en algunos lugares seleccionados, de una inyección a relativamente baja presión en la parte superior de los taladros, con dos propósitos principales:

- Rellenar los agujeros existentes entre la cimentación del edificio adyacente y el terreno.
- Estabilizar las paredes de los taladros a reperforar en los mismos sitios para la ejecución de las columnas de *jet-grouting*, evitando cualquier obstrucción y permitiendo el flujo libre del rechazo a través del espacio anular entre las paredes de los taladros mencionadas y el varillaje de perforación.

El efecto de este pretratamiento fue satisfactorio y los movimientos cesaron. Como resultado, la obra finalizó con movimientos por debajo del umbral establecido.

Control del rechazo:

Como se mencionó previamente, la ejecución del *jet-grouting* produjo un rechazo o resurgencia (una mezcla de lechada y suelo) con una densidad de aproximadamente 15,9 kN/m³ y un volumen total cercano al 20 % del volumen total de lechada inyectado. Este rechazo estuvo sometido a un seguimiento y control continuos.

Se obtuvo un flujo libre de rechazo por medio de la utilización de una broca de perforación (tricono) de diámetro superior al del monitor y al del varillaje de perforación, para mantener un espacio anular de tamaño suficiente entre estos y las paredes del taladro, pretratando algunos de los taladros y limitando su inclinación a 30°, tal y como se señaló en el apartado anterior.

Control de resultados

Todos los diámetros medidos de las columnas de prueba sobrepasaron 0,75 m. Las RCS obtenidas de los testigos recuperados de las mismas columnas se situaron entre 7 y 13 MPa a 28 días, con valores de la RCS sobre 5 MPa a 3 ó 5 días. Debido a esto, las columnas de prueba fueron aprobadas porque excedían las hipótesis de diseño, y los parámetros del *jet-grouting* utilizados en su ejecución fueron adoptados para las columnas de producción. Asimismo, sus registros de parámetros de perforación y de inyección se consideraron como referencia para la comparación con los que se iban obteniendo durante la ejecución.



Figura 15. REPERFORACIÓN DE UNA COLUMNA DE PRUEBA.

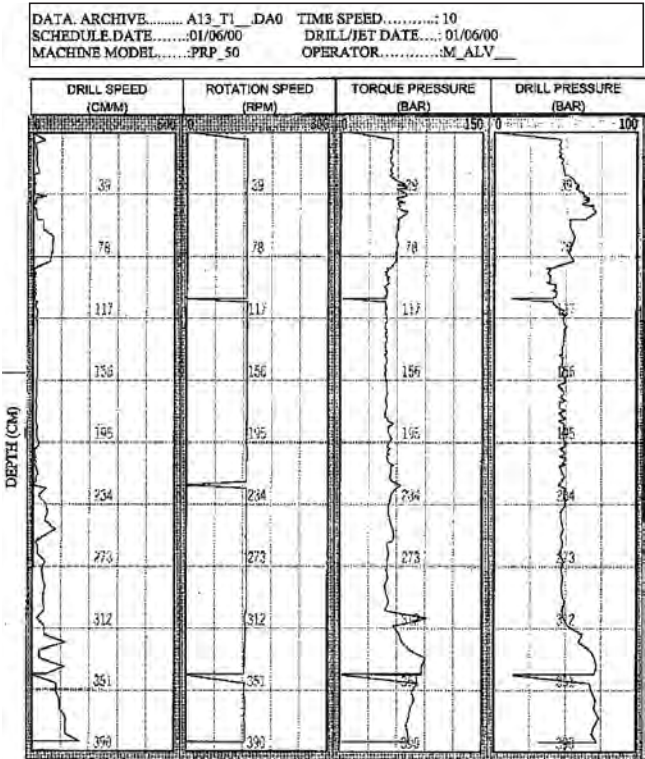


Figura 16. REGISTRO DE PARÁMETROS DE PERFORACIÓN PARA UNA COLUMNA DE JET REPERFORADA.

Estas columnas fueron también reperforadas con la perforadora y el registrador de parámetros adosado. Los parámetros de perforación registrados fueron usados para hacer una comparación con los valores de RCS obtenidos y las características geométricas de las columnas. Como resultado de esta comparación se concluyó que la velocidad de perforación a través de suelo-cemento con una RCS > 5 MPa, usando la misma broca, velocidad de rotación, presión de empuje y par, debía situarse por debajo de 100 cm/minuto. Se reperforaron totalmente seis columnas de producción, en sitios seleccionados, donde se habían detectados pequeños incidentes en los registros de perforación y/o inyección (Fig. 15). En todos los casos la velocidad de perforación se mantuvo por debajo de 50 a 100 cm/minuto (Fig. 16). En consecuencia, no fue necesaria la extracción adicional de testigos, consiguiendo un considerable ahorro de tiempo y dinero.

La obra fue ejecutada en cuatro semanas y la excavación realizada después de su terminación –hasta la profundidad de proyecto– confirmó, además, que el *jet-grouting* había cumplido con los requisitos de proyecto acerca de la continuidad, el diámetro y el solape mínimo entre columnas.

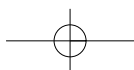


Conclusiones

- Bajo las condiciones existentes mencionadas y en comparación con las técnicas convencionales (recalce con pozos y excavación con muro berlinés), este proyecto demostró que el *jet-grouting*, en base a controles de ejecución y de resultados apropiados, puede ser una alternativa de costo similar. Además, puede ser más rápido que las técnicas convencionales habituales y puede mantener la estabilidad estructural del edificio a recalzar y actuar, al mismo tiempo, como un sistema de contención, minimizando los asentamientos de las estructuras existentes.
- Los controles de ejecución y de resultados adecuados deberían incluir el registro continuo, y en tiempo real, de los parámetros de perforación e inyección mediante un sistema de registro semejante al utilizado en la ejecución de esta obra.
- En este proyecto, empleando el mismo sistema de registro de parámetros, se aplicó con éxito una nueva técnica de control de resultados. Algunas de las columnas de producción fueron reperforadas y se estableció una comparación entre los parámetros de perforación registrados y aquellos obtenidos en las columnas de prueba de la misma edad. Las velocidades de perforación por debajo de 100 cm/minute fueron correlacionadas con $RCS > 5$ Mpa.
- Para evitar daños a las estructuras adyacentes, originados por levantamientos del terreno, la inclinación de los taladros debería limitarse a 30° y debería hacerse un pretratamiento en las zonas en donde esté previsto realizar taladros inclinados y en donde se sospeche que existen agujeros bajo las cimentaciones existentes.

Referencias

- Armijo, G. (1993). «Foundation underpinning: Jet grouting applications», *Geocisa's Internal Report*, 34 págs. Madrid.
- Langbehn, W. K. (1986). «The Jet grouting method: applications in slope stabilization and landslide repair», *Master of Engineering Repor.* Dept. of Civil Engineering. University of California, 12 de mayo, 72 págs. Berkeley.
- Miki, G., y Nakanishi, W. (1984). «Technical Progress of the Jet Grouting Method and Its Newest Type», *Proc. Int. Conf. In Situ Soil and Rock Reinforcement*, 9-11 de octubre, págs. 195-200. París.



MESA REDONDA SOBRE

Ejecución

PRESIDENTA:

D.^a Teresa PÉREZ RODRÍGUEZ

MENARD ESPAÑA

MIEMBROS DE LA MESA:

D. Manuel PINILLA MERINO

KELLERTERRA

D. José Luis ARCOS ÁLVAREZ

RODIO-KRONSA

D. José POLO NARRO

SITE

D. Gustavo ARMIJO PALACIO

GEOCISA

Teresa PÉREZ RODRÍGUEZ

PRESIDENTA

Antes de nada, agradecer a los ponentes por esta variada e interesante sesión y abrimos el debate en torno a estas ponencias.

José Luis DE JUSTO ALPAÑES

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA

Quería hacer varias preguntas a José Luis Arcos sobre la técnica del *soil-mixing*, que me parece muy interesante. A mí se me han presentado dos casos de una losa pilotada con problemas; se ha planteado un recalce con *jet-grouting*, luego no es un problema ya de la losa, sino que puede partir de los pilotes. Las preguntas son varias... Primero: ¿qué presión se le suele dar a la bomba que inyecta la lechada? Segundo: ¿cómo se consigue la homogeneización? Supongo que con una presión muy pequeña, que es una de las cosas que has dicho. Tercero: ¿se pueden introducir armaduras en el *soil-mixing*? Cuarto: ¿cuál es el coste del *jet-grouting*? Y quinto: ¿qué resistencia pueden tener, de media, las columnas de *soil-mixing*?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

José Luis, no dejes el micrófono para que me recuerdes una a una, gracias. Presión de la bomba. En principio, necesitamos sólo la presión mínima para introducir un caudal. En las herramientas modernas usamos también el paso del caudal para gobernar la apertura y cierre de la herramienta y necesitamos para mover la herramienta 2 kilos por centímetro cuadrado. Es en ese orden de magnitud la presión que vamos a hacer circular.

José Luis DE JUSTO ALPAÑES

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA

Con presiones pequeñas, sobre todo en el fondo de la columna, ¿cómo se consigue la homogeneización de la columna?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

La homogeneización con el índice de mezcla —como recomendaba antes—, según fuera un suelo cohesivo o blando, la conseguimos a base del batido que hacen las aspas que tiene la herramienta y el número de revoluciones en función del avance. Con los índices de homogeneización que proponía en la ponencia, y que figuran en literatura de otras herramientas de *soil-mixing*, el corte de filete de terreno que hacemos es del orden de 2 a 3 milímetros. Esto es función de la velocidad de descenso y de las revoluciones de giro de la herramienta. Las revoluciones con las que giramos se sitúan entre 50 y 100 revoluciones por minuto. La velocidad de avance la limitamos, por ejemplo, a 40 centímetros por minuto y el corte de filete que te sale es de unos 2 milímetros. Cada brazo corta un filete de unos 2-3 milímetros. Si fuera un terreno arenoso, sería algo mayor.



José Luis DE JUSTO ALPAÑES

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA

Si se pueden introducir armaduras, como sucede en las columnas de *jet-grouting*...

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Pues sí, sí se pueden introducir, porque el material que resulta al final es un material suelo-cemento. En los cortes de las columnas que mostraba se ve más o menos el aspecto que tiene; lo que hay que ver es qué adherencia le vamos a conceder a las armaduras. Ahora mismo tenemos un proyecto con la Sociedad Nacional de Ferrocarriles de Francia y el proyecto, además de unas pruebas de carga, lleva también ensayos de tiro de armaduras introducidas en el *soil-mixing* fresco. Puedes usarlo, pero no es lo mismo que un hormigón con armadura.

José Luis DE JUSTO ALPAÑES

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA

¿El coste?, comparado con un coste medio de *jet-grouting*.

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Eso nunca se puede decir... Mucho más barato.

José Luis DE JUSTO ALPAÑES

E.T.S. DE ARQUITECTURA DE SEVILLA

Luego la resistencia... comparada también con la del *jet-grouting*.

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Yo diría que similar, depende de la cantidad de cemento que aportemos por metro cúbico de terreno tratado, siempre considerando el cemento que queda en el suelo tratado y descontando lo que te ha salido en el rechazo. A lo mejor queda el mismo cemento por metro cúbico de terreno tratado si usas 700 litros de lechada por metro lineal de columna para una columna de 700 y nosotros estamos metiendo, en lugar de 700, 100 litros por metro lineal. ¿Vale? Pero el contenido que te queda en el suelo-cemento ejecutado es el mismo. Por eso usamos en la hoja de cálculo un balance de masas para calcular qué contenido de cemento sale en el rechazo, descontando el índice de poros relleno de aire, en un principio, y una determinada granulometría que no saldría con el rechazo. No te hace falta ese exceso de caudal que requiere el *jet-grouting* para desestructurar el terreno con el *jet* a chorro.

Enrique DAPENA

CEDEX

Te entendí que también se podían utilizar mezclas con cal. ¿Es así?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Sí.

Enrique DAPENA

CEDEX

Entonces, ¿cuándo se utiliza la cal?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

La cal, aunque yo no tengo experiencia de haberla usado, sino lo que conozco por haberlo leído, nos va a dar una resistencia suficientemente buena, pero con unos plazos para conseguirse mucho más largos. No son los 28 días de un hormigón ni los 48 de un suelo-cemento, sino que, a lo mejor, tenemos 1.000 días para alcanzar las resistencias. No tengo experiencia. Entonces, si queremos hacer un recalce y tenemos altas resistencias a corto plazo, yo prefiero cemento a cal. En terrenos arcillosos es posible que las soluciones de cal puedan funcionar mejor que las de cemento, en algún determinado caso; en resistencias rápidas, supongo que el cemento.

Enrique DAPENA

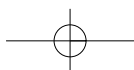
CEDEX

Lo que sí es cierto es que se hicieron, aunque no en España, y que es una solución habitual.

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

De hecho, a mí me tocó en el Máster de CEDEX participar en una de esas tesinas y eran columnas con cal a base de *soil-mixing*, o sea, que es algo que se hace habitualmente.



Carlos OTEO MAZO

Fíjate, fuera de Europa se utiliza mucho más que aquí. Si no recuerdo mal, hace como 25 años o más, la Dirección General de Carreteras compró un equipo de éstos, con lo cual esta técnica no es de ahora. Comenzaba a utilizarse cal en mucho sitios fuera de España porque era más barata que el cemento, pero en este momento eso ya es una falacia, porque el cemento y la cal están, para estos usos, casi al mismo precio, y con el cemento tienes la gran ventaja del fraguado más rápido, sobre todo porque tienen un precio similar. Incluso alguna vez han usado –yo no personalmente– mezclados agua, cal y cemento.

José Luis ROJO GÓMEZ

Me gustaría que me dijeras qué tipo de suelos y hasta qué dureza se puede perforar con esos útiles. Gracias...

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Aprovechando las fotos que he expuesto, que eran de un suelo arena tosquilla de Madrid –la mayoría de aquí lo conocéis–, no nos vale un tosco, en un tosco arenoso no penetra la herramienta. Es una herramienta para tratar suelos blandos, para hacer un tratamiento de suelos. La tenemos confirmada en suelo arenoso tipo SPT inferior a 25, va bien, se puede ofertar. Lo lógico no es tratar suelos con SPT de 25, pero con SPT entre 5 y 15 la herramienta va fenomenal; en terrenos de SPT 25 va muy bien. Cuando la componente arcillosa sube, los rendimientos son menores, pero también funciona bien. Ya habéis visto que en la de las peñuelas hemos tenido récords de velocidades de tratamiento a pesar de usar herramienta grande, y nos hemos metido. Lo veáis abajo, el yeso tableado, y ha bajado a velocidades de 30 centímetros por minuto en la peñuela medio blanda, en 20 centímetros por minuto cuando se empezaba a mezclar con yeso, y se detenía en el empotramiento en los yesos..., claro, es una roca. Un SPT 25 sería el número límite de penetración para las herramientas modernas. El límite está en el par que soporta la herramienta para no romper los brazos.

Pablo RUIZ TERÁN

FERROVIAL

La primera, para José Luis. Has comentado antes que no eras partidario de extraer testigos, y a mí es la única manera que se me ocurría para poder estimar una carga admisible de las columnas y un modelo de deformación igual que hacemos con el *jet*. Entonces, ¿qué proponías?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Está bien hacer tomas de testigos pequeños. Pero hay que tener en cuenta que, cuando hacemos esto con materiales muy arcillosos con una componente cohesiva muy alta, tanto el *jet* como las herramientas mecánicas, al desmenuzar esas arcillas, van a dejar grumitos. Si haces un testigo pequeño y pierdes un grumito –antes he hablado de corte de aspas del orden de 2 a 3 milímetros–, es posible que te queden insertados grumitos de 3-4 milímetros. Es un terroncito de arcilla que queda embutido en el cemento. Si tomas testigos del diámetro habitual para ensayar, puedes llevarte la sorpresa de que hay una disparidad de resultados muy grande. Entonces, en los ensayos que hemos hecho yo propuse disponer la columna en verdadera magnitud. Lo otro vale. Lo que tienes que tener en cuenta es que te puede quedar, en terrenos muy arcillosos, algún grumito de arcilla que te cambia el resultado.

Pablo RUIZ TERÁN

FERROVIAL

Con esos ensayos que hicisteis de verdadera magnitud, ¿qué carga o qué tope estructural manejabais?

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Se corresponde muy bien con el gráfico que va en la documentación, del que ya he dicho que era muy similar al de José María Rodríguez Ortiz, en el cual figura el contenido de cemento que queda en el terreno tratado y la resistencia en función de la cohesión o del grado de los finos que tiene el terreno. Carlos Oteo asistió, en el Instituto Eduardo Torroja, a las pruebas que hicimos de columnas a tamaño real. Con una componente arcillo-limosa tuvimos lo peor, unas resistencias en la peñuela reblandecida... de 17 megapascles, perdón, 1,7 megapascles (17 kilos/cm² cuadrado), y resistencias en la arena tosquita areno-arcillosa del orden de 40-45 hasta 50 kilos/cm² cuadrado.

Pablo RUIZ TERÁN

FERROVIAL

Tenía una segunda pregunta, que era para Manuel Pinilla; en cuanto al solape en las columnas de *jet* en el caso que habéis contado. Si no os dio miedo que una pérdida por inclinación pudiese dar lugar a algún tipo de ventanas que, en cuanto te pones a plantear unas inclinaciones del 0,5 %, con las profundidades de que habéis hablado, pues 10-15 centímetros..., ¡le echasteis narices!

Manuel PINILLA MERINO

PONENTE

Era una de las claves de la ejecución. Había que hacer un control intenso en cuanto al posicionamiento de los equipos y el control de verticalidad de los taladros, y, efectivamente, es una de las medidas más importantes a controlar, este fue el planteamiento. Si empiezas a hacer los taladros con una separación menor, la solución comienza a no ser competitiva. En todo caso ha de prevalecer la seguridad, y en principio, el procedimiento que planteamos incluía el control de verticalidad y posicionamiento de los equipos.

Juan JOSÉ MUÑOZ

Es una pregunta para todos vosotros. Creo que el tema de la toma de muestras nos está perjudicando terriblemente en cuanto al concepto que queremos obtener. Últimamente, desde hace unos años, estamos basando todo en unas tomas de muestras donde le damos una importancia que creo que no tiene a los resultados que obtenemos de la misma. Es decir, desde que hacemos muchos sónicos en los pilotes y nos dedicamos a hacer pruebas, y al entrarnos temblores de piernas cuando en una muestra del pilote encontramos que hay tres gravas sueltas, entonces empezamos a dudar de todo lo que hemos hecho. Estoy totalmente de acuerdo con lo que decías tú, José Luis, de que la testificación tiene que ir unida a una lógica de lo que queremos encontrar. En un pilote, que es un elemento de hormigón armado y que todavía –yo llevo 40 años en esta profesión– seguimos con las mismas cargas unitarias que hace 40 años, cuando el hormigón era de 150 kilos por centímetro cuadrado, y se pasó ya con hormigón armado a 175 kilos por centímetro cuadrado, pues, claro, la aplicación de la fórmula de Jiménez Salas de un tope estructural inventado por el de $0,20 \sigma_b$, pues bueno, 35-40 kilos. Hoy día, el hormigón más tonto que yo me encuentro es de 40 kilos/newton por milímetro cuadrado, con lo cual, si aplico la misma teoría, los 80 kilos me dejarían relativamente tranquilo. ¿Qué ocurre?, que cuando testificamos mucho sin lógica y sin criterio, lo que nos encontramos son las cosas normales que nos tenemos que encontrar. En un pilote que se hormigona con un tubo tremie y con un hormigón que es como es, se produce siempre una disgregación. Intentar comparar ese tipo de hormigón con un hormigón hecho en la pila de un puente –que, curiosamente, no le hacemos sónicos nunca–, y me gustaría saber cómo están muchas por dentro, pues evidentemente, yo creo que es un poco excesivo. Además, si eso lo trasladamos a ese tipo de técnicas de recalce vía *jet-grouting*, vía *soil-mixing*, *deep soil-mixing*, no podemos ni debemos pedirle algo que físicamente es imposible que nos dé. Eso es una mezcla más o menos homogénea y que, por supuesto, tiene unos parámetros de carga que a nadie se le ocurrirá comparar con los de un pilote de 40 kilos por centímetro cuadrado, porque no tendría lógica. Ahora, de ahí a basar en la testificación que obtengamos el que eso sea válido o no sea válido... Yo creo que existe un amplio campo en el que nos tenemos que mover con mucha prudencia, ya que estamos empobreciendo al país con todas nuestras actuaciones, y hay que tener mucho cuidado con esto. Gracias.

Gustavo ARMIJO PALACIO

PONENTE

De lo que has dicho, remarco una cosa que no se ha comentado aquí. Por ejemplo, en el *jet*, al obtener la muestra por el procedimiento adecuado, y ensayándola a compresión simple, normalmente utilizamos unos factores de seguridad de entre 3 y 4; pues tenemos mucha incertidumbre con la cantidad de cemento que realmente hay allí y cómo se ha hecho el mezclado. Es un suelo-cemento, no es un hormigón, y el fraguado será más lento que el del hormigón. En fin, una serie de condiciones que las reflejamos con el factor de seguridad; normalmente mayor que 3 y 4. Sí que hay problemas con el *jet* para obtener muestras. Un caso típico que nos encontramos, más que en estos recalces, puede ser en el de los tapones de *jet*, que son elementos que están profundos, siendo más complicado todavía sacar muestras y muestras –digamos– inalteradas representativas de aquello, y bueno, pues recurrimos a batería doble, triple...; en fin, a una serie de cosas que utilizamos por si tenemos problemas para que ensayar. No podemos hacer un acto de fe y decir: «Bueno, nos fiamos de esto»; no, tiene que haber un campo de pruebas, sacar muestras como a veces se ha hecho aquí. Si es posible el campo de pruebas, acceder a la columna, cortar un trozo de columna y sacar las muestras. Vuelvo al ejemplo de los tapones, en los tapones de *jet* que son profundos; los tapones de pantalla: ahí el campo de pruebas no es muy representativo, porque es arriba, y se complica la cosa; pero hay que sacar muestras y ensayarlas. Lo que tendríamos que tratar de hacer, porque para mí hay una cosa muy clara, es que yo hago un área de pruebas, saco muestras, las ensayo y doy por válidas la geometría de las columnas y la resistencia. Después, en la obra, mi misión es tener un control de ejecución que de algún modo me garantice que mi obra, las condiciones del terreno son iguales a las del campo de pruebas y poder comprobar que estoy haciendo el tratamiento igual que en el campo de pruebas, y eso realmente es para nosotros la clave del registro de parámetros de perforación e inyección. Si a eso le sumo que puedo de algún modo correlacionar la resistencia que he obtenido de ensayos de laboratorio con los parámetros de perforación de reperforar columnas ya hechas de la misma edad, pues podríamos cerrar un poco este problema. No sé si alguno de vosotros queréis comentar algo más.

Manuel PINILLA MERINO

PONENTE

Quería comentar. Creo que puede suponer un problema la referencia que se adopta a la hora de comparar los resultados, por ejemplo, en *jet*. El *jet* es un tratamiento del terreno; entonces, las preguntas que nos deberíamos hacer son: ¿Cómo ha mejorado mi suelo, en qué condiciones se encuentra, cómo estaba antes y cómo está después? No tengo que compararlo con la resistencia de una losa de hormigón, porque el orden de magnitud es completamente distinto y los mecanismos resistentes también lo son. De hecho, existen muchas diferencias en cuanto a los procedimientos para la toma de muestras en *jet*: se pueden efectuar perforaciones y ensayar probetas cilíndricas de dife-

rentes diámetros. Por ejemplo, también se pueden tomar –incluso para las actuaciones de tapones de fondo–, se pueden extraer tomas de muestra en fresco; a través del varillaje se puede hacer descender por los taladros unos útiles que permiten extraer una mezcla de suelo-cemento o del suelo con lechada que se obtiene en ese tipo de actuaciones a gran profundidad. La única precaución sería intentar dotar a las probetas de unas condiciones de curado similares a las que podemos encontrar a esa profundidad y realizar el ensayo posteriormente. Existen muchas opciones para hacer los ensayos y cada una tiene sus pros y sus contras; pero, sobre todo, lo que tenemos que tener claro es que no debemos comparar los resultados que obtengamos con un patrón como el acero o el hormigón, sino con el patrón de la resistencia inicial del suelo que nosotros teníamos y ver si con la mejora que estamos obteniendo somos capaces de satisfacer las condiciones del proyecto. Por tanto, yo creo que también es un problema de referencia.

Leoncio PRIETO TERCERO

Es una pregunta para Manuel Pinilla. He visto que con el proyecto obtuvisteis una respuesta totalmente satisfactoria, pero me gustaría saber si apareció el posible tratamiento de sombras en esa escollera con posibles bolos que estaban incrustados en el jabre y si tuvisteis que hacer algo especial.

Manuel PINILLA MERINO

PONENTE

Realmente, el tema del efecto sombra fue una de las primeras cuestiones que nos planteamos cuando tuvimos conocimiento de la naturaleza del terreno. Ese efecto sombra se mitigaba ajustando el diámetro y la separación de los taladros. Probablemente podíamos haber ido a soluciones con mayor separación y unos diámetros de tratamiento mucho mayores, pero en este caso parecía más conveniente ajustar la separación entre los taladros y optar por unos diámetros que el *jet-2* nos permitiría cubrir satisfactoriamente; por tanto, el efecto sombra sí fue un parámetro que resultó determinante para la adopción de la solución.

Carlos OTEO MAZO

Quería sencillamente romper una lanza en favor de lo que acaba de decir Gustavo Armijo. Hace unos 23 años o así, la Dirección General de Ferrocarriles hizo unos portillos –que, además, los hicisteis vosotros–, y en esta ocasión hicimos un campo de pruebas pegando a unas pantallas unas columnas verticales con tapón abajo, y bajamos a una zanja pequeña. Había esos días unas jornadas como éstas allí cerca y les enseñamos las fotos y la gente quedó muy contenta. Pero, bueno, el dilema no es hacer un campo de pruebas, porque es relativamente pequeño y se controla mucho; esa obra no tuvo problemas y funcionó muy bien. Años después, ya en el siglo veintiuno, hemos hecho para el metro de Sevilla, en un terreno similar, varios portillos: el primero fue un fracaso, vamos, reventó, inundando de agua 3 kilómetros de túnel. La explicación principal y única: no hubo el menor control, nada, nadie lo miró, nada estaba previsto y nadie leyó nada. Luego leías los partes y había sitios en los que había desaparecido el torrente de inyección; no sobraba nada, habría que haber taladrado más, hacer algunos taladros complementarios... En las siguientes actuaciones, como sabíamos que lo podíamos hacer, puesto que en el pasado había tenido éxito, se cambió: se creó una unidad de seguimiento, similar a la USAC pero que allí se llamaba SEVICO; se controlaba todo perfectamente y no hubo un solo problema. No había registro de parámetros porque no lo había en ese momento; pero, bueno, se hacía un registro como hemos hecho más de una vez, eso de duro/blando con alguien mirando y vigilando cada columna. En resumen, el control de estas operaciones –es lo que decía José María– no siempre te las garantizan. Además, en cuanto la obra es un poco grande, todos los controles que conocemos empiezan a aflojarse. Yo me he quejado de la verticalidad y al día siguiente venían los partes con la tolerancia de la mitad. ¿Y qué has hecho para conseguirlo?: simplemente ponerlo... No sólo que las empresas tengan mejor o peor maquinaria, sino que haya un buen entendimiento entre la dirección de obra y las empresas que garantice que esos controles se llevan a cabo. Este mundo va a ser así, cada vez va a ser más controlado. Las empresas especializadas sois los que lo sabéis hacer, tenéis la maquinaria y se confía en vosotros, pero cada vez habrá más exigencia, porque hay mucha competencia. Habrá un control cada vez mayor, y en tanto que el automatismo vaya facilitando el registro, pues muchísimo mejor.

José María ECHAVE RASINES

AETESS

Yo quería hacer una precisión respecto al tema del *jet-grouting*, básicamente, en dos aspectos. El primero, en cuanto al tema de que estamos hablando. Efectivamente, el resultado final a obtener es una mezcla de dos componentes: terreno y cemento. Así pues, a diferentes tipos de terrenos los comportamientos y el resultado son diferentes. Es decir, no es lo mismo hacer un *jet-grouting* en arenas que con gravas bien graduadas, pues al final te puede salir casi un mortero o un hormigón que en una arcilla o un limo blando. La primera cosa. La segunda, y referente a lo que está diciendo Carlos, es muy importante, sobre todo cuando son obras longitudinales, largas o con grandes superficies. Es muy importante, a la hora de establecer los parámetros del *jet*, tener un conocimiento exhaustivo con sondeos previos de cómo es el terreno en diferentes sitios. Yo recuerdo alguna experiencia negativa nuestra en una obra longitudinal en la que en cierta parte de la obra apareció madera. Estábamos haciendo un tapón y esa madera provocó una pérdida de energía en el chorro de golpe y las columnas no alcanzaron el diámetro previsto y al final tuvimos problemas serios de entrada de agua. Pero eso mismo ha pasado en algunas obras que se realizaron en Berlín cuando se trasladó la capital allí, en donde apareció –me parece que ya lo he contado aquí– carbón, y dio también lugar a serios problemas de cierre en los tapones de fondo. Es decir, los campos de pruebas nos fijan todas las columnas en un punto determinado, pero hay que asegurarse de que en el resto de la obra el terreno va a ser parecido o que tenemos cubiertos al menos todos los parámetros que nos limitan esto. La segunda es volver a hablar

de la peligrosidad del *jet-grouting* y del control de la resurgencia, etcétera. En algunas obras en las que los terrenos son muy estables y en que se prevé que pudiera producirse un cierre del taladro y, por tanto, un aumento de la presión en el punto de fuga determinado, se ha empleado la tubería de revestimiento por fuera del varillaje de tratamiento, que está muy cerca de la punta de donde se están cerrando los monitores de inyección, lo que se asegura con este doble varillaje es dejar una camino de salida de resurgencia hacia superficie. Esto se ha empleado muchas veces cuando ha habido que hacer paraguas horizontales de *jet-grouting* para pasar por debajo de autopistas o por debajo de algún canal existente. Otro control que se aconseja en casi todos los casos, con los medios que tenemos, no solamente es tener el botón rojo que nos ha mostrado Gustavo, sino disponer de todo el control de movimientos de la obra conectado directamente a un ordenador, lo que permite parar automáticamente la bomba en el momento en que los movimientos cambien y en base a lo que habíamos establecido como máximo admisible en la estructura. Gracias.

Teresa PÉREZ RODRÍGUEZ

PRESIDENTA

¿Alguna pregunta más?

Gustavo ARMIJO PALACIO

PONENTE

Yo quería comentar, si hay tiempo, a propósito del *soil-mixing*, que hace un par de años en el Comité Técnico de AETESS se tradujo la norma europea del *soil-mixing* que AENOR vende y es muy interesante porque está en detalle todo esto que se ha comentado aquí. Esta norma fue desarrollada por el Instituto Geotécnico sueco y muestra las dos escuelas que he habido en esto. Por un lado, la escuela nórdica, que ha impulsado siempre el *soil-mixing* en seco y con cal, debido a que ellos lo han aplicado sobre todo a terrenos con suelos de origen lacustre con materia orgánica y contenidos altos de humedad; y por otro lado, la escuela japonesa, que es el *soil-mixing* húmedo y con cemento. Esa norma, en general, es extensa e ilustra mucho sobre este tema, que en España no es muy común. También hay una publicación de la Autoridad portuaria japonesa que es muy buena. Yo la recomiendo al que la pueda conseguir porque es muy completa. Un problema que tiene el *soil-mixing*, y que nosotros al menos hemos encontrado, es que no hay tantas correlaciones empíricas como en el *jet* sobre la cantidad de cemento y la resistencia que se va a obtener. Entonces, siempre pensando que, como hay poco rechazo, la mayor parte del cemento se queda ahí, se ha intentado hacer ensayos de laboratorio para anticipar esa resistencia. En general, en el laboratorio es muy difícil reproducir el proceso de mezclado, y en la norma esta que comentaba viene un factor que vincula la resistencia al laboratorio con la resistencia a campo y lo toma como mínimo de 2,5 a 3. O sea, uno de los problemas que nos encontramos para el diseño es que hasta ahora hay poca base o pocos resultados que nos digan, por ejemplo, si pongo 100 ó 250 kilos por metro cúbico, ¿qué resistencia puedo obtener? Es un campo todavía a explorar.

José Luis ARCOS ÁLVAREZ

PONENTE

Hay otra publicación de la Federal Highway Administration que es de la que yo he sacado el gráfico de las resistencias.

Gustavo ARMIJO PALACIO

PONENTE

Sí, sí. Se puede bajar de la *web* y es gratuita.

Teresa PÉREZ RODRÍGUEZ

PRESIDENTA

Parece que hay una última pregunta...

Asistente

Yo quisiera preguntar sobre micropilotes. De los tres tipos de micropilotes de inyección única o repetitiva o incluso selectiva, ¿en qué proporción se utilizan unos y otros en España?

José POLO NARRO

PONENTE

Yo diría que el 90 por ciento es de inyección única y muy puntualmente inyección repetitiva y selectiva. La inyección repetitiva yo creo que es residual. Repetitiva y selectiva, además, cuando hay zonas parecidas a la que planteaba el proyecto del que he hablado, aunque en aquel caso, por el tipo de terreno que teníamos, no era necesario eso, sino otra inyección distinta. Generalmente se emplea en zonas con gravas y cosas de ese tipo en terrenos más o menos abiertos.

Teresa PÉREZ RODRÍGUEZ

PRESIDENTA

Si no hay una última pregunta, para no alargar más el debate, queda concluida la sesión dando gracias a los ponentes y participantes por su colaboración. Damos paso a la clausura por parte de los Presidentes.