

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

4ª Sesión

MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INYECCIONES Y JET-GROUTING

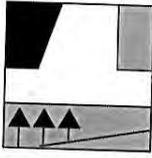
Con la colaboración del



MINISTERIO
DE FOMENTO

CEDEX

CENTRO DE ESTUDIOS
Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

4ª SESIÓN MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE INYECCIONES Y JET-GROUTING

Con la colaboración del
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)

Madrid, 2004

1 PRESENTACIÓN

Con la presente Jornada sobre Inyecciones y Jet-Grouting, se continúa con una serie de sesiones técnicas, que con la colaboración del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX), organizan conjuntamente la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS).

La idea de la celebración de estas Jornadas Técnicas sobre Cimentaciones y Mejora del Terreno surgió en las reuniones del Comité Mixto creado hace algo más de tres años entre SEMSIG y AETESS.

El objetivo es crear un foro de discusión donde los profesionales relacionados con la ingeniería del terreno puedan debatir, a la luz de la normativa actual, los aspectos de diseño, ejecución y control de calidad de los distintos tipos de cimentación y estructuras de contención de tierras que se utilizan habitualmente en las obras civiles y en la edificación.

Para conseguir este objetivo, las Jornadas se han estructurado en dos Mesas Redondas, la primera dedicada a los aspectos de diseño y la segunda, a los de ejecución y control de las obras.

Cada una de ellas va precedida de presentaciones a cargo de expertos de reconocido prestigio en este campo, seguida de un amplio debate sobre técnicas consideradas y su normativa, resultados que se recogen íntegramente en esta Memoria de la Jornada y que contribuyen al objetivo fundamental de colaborar con el establecimiento de unos niveles mejores de Seguridad, Calidad y Respeto al Medio Ambiente en la Construcción.

Madrid, 26 de febrero de 2004.

Vicente Cuéllar Mirasol
PRESIDENTE DE SEMSIG

José Luis Rojo Gómez
PRESIDENTE DE AETESS

2 INTRODUCCIÓN

El presente libro constituye la Memoria de la Jornada Técnica sobre “Mejora del Terreno Mediante Inyecciones y Jet-Grouting”, organizada por el Comité Mixto SEMSIG-AETESS, que tuvo lugar en los recintos del CEDEX en Madrid, el 26 de febrero de 2004.

El tema elegido para esta 4a Sesión, dentro de la serie de Jornadas Técnicas que desde el año 2001 vienen realizando conjuntamente ambas Sociedades, despierta un gran interés debido a su actualidad, como demuestra el éxito de audiencia cosechado en la jornada, con más de 300 asistentes.

La Primera Parte de esta Memoria recoge la dedicada al Diseño, en la que se contó con las intervenciones de tres expertos: D. Vicente Cuéllar Mirasol, Doctor Ingeniero de CCyP y Director del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX, D. Cesar Sagaseta Millán, Catedrático de Ingeniería del Terreno de la ETS de Ingenieros de Caminos Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria y D. José Joaquín Celma, Doctor Ingeniero de la UP de Valencia. El debate, celebrado con posterioridad, estuvo presidido por D. Juan Vicente Cabezas, Subdirector General de Construcción de Infraestructuras Ferroviarias del Ministerio de Fomento y compuesta por los ponentes ya mencionados.

En la Segunda Parte, se tratan los temas de Ejecución y Control. En ella se han recogido las contribuciones de los siguientes ponentes: D. Pedro R. Sola Casado (AETESS), D. Miguel Ángel de Juan García (KRONSA), D. Gustavo Armijo Palacio (GEOCISA), D. Ferrán Biosca Gómez de Tejada (RODIO) y D. Ignacio Zuloaga Fábrega (KELLERTERRA). La mesa redonda que tuvo lugar a continuación estuvo presidida por D. Julio Retuerto Mediavilla de SITE y compuesta por los anteriormente citados. Se han recogido igualmente las intervenciones de los asistentes que colaboraron con sus preguntas y sugerencias.

3 CONTENIDO

Primera Sesión: DISEÑO

3.1 *Inyecciones por Fracturación e Inyecciones de Impregnación*

D. VICENTE CUÉLLAR MIRASOL (CEDEX)

3.2 *Análisis Teórico de las Inyecciones de Compensación*

D. CÉSAR SAGASETA MILLÁN (UC)

3.3 *Análisis de los Factores que Intervienen en la Técnica del Jet Grouting*

D. JOSÉ JOAQUÍN CELMA GIMÉNEZ (UPV)

Mesa Redonda sobre Diseño

Segunda Sesión: EJECUCIÓN Y CONTROL

3.4 *Recomendaciones AETESS para la Ejecución y Control de las Inyecciones de Compensación*

D. PEDRO R. SOLA CASADO (AETESS)

3.5 *Tratamiento de Arenas Sueltas Mediante Inyecciones de Microcemento con Microsol en los Túneles de Sinesio Delgado (Madrid)*

D. MIGUEL ÁNGEL DE JUAN GARCÍA (KRONSA)

3.6 *Inyecciones de Baja Movilidad en Terrenos Kársticos*

D. GUSTAVO ARMIJO PALACIO (GEOCISA)

3.7 Aplicaciones del Jet Grouting en Terrenos Singulares: Morreras Glaciares, Rellenos Heterogéneos y otros

D. FERRÁN BIOSCA GÓMEZ DE TEJADA (RODIO)

3.8 SuperJet-Grouting. Nueva Tecnología para la Mejora in situ del Terreno

D. IGNACIO ZULOAGA FÁBREGA (KELLERTERRA)

Mesa Redonda sobre Ejecución

Inyecciones por fracturación e inyecciones de impregnación

Vicente CUÉLLAR MIRASOL

Dr. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
LABORATORIO DE GEOTECNIA DEL CEDEX

1. Introducción

En la Norma Europea EN 12715 para la ejecución de inyecciones, adoptada por AENOR (2001), se definen las inyecciones por fracturación hidráulica o “claquage” como un tipo de inyecciones con desplazamiento del terreno en el que inicialmente se produce su fracturación mediante inyección de agua o de una mezcla a una presión superior a la presión de confinamiento y resistencia a tracción del mismo.

En dicho documento se diferencia claramente este tipo de inyecciones de las inyecciones de impregnación que se definen como inyecciones de mezclas en las juntas y fracturas de roca o en los huecos de suelo, sin desplazamiento del terreno.

A veces es necesario combinar estos dos tipos de inyecciones con las inyecciones de relleno, ya que tanto con fines de impermeabilización o de consolidación es necesario primero rellenar los huecos más grandes del terreno con grava (que posteriormente se inyecta con cemento) o directamente con mortero de cemento.

A continuación se comentan, en primer lugar, algunos aspectos que conviene tener en cuenta en las inyecciones de impregnación. Se presentan, luego, los principios en los que están basadas las inyecciones por fracturación hidráulica del terreno y se describe un procedimiento, basado en la teoría del Estado Crítico de la Mecánica de los Suelos, para estimar la mejora que este tipo de tratamiento produce en las características resistentes del terreno. Se analizan los resultados de I+D obtenidos por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en ensayos de carga *in situ* realizados sobre una marga miocena tratada previamente con esta técnica, y finalmente se resumen los casos prácticos en los que ha intervenido durante los últimos años dicho Laboratorio proyectando y controlando inyecciones por fracturación hidráulica con el fin de resolver patologías concretas de distintos tipos de cimentación.

2. Inyecciones de impregnación

Tienen como misión fundamental reducir la permeabilidad del terreno.

En este tipo de tratamiento los huecos susceptibles de impregnación van siendo cada vez de menor diámetro. El tratamiento de inyección por impregnación, sin rotura del terreno, exige, por tanto, el empleo de mezclas sucesivamente más penetrantes en taladros intermedios a los trata-

dos con mezclas menos penetrantes destinadas estas últimas a producir la obturación de las oquedades mayores.

En la Tabla adjunta se recogen, según Caron (1982), los límites de impregnación del suelo con diferentes tipos de mezclas de inyección.

TIPO DE SUELO	ARENA GRUESA Y GRAVA	ARENA MEDIA Y FINA	ARENA LIMOSA O ARCILLOSA. LIMO
Características del suelo	$D_{10} > 0.5 \text{ mm}$	$0.5 > D_{10} > 0.02 \text{ mm}$	$D_{10} < 0.02 \text{ mm}$
Superficie específica	$S < 100 \text{ cm}^{-1}$	$100 < S < 1000 \text{ cm}^{-1}$	$S > 1000 \text{ cm}^{-1}$
Permeabilidad	$k > 10^{-1} \text{ cm/seg}$	$10^{-1} > k > 10^{-3} \text{ cm/seg}$	$k < 10^{-3} \text{ cm/seg}$
Tipo de mezcla	Suspensión grosera	Disoluciones coloidales	Disoluciones verdaderas
Composición de la mezcla	Morteros cemento Cemento-bentonita	Bentonita Silicatos	Resinas (Acrilamida, Fenoplasto, Aminoplasto)

2.1. SUSPENSIONES GROSERAS DE MORTEROS DE CEMENTO O DE CEMENTO-BENTONITA

Los ensayos en viscosímetro indican que este tipo de mezclas se comportan como sólidos de Bingham, con tensiones de fluencia (o bien definidas y asimismo con viscosidades plásticas μ (en flujo plástico, una vez superada la tensión de fluencia) también perfectamente definidas, verificándose:

$$\tau = \tau_0 + \mu \frac{dv}{dy} \quad (1)$$

donde

τ es tensión de cizallamiento

$\frac{dv}{dy}$ es velocidad de distorsión

Las suspensiones groseras de agua-cemento son esencialmente inestables si la concentración de cemento no es alta. Para conseguir la estabilidad se requiere añadir lodo bentonítico a la mezcla, en proporción adecuada.

Una suspensión grosera se dice que es estable si, colocado un litro en un cilindro graduado, al cabo de 2 horas, el volumen superior de agua clara que sobrenada no supera el 4-5% del volumen total.

En la Fig. 1 se expresan relaciones experimentales entre porcentaje de sedimentación y relación cemento/agua, en peso, para diferentes contenidos de bentonita en la mezcla. La suspensión de cemento en agua es esencialmente inestable, excepto para mezclas espesas, en que la relación cemento/agua (en peso) sea superior a 2. Sin embargo, pueden lograrse mezclas estables (porcentaje de sedimentación inferior a 5%) añadiendo porcentajes pequeños de bentonita activada.

Para juzgar la viscosidad de una muestra se recomienda determinar el tiempo de paso por el cono Marsh. Este tiempo suele estar comprendido entre 32 y 55 segundos para el paso de un volumen de mezcla que llene totalmente, al comienzo de la prueba, el dispositivo normalizado de medida.

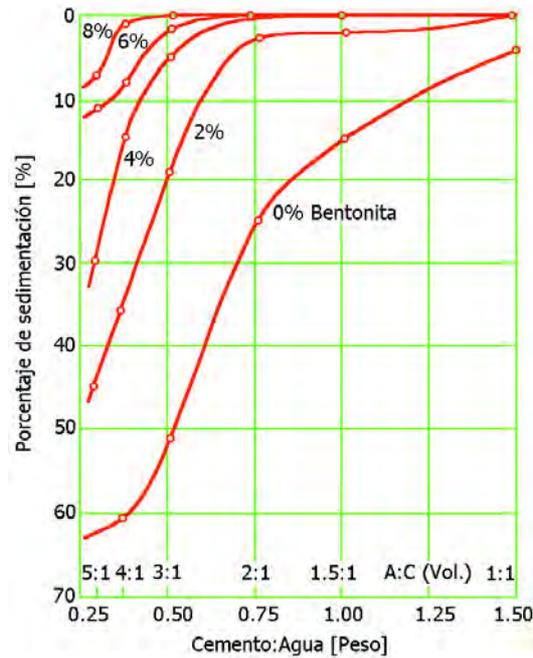


Figura 1. PORCENTAJE DE SEDIMENTACIÓN EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN CEMENTO/AGUA (Burgin, 1979).

En la Fig.2, se expresa, para diferentes composiciones de mezclas, el tiempo de paso (en segundos) por el cono Marsh. Tiempos de paso superiores a 55 segundos se consideran, en general, correspondientes a mezclas de excesiva viscosidad-rigidez para ser inyectadas. En dicha figura se refleja el tiempo de paso del agua por el cono Marsh, que corresponde al límite mínimo de viscosidad-rigidez. En la Fig. 3, se relacionan los tiempos de paso por el cono Marsh con la viscosidad plástica (expresada en centipoises) y con el límite de fluencia (en lb/pulgada²). Según esta figura, puede apreciarse, que para la mezcla de mayor aplicación (tiempos de paso por el cono Marsh comprendidos entre 35 y 50 segundos) hay una relación prácticamente lineal entre viscosidad en centipoises, determinada mediante viscosímetro de cilindros coaxiales, y la “viscosidad” Marsh. La relación entre la tensión de fluencia y el paso por el cono Marsh es, asimismo prácti-

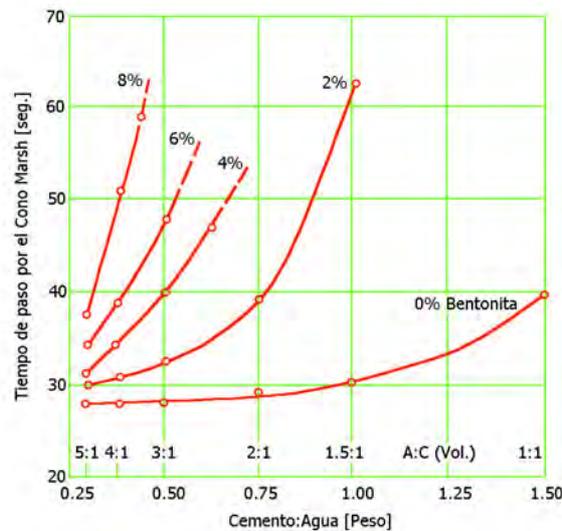


Figura 2. EFECTO DE LA RELACIÓN A:C Y DEL PORCENTAJE DE BENTONITA EN EL TIEMPO DE PASO POR EL CONO MARSH (Burgin, 1979).

camente lineal, excepto para pasos superiores a 50 segundos. Ello pone de manifiesto la importancia del ensayo en cono Marsh para controlar la calidad de las mezclas, y en especial para determinar la homogeneidad de sus características.

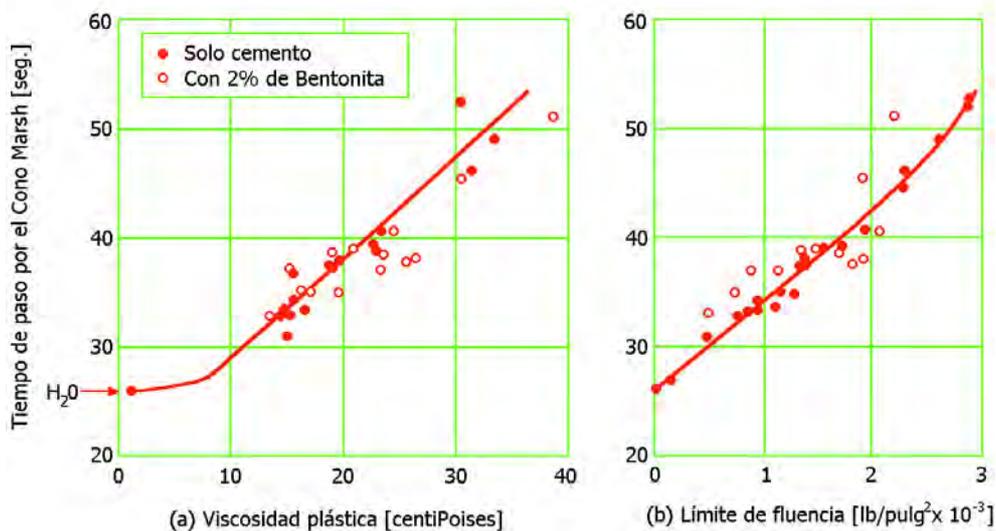


Figura 3. TIEMPO DE PASO POR EL CONO MARSH EN FUNCIÓN DE LA a) VISCOSIDAD PLÁSTICA b) LÍMITE DE FLUENCIA (Deere, 1982).

Las proporciones de una mezcla de inyección de cemento-bentonita, deben determinarse en laboratorio, deseablemente a partir de los materiales que realmente vayan a ser empleados en el tratamiento. Deberán determinarse la densidad y porcentaje de sedimentación de la mezcla (este último para comprobación de su estabilidad), y el tiempo de paso por el cono Marsh, el tiempo de fraguado, y la resistencia a compresión simple a 7, 14 y 28 días. Si bien este último parámetro no es determinante en inyecciones de impregnación, según Deere (1982) la resistencia a compresión simple de una mezcla a base de cemento no debe ser inferior a 90 Kp/cm² a 28 días. Sin embargo, incluso para inyecciones de consolidación del terreno se han empleado, con resultados plenamente satisfactorios, mezclas con resistencia de 15 Kp/cm² a los 28 días, Santos (1997).

En cualquier caso deberían hacerse dos series de ensayos, una en fase de diseño, para la cual se emplearán los materiales disponibles, y otra en obra con los materiales que se vayan a emplear. Con ello se conseguirá una buena "sensibilidad" respecto de la mezcla y sus propiedades al variar su composición, tanto por parte de los técnicos responsables del diseño, como por parte de los técnicos responsables de la ejecución. Por otra parte, hay que tener en cuenta que las propiedades de la mezcla pueden variar notablemente según el grado de subdivisión de las partículas sólidas y, en este sentido, el proceso y tiempo de mezclado y el madurado (hidratación) de la bentonita tienen gran repercusión en los resultados obtenidos, lo que hace especialmente importante la doble comprobación señalada, anterior al proceso de ejecución de la inyección.

2.2. DISOLUCIONES COLOIDALES DE SÍLICE

En aplicaciones de inyección sólo se utilizan silicatos alcalinos y en particular el silicato de sodio, que se comercializa en forma de disolución coloidal en agua. La sílice es un ácido débil y, en consecuencia, el silicato de sodio es básico. La precipitación como gel de silicato se produce por neutralización con ácidos o sales ácidas, estando el tiempo de gelificación directamente relacionado con las concentraciones de los reactivos utilizados en las disoluciones de partida.

Se ha cuestionado largamente la aptitud de los geles de silicato, para asegurar permanentemente las propiedades del medio inyectado.

Estas mezclas, antes de precipitar, se comportan como sólidos de Newton sin rigidez, por lo que existe proporcionalidad entre el caudal y la presión de inyección. No obstante se diferencian de las disoluciones verdaderas no coloidales en que su viscosidad aumenta con el tiempo tal y como refleja la Fig. 4, por lo que para mantener el mismo caudal durante todo el proceso de inyección hay que ir aumentando la presión de inyección. Si con el fin de acelerar el proceso de impregnación se inyecta la mezcla con caudales cada vez más importantes se corre el riesgo, debido al aumento de presión de inyección que este proceso entraña, de fracturar el terreno con lo que la mezcla penetra los poros del suelo a través de un proceso mixto de impregnación y fracturación (ver Fig. 5). Bajo el efecto de la presión de inyección se crean fracturas en forma de lentejones en el interior de la masa de suelo y la mezcla química impregna entonces los poros del suelo a través de estas fracturas.

El producir la fracturación hidráulica del terreno, cuando se están utilizando únicamente mezclas químicas de silicato y reactivo para impregnarlo, tiene el inconveniente de que las inclusiones creadas con la fracturación constituyen una superficie de debilidad para el terreno, por no mencionar también la alterabilidad de este tipo de mezcla cuando no impregna huecos de suelo. En efecto, se observa en laboratorio que, después de la gelificación, el sistema en estado puro evoluciona con el tiempo agrietándose al mismo tiempo que se expulsa agua (sinéresis). A este fenómeno se debe el defectuoso comportamiento de los geles puros. Sin embargo, cuando el gel contiene un esqueleto de suelo fino, la exudación de agua es prácticamente nula y el sistema mantiene su impermeabilidad.

De todo ello se deduce que un suelo de textura fina impregnado con mezclas a base de silicato será prácticamente estable en lo que se refiere a la mejora de sus propiedades, mientras que las inclusiones de gel de silicato que pueden generarse en su seno, si durante el proceso de impregnación se le fractura hidráulicamente, son intrínsecamente inestables. Por otro lado hay que tener en cuenta que en presencia de agua el gel puro, una vez formado, puede diluirse parcialmente con lo que disminuye su resistencia. En aplicaciones correctamente desarrolladas, este fenómeno se limita a la zona de contacto entre el suelo tratado y el agua y su influencia en el volumen de suelo inyectado es pequeña. Cosa que no ocurre en el caso de que se hayan formado lentejones de gel puro en la masa de suelo. Por ello no es recomendable tratar de acelerar el proceso de impregnación de un suelo aumentando la presión en boca de taladro si con ello se corre el riesgo de fracturarlo hidráulicamente.

Lógicamente, el contraste de caudales inyectados con o sin fracturación del terreno es muy acusado. Caron (1982) señala por ejemplo, que en el tratamiento de una arena fina, con permeabilidad del orden de 10^{-4} cm/seg, mediante geles de sílice, la condición de impregnación sin fractura exige la adopción de caudales de inyección del orden de 1 litro/minuto. Si para el mismo tipo de terreno y mezcla se aceptase la fracturación del terreno se podría ir a caudales cinco veces superiores.

2.3. MEZCLAS CON RESINAS

Este tipo de mezclas se preparan disolviendo en agua monómeros orgánicos tales como la acrilamida, el fenoplasto o el aminoplasto. Tal y como se indica en la Fig. 4 la viscosidad de estas disoluciones no se altera con el paso del tiempo hasta que se produce el fenómeno de polimerización. Hasta ese momento los caudales de inyección son estrictamente proporcionales a las presiones de inyección y puesto que la viscosidad de las mezclas es muy similar a la del agua pueden utilizarse para impregnar suelos con partículas muy finas, tales como arenas limosas o arcillosas y limos.

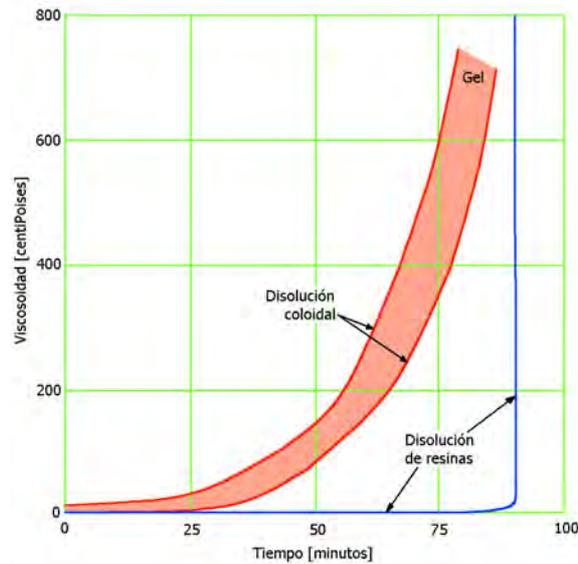


Figura 4. VARIACIÓN DE LA VISCOSIDAD CON EL TIEMPO EN SÓLIDOS DE NEWTON (Winterkon y Pamukcu,1991)

Con este tipo de mezclas podría fracturarse el terreno sin correr el riesgo de crear superficies de debilidad en su interior, pero esta práctica requiere considerable experiencia para evitar fugas incontroladas de productos de coste muy elevado. Por otro lado hay que tener en cuenta que la mayor parte de las resinas que pueden utilizarse en la impregnación del terreno tienen cierto grado de toxicidad lo que requiere un estudio muy cuidadoso de la contaminación que puede entrañar su uso en este tipo de tratamientos.

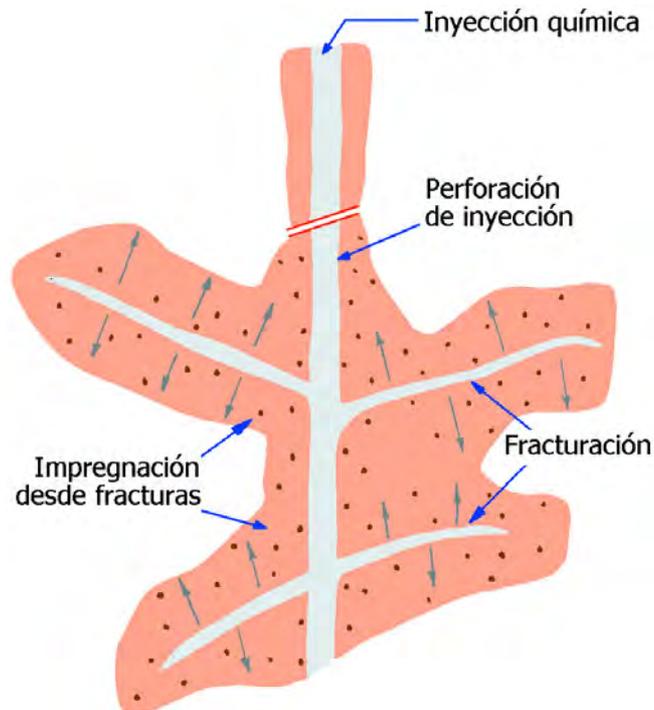


Figura 5. FRACTURACIÓN E IMPREGNACIÓN (Cron, 1982).

Las bases teóricas, con conceptos de Mecánica de la Fractura, para el uso de resinas epoxi especiales de alta viscosidad con el fin de inyectar a gran presión grietas o fisuras en macizos rocosos o estructuras de hormigón han sido establecidas por Planas et al. (2002). Si bien en este caso no se trata de inyecciones de impregnación, ya que producen desplazamientos en el interior del medio fisurado similares a los que pueden producir las inyecciones de fracturación, merece la pena comentar que analizando el proceso de inyección de grietas cerradas, los recién citados autores hallaron que, con caudal constante, se produce un aumento rápido de presión seguido de un máximo y un lento descenso a medida que aumenta el radio de la zona inyectada (ver Fig. 6). Dicho fenómeno de laminación de presiones se debe a deformaciones locales del medio fisurado, que no se ve afectado a distancias de unas pocas veces el radio de la zona inyectada. Este resultado puede extrapolarse a las inyecciones por fracturación que se comentan a continuación.

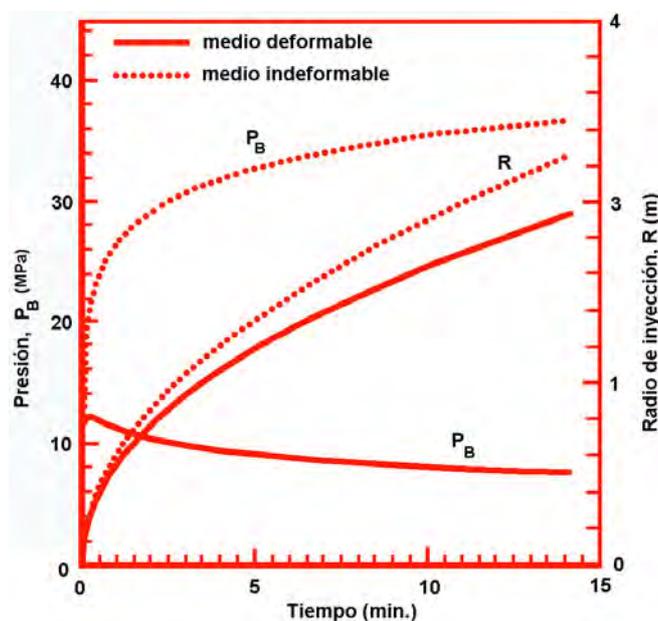


Figura 6. COMPARACIÓN DE LA EVOLUCIÓN DE LA PRESIÓN Y RADIO DE LA ZONA INYECTADA (Planas et al., 2002)

3. Inyecciones por fracturación

Desde mediados de los años setenta se ha estudiado y desarrollado en España la posibilidad de aplicar, a través de tubos de plástico o de acero equipados con manguitos de inyección, una fracturación hidráulica sistemática y controlada del terreno, empleando lechadas estables de cemento para mejorar sus propiedades mecánicas. El uso correcto de esta técnica, que puede aplicarse a cualquier tipo de suelo y roca blanda (desde suelos granulares gruesos a arcillas de alta plasticidad y desde rocas ígneas descompuestas hasta margas arcillosas) asegura movimientos no superiores a dos o tres milímetros en construcciones o servicios existentes en el entorno de la inyección. Las publicaciones extranjeras, especialmente británicas, de la década de los noventa se han referido a aplicaciones de este tipo de inyecciones. Bell (1992), aunque sin reflejar el grado de sistematismo y el ámbito de aplicaciones que se ha alcanzado en nuestro país con la técnica de inyecciones armadas. Dicha técnica aparece también reflejada en la ROM 0.5-94 "Recomendaciones Geotécnicas para la Ejecución de Obras Marítimas y Portuarias" como uno de los métodos aceptables, válido para incrementar la capacidad geotécnica de los suelos.

3.1. PRINCIPIOS DE LA TÉCNICA

Como ya se ha comentado anteriormente está basada en la técnica de los tubos de manguitos que permite la multiplicación de fases de tratamiento, a profundidades prefijadas, sin necesidad de reperforaciones ya que dichos tubos actúan como válvulas antiretorno.

Para llevar a cabo el tratamiento es necesario perforar primeramente el taladro de inyección y estabilizar sus paredes mediante entubación o lodo de perforación. A continuación se introduce en su interior el tubo de manguitos que se sella al terreno mediante una lechada de mortero (gaine) a medida que se retira la entubación o se desplaza el lodo de perforación. El objetivo de esta mezcla de sellado es el de impedir que la lechada estable de cemento, que después se inyectará, circule a lo largo del sondeo entre el tubo de manguitos y el terreno. Por lo tanto su composición debe ser cuidadosamente estudiada de manera que se pueda romper radialmente bajo presión, una vez fraguada, para permitir el acceso de la lechada de inyección al terreno (ver Fig. 7).

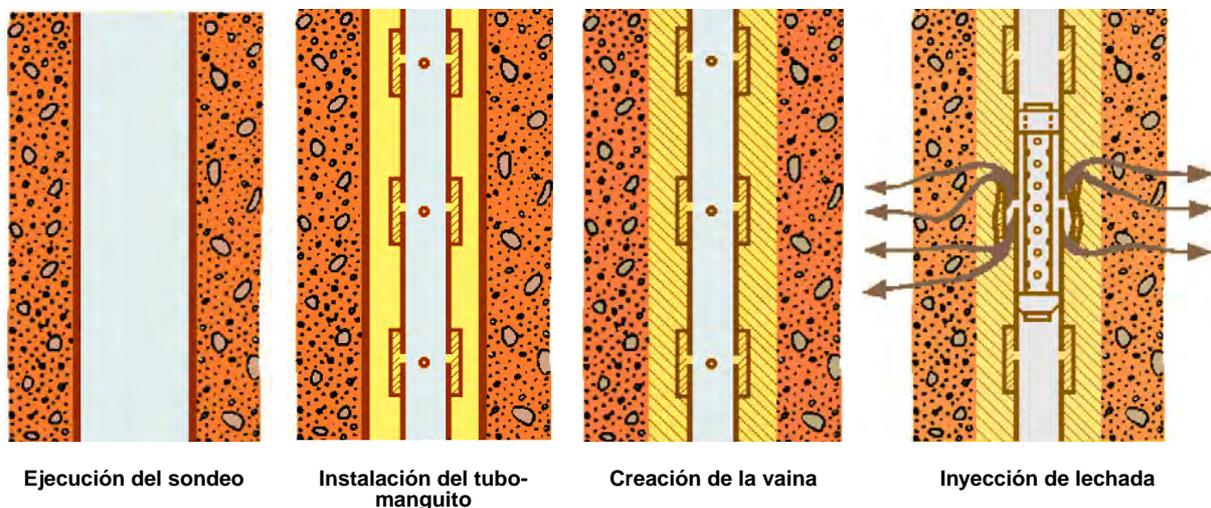


Figura 7. PRINCIPIO DEL TUBO-MANGUITO Y DE LA INYECCIÓN CON DOBLE OBTURADOR.

El tubo de manguitos consiste en un tubo metálico o de PVC con pequeños agujeros perforados cada 50 cms para dar salida a la lechada que se pretende inyectar. Dichos agujeros están cubiertos por manguitos de goma que los presionan firmemente y que ceden únicamente bajo presión actuando como válvulas antiretorno que vuelven a su posición inicial cuando se les quita la presión.

Una vez elegido el manguito que se desea inyectar, se aísla del resto de manguitos mediante dos obturadores, tal y como se indica en la Fig. 7, creándose de esta manera una cámara cerrada en el entorno de dicho manguito con la salida antiretorno previamente descrita.

El método presenta numerosas ventajas: Por un lado permite repetir la inyección tantas veces como se quiera de un tramo aumentando progresivamente la presión de inyección y disminuyendo la viscosidad de la lechada, y por otro lado permite independizar completamente los trabajos de inyección de la perforación de los taladros, con las ventajas que esto entraña para la organización del tratamiento y uso de la planta de inyección.

La Fig. 8 muestra, esquemáticamente, el progreso, a lo largo de las diferentes fases de inyección de un manguito, por fracturación hidráulica, de la introducción de lenguas de lechada en el terreno. En principio, si el medio que recibe la inyección se supone homogéneo e isótropo, la fracturación se producirá en cada caso perpendicularmente a la dirección de menor presión efectiva. De este modo, si inicialmente las presiones horizontales en el terreno son mínimas y las verticales máximas, comenzarían a formarse lenguas verticales que irían inclinándose y pasando a lenguas

horizontales a medida que las presiones fueran creciendo hasta superar la presión vertical inicial. Se ha de tener en cuenta, tal y como se ha comentado al final del capítulo anterior, que el desarrollo de estas inclusiones produce deformaciones en un entorno del área directamente afectada, pues estas últimas disminuyen rápidamente al alejarse de la inclusión forzada en el terreno. Esta circunstancia es la que permite adoptar presiones de tratamiento muy superiores a la presión geostática siempre que se controle tanto el volumen inyectado, como el caudal de inyección. Entre fases sucesivas de inyección, la lechada previamente forzada en el terreno fragua y endurece, lo que determina una rápida reducción de las presiones generadas en el dominio del terreno afectado por la fracturación.

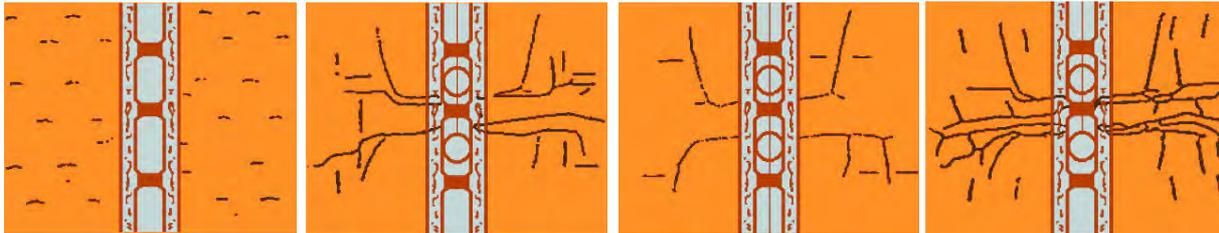


Figura 8. ESQUEMA DE LAS FASES DE INYECCIÓN POR FRACTURACIÓN HIDRÁULICA (Santos et al., 2000).

A medida que progresa el número de fases de tratamiento van creciendo las ramificaciones de mezcla endurecida en el terreno, conduciendo, por interferencia entre los radios de acción de tubos adyacentes del tratamiento, a una vertebración del medio tratado, en la forma que refleja la Fig. 9, lo que asegura el “cierre” de las fracturas preexistentes o generadas en el entorno.

Cuando se utilizan tubos manguitos de acero (inyecciones armadas) el terreno queda mejorado a través de tres procesos simultáneos pero diferenciados, Santos et.al. (2000):

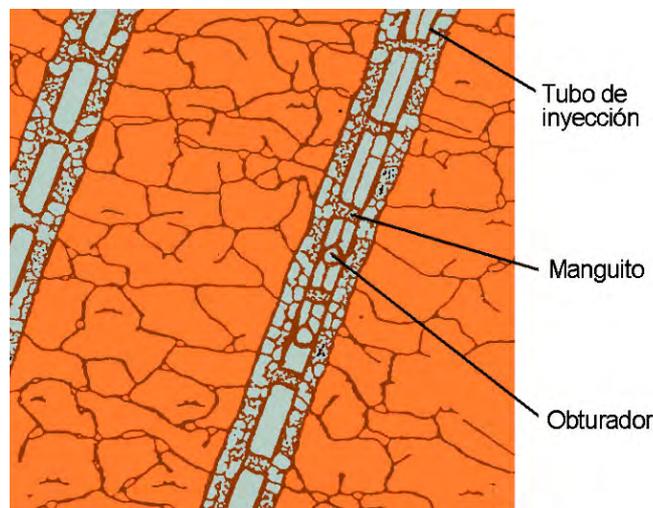


Figura 9. VERTEBRACIÓN DEL TERRENO INYECTADO POR FRACTURACIÓN HIDRÁULICA (Santos et al., 2000).

- Vertebración, por inclusiones coalescentes, fraguadas y endurecidas, de lechada de cemento estable.
- Bulonado o claveteado del dominio de terreno tratado, por medio de los propios tubos de acero dotados de manguitos, que quedan solidarizados al terreno.
- Consolidación de los subdominios de terreno incluidos entre lenguas de lechada inicialmente fluida y sometida a presiones variables.

Como es lógico, se requiere elaborar un auténtico proyecto de inyección basado en un meticuloso estudio del terreno, que defina sus condiciones previas de resistencia, deformabilidad y permeabilidad. En primer término, el proyecto ha de establecer los volúmenes espaciales a tratar, así como la configuración más idónea de los tubos de tratamiento que acceden a estos volúmenes y que servirán después para su inyección y armado. En estas condiciones se comprende que, en general, no será necesaria ni aconsejable la verticalidad de los tubos, lo que facilita, en base a la técnica, el tratamiento del terreno bajo construcciones, sin acceder a ellas. Asimismo, y en función de las condiciones mínimas finales de resistencia y deformabilidad a conseguir en el terreno tratado, se han de definir los parámetros de estabilidad, viscosidad (tiempo de paso por el cono Marsh), tiempo de fraguado y rigidez y resistencia de las mezclas, así como las presiones finales de tratamiento por manguito.

Dada la imposibilidad práctica de prever la configuración y el progreso de las inclusiones de lechada, se ha de establecer, continuamente y en paralelo con el tratamiento, la medición de movimientos verticales y horizontales, con precisión no inferior al medio milímetro, en puntos estratégicamente situadas en las construcciones adyacentes al área a tratar. En este sentido, y con independencia de la instalación de dispositivos automáticos de adquisición de datos, el uso de reglas con divisiones en milímetros, adheridas a los paramentos de las estructuras y controladas topográficamente constituye un método auxiliar muy valioso.

3.2. ESTIMACIÓN DE LA MEJORA EN RESISTENCIA

Prescindiendo de los efectos beneficiosos que, a efectos de resistencia, siempre tienen la vertebración del terreno mediante lenguas de mezcla endurecida y su bulonado cuando se utilizan tubos de acero, puede utilizarse la teoría de Estado Crítico para estimar las mejoras que experimentan la cohesión aparente c' del terreno y su resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje c_u una vez tratado con inyecciones por fracturación.

En la Fig. 10 se ilustra el efecto de sobreconsolidación que, sobre un punto del terreno inicialmente caracterizado por un índice de poros e_1 y una presión efectiva vertical σ'_v , tiene una inyección por fracturación hidráulica que reduzca el índice de poros hasta un valor e_2 y en la que se haya alcanzado en el manguito correspondiente una presión de cierre p_e (presión estática con el manguito abierto y caudal de inyección casi nulo). La presión p en la boca del taladro correspondiente a dicho valor de cierre en el manguito será $p = p_e + \gamma_w h_w$, siendo γ_w el peso específico del agua y representando h_w la diferencia de cotas entre el nivel freático y el punto de ubicación del manguito.

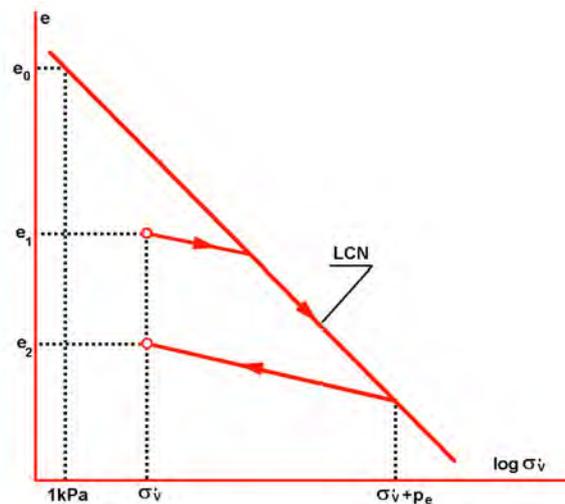


Figura 10. SOBRECONSOLIDACIÓN DEL TERRENO PRODUCIDA POR INYECCIONES CON FRACTURACIÓN HIDRÁULICA.

Según dicha teoría la cohesión aparente c' de un suelo sobreconsolidado y su resistencia al esfuerzo cortante c_u vienen dadas en función de su índice de poros e y por las siguientes expresiones:

$$c' = 10^{\frac{e_r - e}{C_c}} (\text{tg } \phi'_c - \text{tg } \phi) \quad (2)$$

$$c_u = 10^{\frac{e_r - e}{C_c}} \text{tg } \phi'_c \quad (3)$$

donde

e_r representa la ordenada de la línea de estado crítico en el plano (e, \log, ϕ'_v) correspondiente a $\phi'_v = 1$ kPa.

C_c es el índice de compresión del suelo determinado en el edómetro.

ϕ'_c es el ángulo de rozamiento crítico del suelo.

ϕ es el ángulo de rozamiento aparente del suelo.

Dependiendo del tipo de suelo de que se trate, se pueden contemplar los casos que se indican a continuación.

3.2.1. Suelos sobreconsolidados

En este caso basta, para estimar la mejora experimentada por el terreno, con determinar en el edómetro la curva de compresión noval y de descarga del suelo antes de ser tratado. En efecto, llamando c'_1 y c'_2 a las cohesiones aparentes del terreno antes y después de la inyección, se tiene:

$$c'_1 = 10^{\frac{e_r - e_1}{C_c}} (\text{tg } \phi'_c - \text{tg } \phi) \quad (4)$$

$$c'_2 = 10^{\frac{e_r - e_2}{C_c}} (\text{tg } \phi'_c - \text{tg } \phi) \quad (5)$$

Dividiendo miembro a miembro ambas ecuaciones:

$$\frac{c'_2}{c'_1} = 10^{\frac{e_1 - e_2}{C_c}} \quad (6)$$

siendo el numerador del exponente una función de las siguientes variables:

$$e_1 - e_2 = f(e_1, \phi'_v, p_e, e_o, C_c, C_s) \quad (7)$$

e_o es el índice de poros en la curva de compresión noval correspondiente a $\phi'_v = 1$ kPa

C_s es el índice de entumecimiento del suelo sin tratar

Dicha función adopta la siguiente expresión:

$$e_1 - e_2 = \frac{C_c - C_s}{C_c + C_s} (e_o - e_1) + (C_c - C_s) \log (\phi'_v + p_e) - C_c \frac{C_c - C_s}{C_c + C_s} \log \phi'_v \quad (8)$$

Para obtener la mejora experimentada por el parámetro c' puede sustituirse en la ec. (6) esta última expresión, en la que interviene la presión de cierre del manguito, o estimar directamente $e_1 - e_2$ teniendo en cuenta la admisión de lechada durante el proceso de inyección.

Siguiendo el mismo procedimiento para estimar, partiendo de la ec. (3), la mejora experimentada por la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje se obtiene:

$$\frac{C_{u2}}{C_{u1}} = 10^{\frac{e_1 - e_2}{C_c}} \quad (9)$$

Resultando así que, una vez estimada la diferencia $e_1 - e_2$, por alguno de los dos procedimientos indicados anteriormente, se puede aplicar a la resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje c_u el mismo factor de mayoración hallado previamente para la cohesión aparente.

3.2.2. Suelos normalmente consolidados

La expresión, análoga a la ec. (9) que proporciona para este tipo de suelos la mejora experimentada por su resistencia al esfuerzo cortante sin drenaje es:

$$\frac{C_{u2}}{C_{u1}} = \left(\frac{\sigma'_v + p_e}{\sigma'_v} \right)^{\frac{C_c - C_s}{C_c}} \quad (10)$$

Dado que estos suelos antes de ser sobreconsolidados por el proceso de inyección tienen una cohesión aparente nula no puede utilizarse una expresión similar a la ec. (6) para estimar la mejora experimentada por este parámetro, siendo necesario recurrir a la ec. (2) para obtener directamente su valor. Para ello habría que sustituir en dicha ecuación el valor de e dado por la siguiente expresión:

$$e = e_1 - (C_c - C_s) \log \frac{\sigma'_v + p_e}{\sigma'_v} \quad (11)$$

3.2.3. Estimación de parámetros

Para una primera estimación de la mejora en resistencia de los diferentes tipos de suelo puede entrarse en las ecuaciones anteriores con los siguientes valores de C_c , C_s y e , Schofield y Wroth (1968):

$$C_c = 1.35 \frac{I_p}{100} \quad (12)$$

$$0.2 \leq \frac{C_s}{C_c} \leq 0.5 \quad (13)$$

$$e = 0.25 + C_c \log 15000 \quad (14)$$

3.3. ESTIMACIÓN DE LA MEJORA EN RIGIDEZ

Habida cuenta del efecto escala introducido por las inclusiones de lechada en el terreno, los ensayos de laboratorio sobre muestras intactas no parecen los más idóneos para determinar las propiedades mecánicas de deformabilidad de una masa de terreno tratada con inyecciones

de fracturación. De ahí que normalmente se recurra a ensayos estáticos de tipo presiométrico o dilatométrico (Fig. 11) o más frecuentemente a ensayos dinámicos de tipo “cross-hole” (Fig. 12) o de propagación de ondas superficiales (Fig. 13).

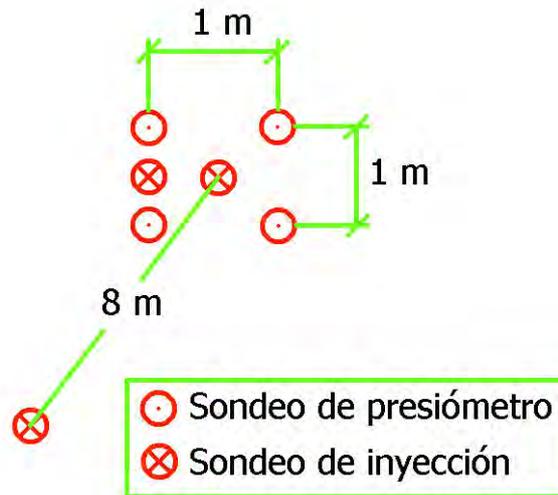


Figura 11. ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS EN PRUEBAS DE INYECCIÓN (Santos y Cuéllar, 2000).



Figura 12. COMPROBACIÓN DEL EFECTO DE LA INYECCIÓN MEDIANTE ENSAYOS *CROSS-HOLE* (Santos y Cuéllar, 2000).

En el caso del “cross-hole” es muy importante asegurar que la disposición de los taladros de emisión y escucha se sitúan en alineación perpendicular al plano o planos de los tubos de tratamiento, cuando estos sean metálicos, de modo que la elevada velocidad de transmisión de las ondas en acero no enmascare la velocidad de propagación en el terreno. Asimismo, para evitar la influencia de la posible presencia de agua freática, se recurre habitualmente a la determinación de las velocidades de propagación de las ondas de cortante, V_s , antes y después del tratamiento. El cuadrado de la relación entre estas velocidades refleja aproximadamente

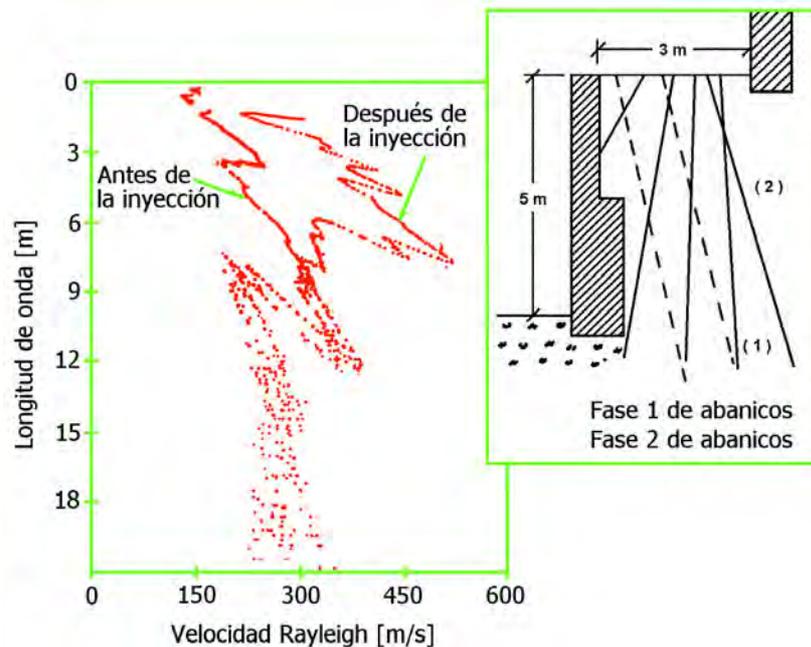


Figura 13. COMPROBACIÓN DEL EFECTO DE INYECCIONES MEDIANTE ONDAS SUPERFICIALES (Cuéllar, 2000).

la relación entre módulos dinámicos de rigidez transversal, que a su vez es una estimación adecuada de la relación entre los correspondientes módulos estáticos.

Los ensayos presiométricos o dilatométricos y geofísicos reflejan la evolución del terreno por vertebración debida a las inclusiones de lechada. El efecto complementario del bulonado suele adoptarse como margen adicional de seguridad si bien puede determinarse su influencia realizando pruebas de carga similares a las que se comentan a continuación.

En el marco de un programa de I+D patrocinado por la Dirección General de Obras Hidráulicas, el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX ensayó con cargas verticales de hasta 800 T las dos zapatas de $2\text{ m} \times 2\text{ m} \times 1.5\text{ m}$ de espesor esquematizadas en la Fig. 14: una en terreno natural, constituida por una marga arcillosa sobreconsolidada y la otra en el mismo tipo de terreno una vez inyectado por fracturación con presiones de cierre en los manguitos de 7 atmósferas (ver alzado con distribución de taladros en Fig. 15). Como sistema de reacción para aplicar la carga vertical sobre ambas zapatas se utilizaron cuatro anclajes en cada una de ellas que se dispusieron tal y como se indica en la Fig. 16.

Los valores representativos de la velocidad de propagación de las ondas tangenciales obtenidas bajo las zapatas mediante ensayos "cross-hole" fueron de 950 m/seg para la zapata tratada y de 450 m/seg para la zapata sin tratar. Por otro lado los ensayos presiométricos realizados arrojaron valores medios de 76 MPa (zapata tratada) y 21 MPa (zapata sin tratar). De estos valores se desprende un módulo presiométrico tras el tratamiento entre 2 y 4 veces el módulo presiométrico inicial del terreno sin influencia del "claveteo" introducido por los tubos de inyección. Dicho aumento es congruente con el hecho de que se duplicase la velocidad de propagación de las ondas tangenciales después del tratamiento, tal y como reflejan los resultados de los ensayos cross-hole previamente comentados.

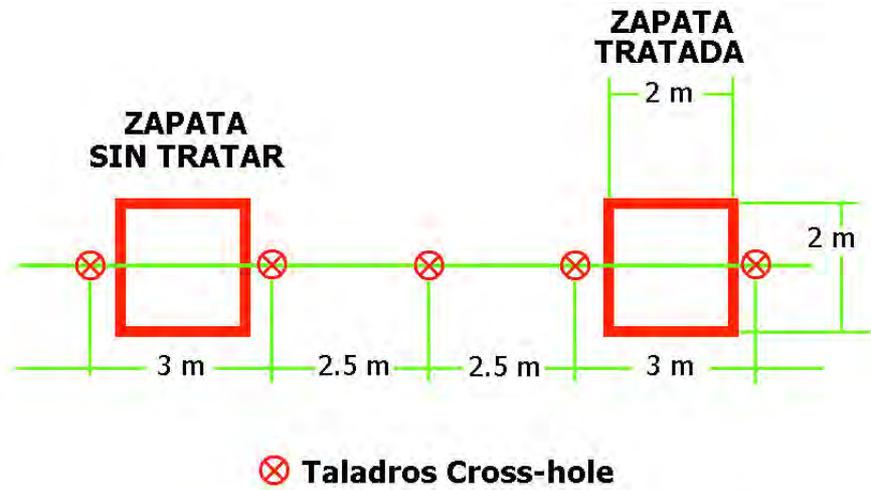


Figura 14. DISPOSICIÓN DE ZAPATAS PARA ENSAYOS DE CARGA (Santos y Cuéllar, 2000).

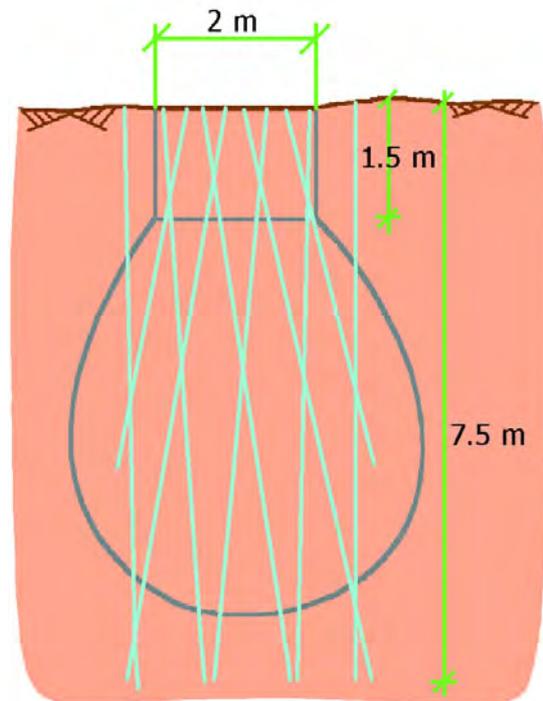


Figura 15. DISTRIBUCIÓN DE TALADROS DE INYECCIÓN EN UNA ZAPATA (Santos y Cuéllar, 2000).



Figura 16. ANCLAJES Y GATOS DE 200T UTILIZADOS EN LAS PRUEBAS DE CARGA SOBRE ZAPATAS.

En las Figuras 17 y 18 se han representado los diagramas tensión-asiento medio obtenidos en los ensayos de carga realizados en ambas zapatas incorporando el efecto de “claveteo” debido a la existencia de los tubos metálicos de inyección. Del estudio comparativo de ambos diagramas puede apreciarse que:

- 1° Los asientos, bajo igual tensión, en la zapata no tratada cambian de orden de magnitud (son aproximadamente diez veces mayores) respecto de los medidos en la zapata apoyada sobre el terreno tratado.
- 2° En los ciclos de carga y descarga correspondientes a la zapata apoyada sobre el terreno no mejorado por inyecciones armadas se manifiestan asientos no recuperables que llegan a hacerse mínimos después del tratamiento. Esto conduce por tanto a un comportamiento esencialmente elástico del terreno tratado, incluso bajo una sollicitación vertical de 2 MPa.

Teniendo además en cuenta el resultado de los ensayos presiométricos que ha permitido cifrar en el entorno de cuatro el factor por el que hay que multiplicar el módulo de deformación del terreno natural para obtener el módulo del terreno una vez mejorado sin tener en cuenta el efecto de claveteo, puede estimarse en 2.5 (diez dividido por cuatro) el factor multiplicador con el que el tubo metálico de inyección, dejado inmerso en el terreno tratado, ha contribuido en este caso concreto a mejorar la rigidez del terreno natural.

4. Casos de inyecciones por fracturación hidráulica en los que ha intervenido el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX

Se comentan a continuación los casos en los que ha intervenido el Laboratorio de Geotecnia en los últimos años proyectando y controlando inyecciones por fracturación hidráulica con el fin de resolver patologías concretas.

Como ejemplo de la utilización de la técnica para eliminar los empujes sobre muros cuya estabilidad está comprometida cabe mencionar la estabilización de uno de los muros de acceso al Palacio de la Moncloa (ver Fig. 19) que se consiguió actuando únicamente sobre el relleno de su trasdós. En este caso se cuidó especialmente la distribución de los taladros de inyección con el fin de no afectar a las raíces de los árboles plantados en el trasdós del muro.

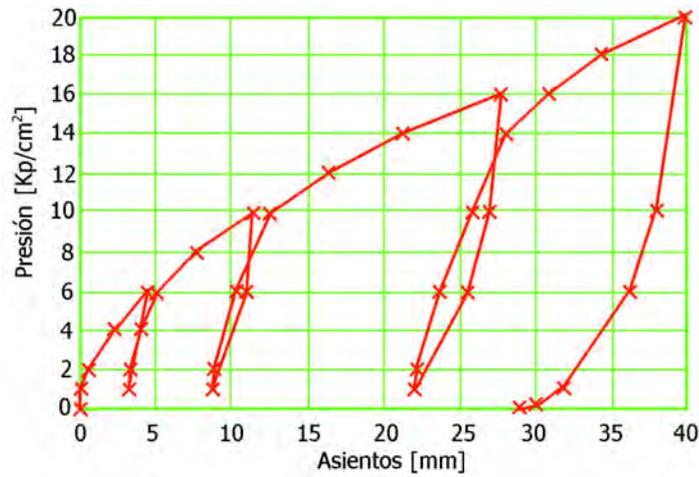


Figura 17. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA EN LA ZAPATA SOBRE TERRENO NO TRATADO (Santos y Cuéllar, 2000).

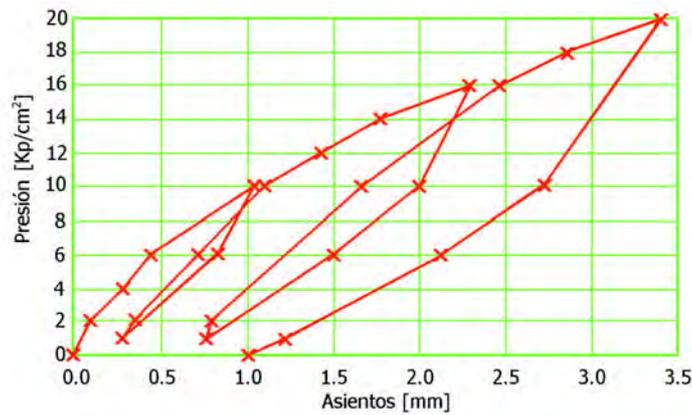


Figura 18. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CARGA EN LA ZAPATA SOBRE TERRENO TRATADO (Santos y Cuéllar, 2000).

Las características de las inyecciones armadas permiten evitar la necesidad de enlazar estructuralmente los elementos portantes de la construcción con los elementos de recalce como sucede con otras técnicas. De hecho se plantean “sólidos” inyectados que, por sus características mecánicas de resistencia y deformabilidad y por su geometría son adecuados para transmitir cargas desde pilares, muros o contrafuertes hasta un suelo firme adecuado. El tratamiento de estos volúmenes o sólidos, que engloban terreno y cimientos, se puede realizar desde el exterior de la construcción o bien desde su interior. La Fig. 20 muestra una instantánea en la ejecución de los trabajos de recalce del claustro del Ministerio de la Presidencia dentro del complejo de la Moncloa en la que aparecen las máquinas de perforación de los taladros situadas en el interior del claustro.

En el caso de edificios cimentados en la coronación de laderas inestables, el tratamiento permite el recalce localizado de la zona de apoyo del edificio así como el de las zonas de ladera que más pueden afectar su deslizamiento. En la Fig. 21 se esquematizan en planta los abanicos de tratamiento utilizados como contrafuertes en la estabilización del Parador Nacional de Turismo de Carmona. Dichos abanicos afectan tanto al bloque superior de calcarenitas, desplazado anteriormente por un terremoto, sobre el que se apoya directamente el Parador, como a los niveles de arenas y arcillas margosas que existen en la ladera sobre la que está situado el edificio. Los contrafuertes de refuerzo se diseñaron teniendo en cuenta el tipo de patología local que presentaba cada zona del Parador.



Figura 19. ESTABILIZACIÓN DE UN MURO DE ACCESO AL PALACIO DE LA MONCLOA (Martínez, 1998a).



Figura 20. RECALCE DEL CLAUSTRO DEL MINISTERIO DE LA PRESIDENCIA EN EL COMPLEJO DE LA MONCLOA (Martínez, 1998b).

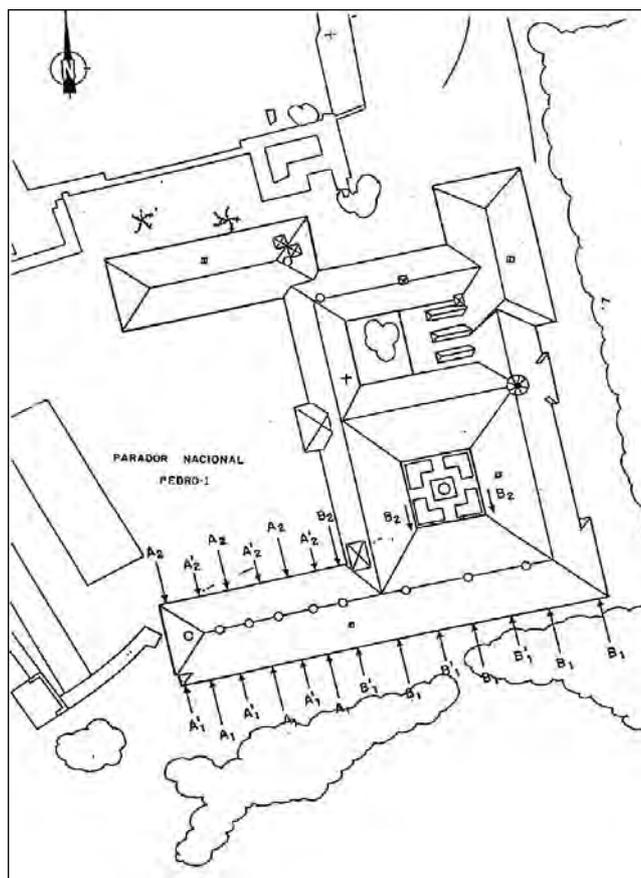


Figura 21. ABANICOS DE INYECCIÓN UTILIZADOS EN EL RECALCE Y ESTABILIZACIÓN DEL PARADOR DE TURISMO DE CARMONA (Cuéllar et.al., 2000).

En el caso de excavaciones junto a edificios ya existentes se puede tratar el subsuelo de la medianería hasta sobrepasar el nivel de vaciado, que por otra parte puede ejecutarse sin bataches, a plomo con el límite de medianería o de su cimentación. La Fig. 22 muestra el tipo de contrafuertes que una vez ejecutados permitieron realizar un vaciado de paredes verticales junto a los soportales de la plaza de Carlos Castel, en el centro de la ciudad de Teruel.

En lo que se refiere a la regeneración de zonas urbanas afectadas por las obras de instalación de servicios o por fugas en las conducciones de abastecimiento de aguas y saneamiento, la técnica permite tratar localmente el terreno mejorando las condiciones de apoyo y el relleno de las instalaciones. Es asimismo compatible con los trabajos de inspección que en todo momento permitan comprobar que estas últimas no se vean afectadas por el proceso de inyección. Las Figs. 23 y 24 muestran los abanicos de inyección con los que se han tratado problemas locales que surgieron en las instalaciones adyacentes al colector de la Ronda Sur de Valencia.

En obras portuarias esta técnica ha sido propuesta por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para el recalce del Muelle Sur del Puerto de Gandía, Olalla (1994).

Finalmente, cabe comentar que la técnica de inyección por fracturación hidráulica con mezclas estables de cemento permite mejorar las propiedades resistentes de zonas singulares con la ventaja adicional de que una vez definido geoméricamente el "sólido" a inyectar, se puede ejecutar el tratamiento de terraplenes o estribos, lateralmente, sin necesidad de interrumpir el tráfico viario, Cuéllar (1999).

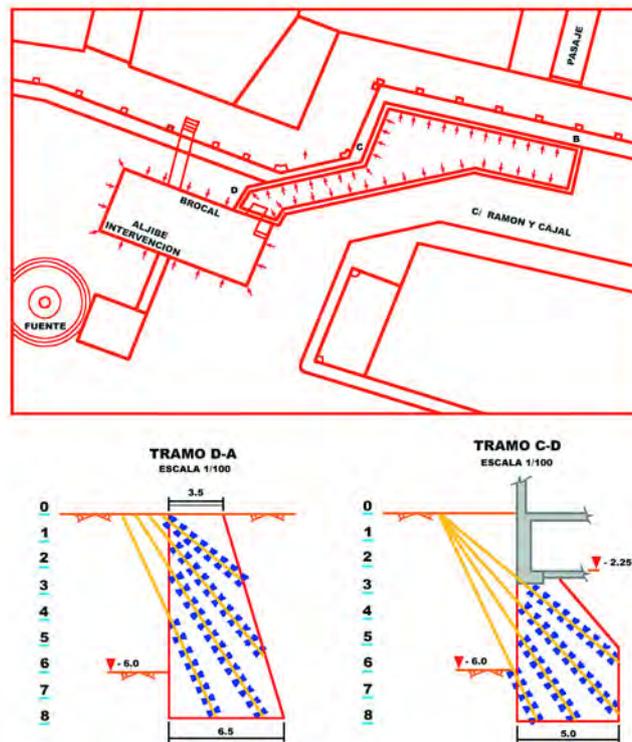


Figura 22. TRATAMIENTO QUE HA PERMITIDO UNA EXCAVACIÓN A PLOMO EN LA PLAZA DE CARLOS CASTEL DE HUESCA (Santos, 2000).

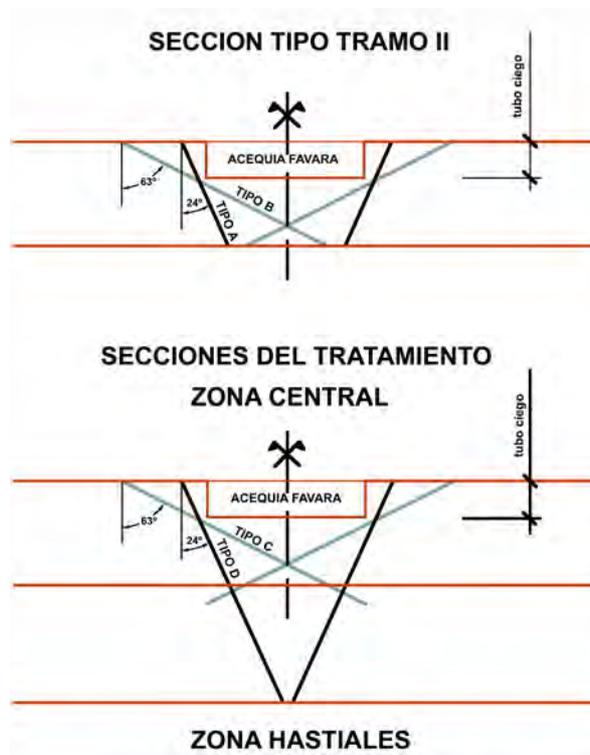


Figura 23. RECALCE DE UNA ACEQUIA SOBRE EL COLECTOR DE LA RONDA SUR DE VALENCIA (Moreno y González,2002).

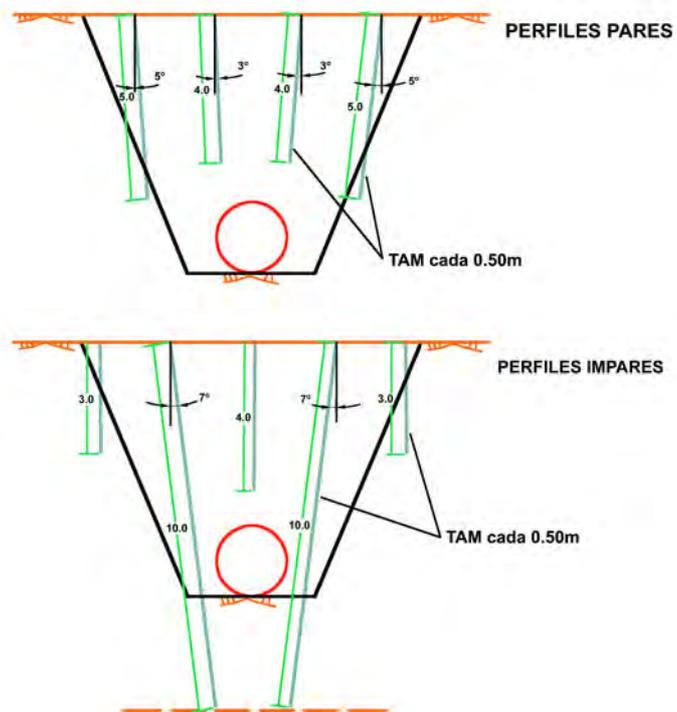


Figura 24. MEJORA DEL RELLENO Y CIMENTACIÓN DE UNA TUBERÍA SOBRE EL COLECTOR DE LA RONDA SUR DE VALENCIA (Moreno y González, 2002).

Referencias bibliográficas

AENOR (2001) *Inyección en Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales*, ed.AENOR, Madrid, pp:343-395.

BELL, A. L. (1992) *Grouting in the ground*, Thomas Telford ed., London.

BURGIN, C. R. (1979) *Investigation of the Physical Properties of Cement-Bentonite Grouts for Improvement of Dam Foundations*, Master of Science Thesis, University of Florida.

CARON, C. (1982) *The state of grouting in the 1980's*, Grouting in Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, New York. pp:346-358.

CUÉLLAR, V., MARTÍNEZ, J. M., SANTOS, A. & SOLA, P. (2000) *Partial underpinning of the Parador of Carmona through use of reinforced grouting*, Grouting Soil Improvement. Geosystems Including Reinforcement, Hans Rathmayer ed., Finnish Geotechnical Society, Helsinki, pp: 251-257.

CUÉLLAR, V. (1997) *Geotechnical applications of the spectral analysis of surface waves*. Modern Geophysics in Engineering Geology, Special Publication No. 12 of the Geological Society of Engineering Geology, London, pp: 53-62.

CUÉLLAR, V. (1999) "Improvement of transition zones for high velocity railroad lines", Proc. 12th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 3, pp: 1693-1699.

DEERE, D.V. (1982) *Cement-bentonite grouting for dams*, Grouting in Geotechnical Engineering, American Society of Civil Engineers, New York, pp: 279-300.

MARTÍNEZ, J. M. (1998 a) *Reconocimiento geotécnico y estudio de patología estructural para el apoyo de estabilización de un muro de contención de tierras en el recinto del Palacio de la Moncloa*, Informe del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para Ministerio de la Presidencia, Madrid.

MARTÍNEZ, J. M. (1998 b) *Estudio de patologías e informe geotécnico necesario para el proyecto de estabilización del claustro del edificio INIA*, Informe del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para Ministerio de la Presidencia, Madrid.

MORENO, J. & González, J. (2001) *Reparación de la Ronda Sur (Valencia). Recomendaciones de ejecución*, Informe del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Fomento, Madrid.

OLALLA, C. (1994) *Refuerzo de la cimentación del muelle sur del puerto de Gandía (Valencia)*, Informe del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para el Ente Público Puertos del Estado, Madrid.

PLANAS, J., FATHY, A. M. & ROJO, J. L. (2002) "Fundamentos de la inyección con resinas de grandes macizos fisurados", Congreso de Reparación y Rehabilitación de Presas, SEPREM, Madrid.

SANTOS, A. (1997) *Inyecciones de impregnación y de fracturación*, Curso sobre Técnicas Generales de Refuerzo del Terreno y sus Aplicaciones, CEDEX, Ministerio de Fomento, Madrid.

SANTOS, A. & CUELLAR, V. (2000) *Mechanical improvement of an argillaceous marl through cement-based reinforced grouting*, Grouting Soil Improvement. Geosystems Including Reinforcement, Hans Rathmayer ed., Finnish Geotechnical Society, Helsinki, pp: 287-293.

SANTOS, A. , MARTÍNEZ, J. M., GARCÍA, J. L. & GARRIDO, C. (2000) *Sistema de mejora prefijada del terreno compatible con movimientos milimétricos del entorno*, Libro Homenaje a José Antonio Jiménez Salas. Geotecnia en el año 2000, Ministerio de Fomento, Madrid, pp: 217-225.

SCHOFIELD, A.N. & WROTH, C.P. (1968) *Critical State Soil Mechanics*, McGraw-Hill, London

WINTERKON, H.F. & PAMUKCU, S. (1991) *Soil stabilization and grouting*, Foundation Engineering Handbook, Van Nostrand, New York, pp: 317-369.

■ Análisis teórico de las inyecciones de compensación

César SAGASETA MILLÁN

CATEDRÁTICO DE INGENIERÍA DEL TERRENO
E.T.S. DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA

1. Introducción

Las inyecciones de compensación tienen un uso creciente para reducir asentamientos asociados a la construcción de túneles. El número de casos de aplicación crece continuamente, por la necesidad de limitar las deformaciones inducidas por la excavación en áreas urbanas. Ejemplos de ello han sido los trabajos realizados en la última década en conexión con obras de Metro en Londres (Jubilee Line), Madrid (Sola y Monroe, 2000) y Lisboa (Schweiger y Falk, 1998). A lo largo de la presente Jornada tendremos ocasión de asistir a presentaciones de los casos más recientes.

Este gran desarrollo del método ha permitido aumentar progresivamente su eficacia y eliminar aspectos no deseados, optimizando su aplicación de modo que los efectos se produzcan en la cuantía y distribución precisas, sin afectar a otras zonas. Sin embargo, la investigación básica sobre el proceso ha recibido menos atención, y en general los avances se basan en la experiencia anterior, y van por delante del conocimiento de los fenómenos involucrados. En particular, no hay muchos estudios publicados sobre la predicción teórica de las pautas de deformación alrededor de los puntos de inyección. Pueden destacarse en este sentido los estudios contenidos en Tesis Doctorales en Karlsruhe (Kudella, 1994), Cambridge (Lee, 2001; Au, 2001), Graz (Gollegger, 2001; Kummerer, 2003), o en España las de Domínguez (2001) y González (2002).

En esta comunicación se comentan algunos aspectos relevantes de este análisis teórico.

2. Tipos de inyección

En el pasado, se han utilizado dos tipos de técnicas: inyecciones de compactación ('compaction grouting') y de fracturación ('fracture grouting') (Figura 1). Ambas pueden aplicarse como inyecciones de compensación (Mair, 1994).

En las inyecciones de compactación, se inyecta un mortero de alta viscosidad, que desplaza el terreno circundante sin penetrar en sus huecos. Se forma así un bulbo de mortero de tamaño creciente, y en los primeros estadios el terreno de alrededor se compacta, especialmente en el caso de suelos flojos. Al proseguir la inyección en puntos próximos se producen desplazamientos hacia el exterior y levantamiento de la superficie. La forma del bulbo es más o menos esférica, con un índice de ovalización ('travel index', definido como el cociente entre diámetros mayor y menor), típicamente en el rango 3-5, y no se permite fracturación del terreno alrededor de la inyección. Esta técnica se desarrolló en principio para nivelación de pavimentos, y su primer uso en túneles fue en el Metro de Baltimore (citado por Mitchell, 1981), y en el de Caracas.

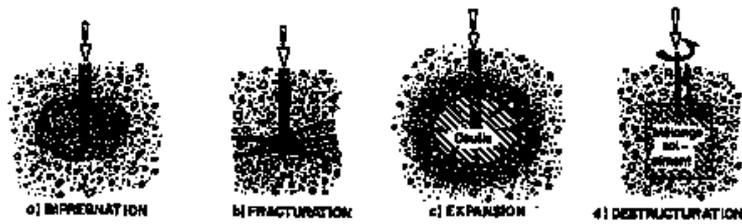


Figura 1. TIPOS DE INYECCIONES (Schlosser, 1997).

En la técnica de inyección por fracturación, al contrario, el propósito es la apertura controlada y limitada de fracturas radiales y transversales, por medio de fluidos de baja viscosidad. En una fase preliminar (acondicionamiento), se realiza la densificación y rigidización del suelo con inyección parcialmente penetrante. Después, se hace la inyección propiamente dicha, con formación de bulbo alrededor de cada punto de inyección y apertura de fracturas, que son ensanchadas progresivamente por la inyección. Como resultado, se crea una red de fracturas rellenas de material inyectado, con lo que la zona que rodea el punto de inyección aumenta de tamaño.

3. Análisis del proceso de inyección

Para el estudio del proceso de inyección y sus efectos en el terreno, cabe contar con aportaciones obtenidas de las varias fuentes, que se comentan en este Apartado.

3.1. ENSAYOS DE LABORATORIO CONVENCIONALES

Se han hecho ensayos en cámaras rellenas de suelo en el que se simula la inyección en modelo reducido. Puede tratarse de células de tipo edométrico, típicamente de 10-200 cm de diámetro y altura del mismo orden, o de tanques de mayores dimensiones (Figura 2). El ensayo en arcillas limita mucho las dimensiones por la necesidad de grandes tiempos de consolidación, aunque se emplee caolín, de permeabilidad relativamente alta. Pueden simularse inyecciones en un solo punto o en varios, en este caso de forma sucesiva o simultánea.

Estos ensayos permiten controlar las condiciones de tensiones iniciales (vertical y horizontal) en la muestra, estudiando los efectos de la razón de sobreconsolidación, OCR, o el coeficiente de empuje al reposo, k_0 . Sin embargo, tienen la limitación de no poder reproducir la influencia del gradiente de tensiones con la profundidad, directamente asociado a la acción de la gravedad.

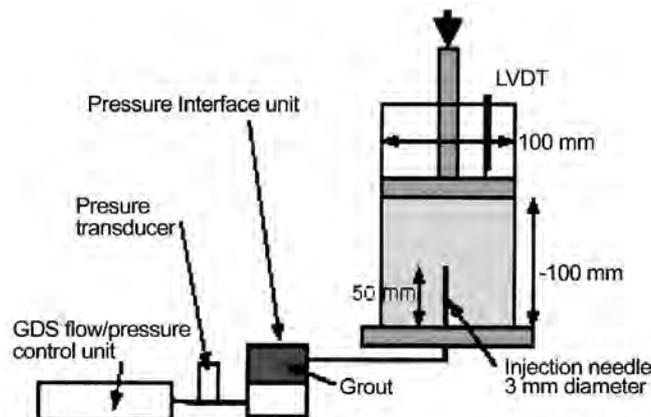


Figura 2. ENSAYO DE INYECCIÓN PUNTUAL EN LABORATORIO. CÉLULA DE TIPO EDMÉTRICO (Jafari et al., 2001).

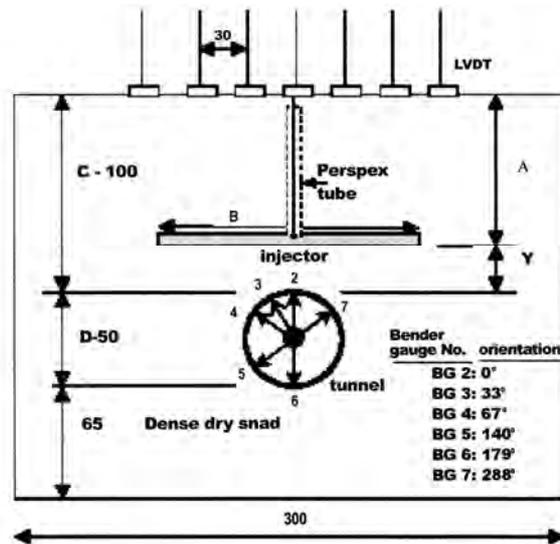


Figura 3. ENSAYO EN CENTRÍFUGA DE UNA INYECCIÓN DE COMPENSACIÓN SOBRE UN TÚNEL (Lee et al., 2001).

Una opción interesante en estos ensayos es la modalidad de inyección en el interior de globos. Con ello se impide la penetración del fluido inyectado en los poros del terreno, con lo que se pueden aislar las pérdidas de fluido debidas a otros factores (deformabilidad volumétrica del terreno, problemas de los contornos, etc.), permitiendo conocer exactamente el volumen útil inyectado.

3.2. ENSAYOS DE LABORATORIO EN CENTRÍFUGA

Permiten considerar la acción de la gravedad, y por lo tanto el gradiente de tensiones con la profundidad. También permiten reproducir, aunque con grandes simplificaciones, la excavación de los túneles (Figura 3). Tienen el inconveniente del pequeño tamaño de la muestra. Por otra parte, la necesidad de ejecutar “en vuelo” el proceso de inyección limita en gran manera el control del mismo y las posibilidades de medida de presiones y caudales inyectados, y desplazamientos del terreno. Con todo, son una herramienta muy útil para el estudio de éste, como de otros problemas geotécnicos (Lee et al., 2001). Comparten algunas de las posibilidades enumeradas más arriba respecto a los ensayos convencionales.

3.3. ENSAYOS DE INYECCIÓN *IN SITU*

Se trata de pruebas de inyección realizadas en el lugar previsto para el tratamiento real, con condiciones similares a éste. Constituyen una opción en principio muy atractiva para investigar el fenómeno, pues no están sujetos a las limitaciones citadas de los ensayos de laboratorio. Sin embargo, su aplicabilidad queda mermada por la dificultad de reproducir algunos aspectos del proceso que sólo se manifiestan cuando se hace la campaña real. Así, por ejemplo, los efectos del pretratamiento (o acondicionamiento), requieren tratar una zona amplia, lo que encarece mucho el ensayo, y hacen difícil o imposible por limitaciones económicas y de plazo plantear una campaña puramente experimental. Como más adelante se detalla, las pautas de deformación del suelo en una inyección puntual aislada pueden ser muy distintas que en puntos múltiples.

3.4. ANÁLISIS *A POSTERIORI* DE OBRAS REALES

Constituyen la fuente de información más apreciada, pues se hacen obviamente en las condiciones reales de la obra. Gracias a los datos recogidos en las obras reales ha sido posible el avan-

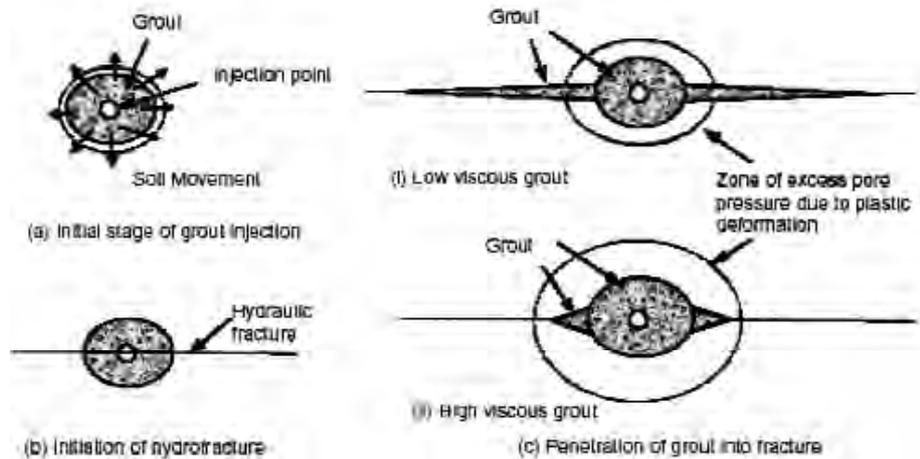


Figura 4. MECANISMO DE INICIO DE LA FRACTURACIÓN (Jafari et al., 2001).

ce de la técnica, como se ha dicho más arriba. Sin embargo, tienen el inconveniente del difícil control de todos los factores que gobiernan el proceso, lo que hace incierta la interpretación posterior. Por ejemplo, es muy difícil determinar el origen de las pérdidas de inyección, pues no se puede tener un control similar al de un ensayo en laboratorio.

3.5. ALGUNOS ASPECTOS NOTABLES DEL PROCESO DE INYECCIÓN

Orientación de las fracturas:

Se trata de un aspecto sobre el que la discusión está abierta. En principio, si se aplica una presión a una cavidad esférica (o cilíndrica en deformación plana), la fisuración se iniciará radialmente, en la dirección perpendicular a la tensión principal menor (Figura 4). En suelos flojos, normalmente consolidados, esta tensión menor es la horizontal ($k_0 < 1$), por lo que la fracturación es vertical. En cambio, en suelos duros, fuertemente sobreconsolidados, se tiene $k_0 > 1$, con lo que las fracturas tenderán a ser horizontales. Esto se ha observado en ensayos de laboratorio (Jafari et al., 2001). Sin embargo, parece ser que en la realidad, en suelos flojos, las primeras fases de la inyección van produciendo con la apertura de las primeras fracturas un aumento de las tensiones horizontales, con lo que las inyecciones posteriores se encuentran un valor de k_0 superior, y se inician ya fisuras horizontales, con el resultado final de una fracturación de orientación más aleatoria (Figura 5).

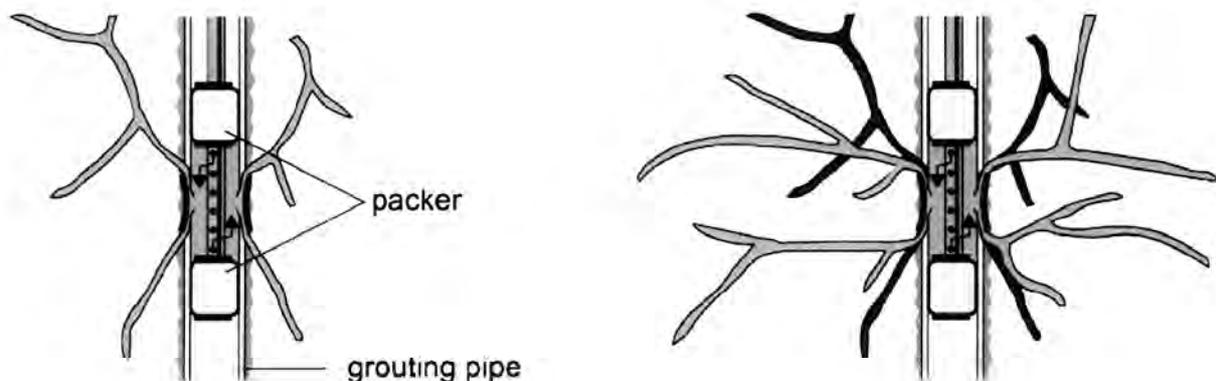
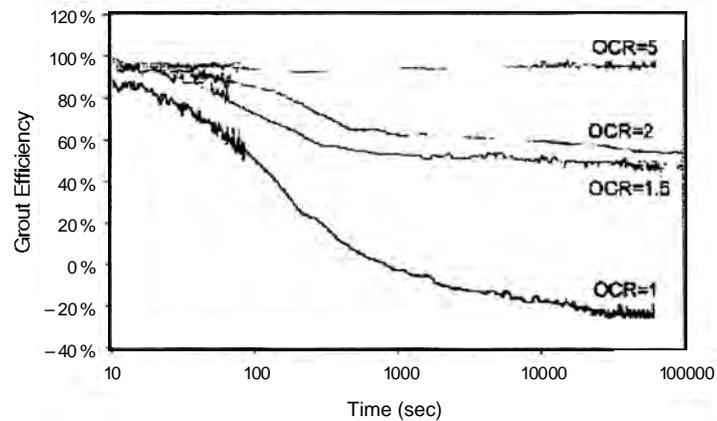
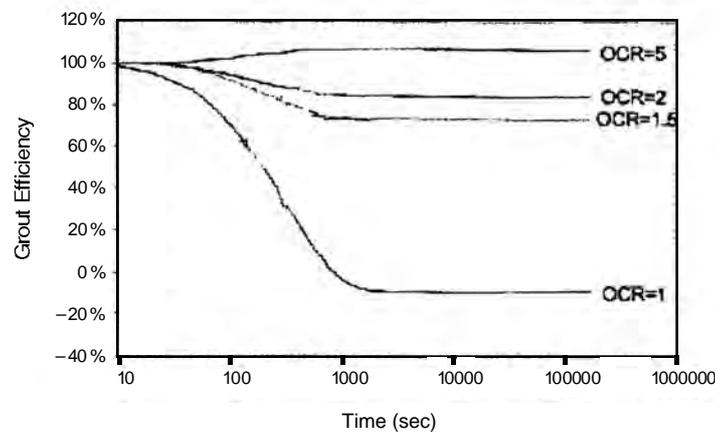


Figura 5. EVOLUCIÓN DE LA ORIENTACIÓN DE FRACTURAS EN SUELOS FLOJOS.



(a) Laboratory test results



(b) Finite element analysis results

Figura 6. EFICACIA DIFERIDA DE INYECCIONES PUNTUALES EN ARCILLAS (Lee et al., 2001).

Deformaciones diferidas:

Otro punto de controversia lo constituyen las deformaciones diferidas en arcillas saturadas. El problema se planteó de manera abierta ante el aparente fracaso de unos ensayos de inyección en arcillas blandas en Singapur (Shirlaw et al., 2000). Se trataba de una inyección puntual de prueba, sin excavación de ningún túnel. Después de un levantamiento inicial de la superficie de la magnitud prevista, se produjeron unos asentamientos diferidos, que incluso llegaron a ser superiores a los levantamientos iniciales, con el resultado final de un asiento neto. Esto llevó a emprender alguno de los estudios citados antes. En la Figura 6 se pueden ver los resultados de ensayos en centrífuga y su interpretación mediante análisis con elementos finitos, para inyección puntual en arcilla con diversas razones de sobreconsolidación. Puede verse que la eficacia inicial (cociente entre volumen de levantamientos y volumen inyectado) es del 100% (se trata de ensayos de inyección de globos, descritos más arriba). Sin embargo, con el transcurso del tiempo, para $RSC = 1$, el asiento llega a superar el levantamiento inicial, llegando a una eficacia neta negativa. El fenómeno se reduce al aumentar la razón de sobreconsolidación, y para $RSC = 5$ la eficacia se mantiene prácticamente constante en el tiempo.

La razón de esto es clara, y obedece a los principios más básicos de la Mecánica de Suelos. Cuando se inyecta en un punto, el terreno alrededor sufre una expansión esférica, con acortamiento en dirección radial y extensión circunferencial, lo que implica unas distorsiones importantes. En suelos granulares, esta deformación tiene lugar con drenaje, por lo que en suelos flojos produce una densificación, y en suelos densos una dilatación. Por ello, la inyección en arenas

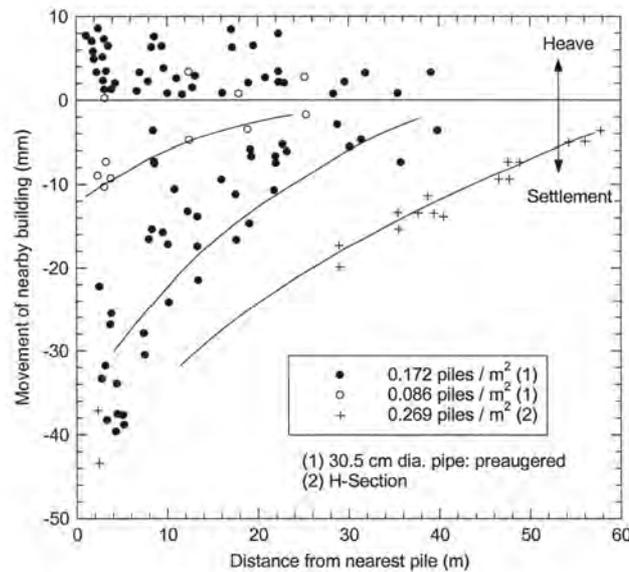


Figura 7. LEVANTAMIENTOS INICIALES Y ASIENTOS DIFERIDOS POR HINCA DE PILOTES (D'Appolonia, 1971).

flojas puede, al principio, provocar paradójicamente asentamientos (fenómeno ya observado desde hace décadas). En suelos arcillosos, en cambio, la deformación tiene lugar sin cambio de volumen, con lo que la eficacia inicial es alta. Sin embargo, en arcillas blandas, la tendencia a densificar se traduce en un fuerte aumento de presiones intersticiales (al tener valores elevados del coeficiente A). La disipación de estas sobrepresiones con el tiempo provoca el asiento posterior, que puede ser superior al levantamiento inicial. La Figura 7 reproduce los clásicos registros de movimientos debidos a la hincada de pilotes en el Campus del M.I.T., en arcilla azul de Boston (D'Appolonia, 1970), en los que el levantamiento inicial, de hasta 10 mm, va seguido por un asiento hasta cuatro veces superior.

Este problema, que explica el aparente fracaso del ensayo de Singapur, no es tan grave cuando se hace una inyección múltiple en puntos próximos, que es lo habitual en casos reales. Entonces, las distorsiones se limitan a las zonas laterales, mientras que todo el terreno situado por encima de la batería de puntos de inyección está sometido a un levantamiento casi uniforme, sin apenas distorsión ni compresión. Ello hace que no se generen presiones intersticiales de importancia, por lo que el asiento posterior será pequeño.

4. Interpretación y predicción de movimientos del terreno

Para el análisis de los resultados de los ensayos, ya sean in situ o en laboratorio, o de mediciones en casos reales, se viene utilizando una amplia gama de métodos, cuyas características más sobresalientes se comentan a continuación.

4.1. MÉTODOS EMPÍRICOS

El éxito del uso de la curva de Gauss para ajustar los perfiles transversales de asentamientos superficiales debidos a excavación de túneles (Peck, 1969), ha animado a extender su empleo para ajustar los perfiles de levantamientos producidos por inyecciones de compensación. La aplicación del método contiene dos pasos:

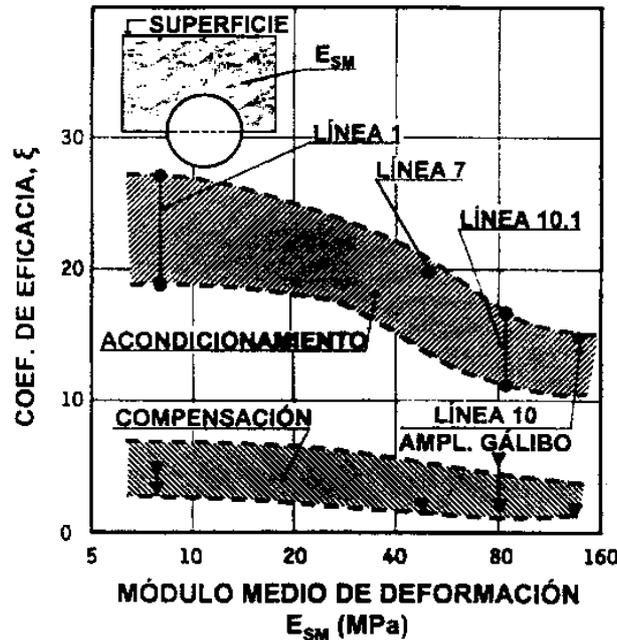


Figura 8. COEFICIENTE DE EFICACIA REGISTRADO EN LAS OBRAS DEL METRO DE MADRID (Oteo,2000).

1. Evaluar el volumen útil inyectado que produce levantamientos. Normalmente se relaciona con el volumen realmente inyectado a través de un cierto coeficiente de eficacia, para el que se han propuesto distintas definiciones (el utilizado en la Figura 8 es el cociente entre el volumen inyectado y el de levantamientos, es decir, el inverso del empleado por ejemplo en la Figura 6).
2. Distribuir este volumen en la superficie mediante la curva de Gauss.

El método es de aplicación sencilla, aunque tiene sus lógicas limitaciones. En primer lugar, la determinación del factor de eficacia, que sólo puede evaluarse con cierta confianza cuando se tiene una cierta experiencia acumulada en condiciones asimilables al caso en cuestión. Así ocurre ya en las aplicaciones en el Metro de Madrid (Figura 8), o Londres. En casos en que no exista esa experiencia, es difícil la predicción, pues la dispersión es muy grande, sobre todo en la fase inicial o de acondicionamiento.

Los complejos mecanismos de la inyección, comentados en los apartados precedentes, se simplifican a un cierto aumento de volumen y a una cierta distorsión alrededor del punto de inyección, como se esquematiza en la Figura 9. Por otra parte, la curva de Gauss se establece como:

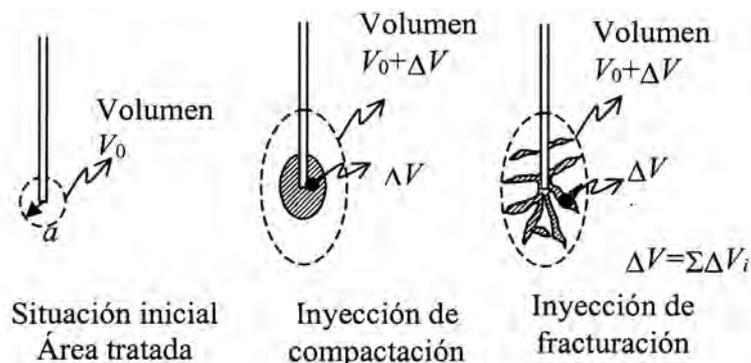


Figura 9. ESQUEMA DEL PROCESO DE INYECCIÓN. AUMENTO ANISÓTROPO DE VOLUMEN (González, 2002).

$$s = s_0 \cdot \exp\left(-\frac{x^2}{2i^2}\right) \tag{1}$$

siendo s el levantamiento a una distancia x del eje, s_0 el levantamiento máximo (en el eje), e i la abscisa del punto de inflexión. El volumen (de revolución) de levantamientos resulta:

$$V = \int_0^{\infty} 2x s dx = 2x s_0 i^2 \tag{2}$$

Sobre la abscisa del punto de inflexión, i , en asientos debidos a túneles se ha llegado a un cierto consenso respecto a este parámetro, cuyo valor oscila entre 0,3 y 0,5 veces la profundidad del túnel, siendo los valores menores de dicho rango típicos de arenas y los mayores de arcillas. La extrapolación de este criterio al caso de inyección puntual requiere comprobación experimental.

No es evidente que los modos de deformación en excavación e inyección obedezcan las mismas pautas (de la misma manera que la cuña de empuje pasivo tras un muro es mucho más extensa que la activa). Ya se ha comentado que la anisotropía de la inyección depende de factores como el coeficiente de empuje al reposo o la razón de sobreconsolidación. Por otra parte, se pasa de un caso, en el túnel, de deformación plana, a otro de simetría axial alrededor del punto de inyección, por lo que no es obvio en principio mantener los valores i/h anteriores. Dado que, en virtud de la ecuación (2), a igual volumen de levantamientos, V , el máximo s_0 es inversamente proporcional al cuadrado la abscisa del punto de inflexión, la comprobación de los anteriores valores es necesaria antes de poder aplicar el método con confianza. Con todas las salvedades anteriores, es claro que el uso de la curva de Gauss puede ser una herramienta eficaz una vez aclarados los extremos apuntados.

4.2. SOLUCIONES ANALÍTICAS

Sagasetta (1987) propuso una solución analítica para la distribución de deformaciones en problemas en que las acciones son en términos de desplazamientos. El problema básico es una pérdida de terreno o inyección en un punto a una profundidad finita bajo la superficie de un semiespacio. Mediante superposición de imágenes positivas o negativas (fuentes y/o sumideros), junto a soluciones elásticas, se logra satisfacer la condición de contorno de superficie libre, y para el caso de suelo incompresible se llega a una solución con formulación analítica explícita.

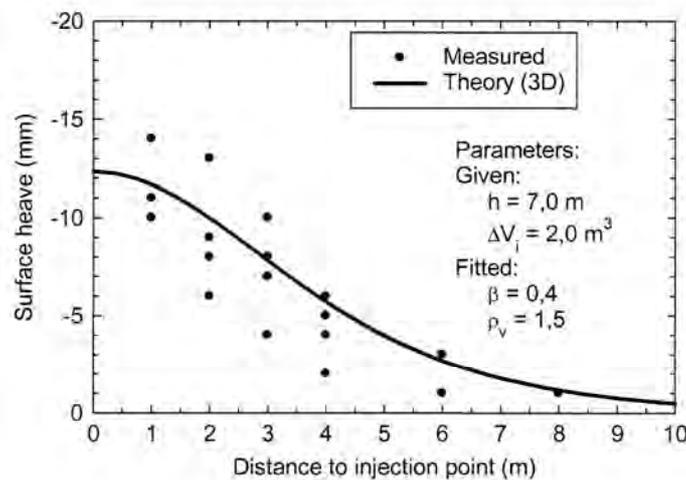


Figura 10. ENSAYOS EN SINGAPUR. APLICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ANALÍTICA (Sagasetta y González, 2003).

El análisis se ha aplicado a deformaciones causadas por túneles, así como a hinca de pilotes (Sagaseta y Whittle, 2001). La solución fue extendida por Verruijt y Booker (1996) al caso de pérdida de terreno no isótropa (incluyendo ovalización). Asimismo, González y Sagaseta (2001) presentaron una nueva extensión para el caso de materiales con deformaciones volumétricas (con drenaje). La formulación continúa siendo explícita para deformación plana, mientras que en casos tridimensionales solamente hay formulación analítica para la superficie, y se requiere una cierta integración numérica para los puntos del interior del terreno.

La aplicación de esta solución a las inyecciones de compensación es inmediata y ha sido presentada por González (2002) y Sagaseta y González (2003). El proceso de inyección (Figura 9) se asimila a la deformación de una esfera (en tres dimensiones) o cilindro (en dos dimensiones), de radio a , que sufre una expansión isótropa $V = 2 a^2$ y una ovalización o distorsión sin variación de volumen (se define la ovalización relativa como $\nu = \nu' / \nu$). Los movimientos (horizontales y verticales) de la superficie resultan, en dos dimensiones:

$$\begin{aligned} s_x &= -2 a \left(\frac{a}{h}\right)^{2-\nu} \cdot \frac{x'}{(1+x'^2)} \left(1 + \frac{1-x'^2}{1+x'^2}\right) \\ s_z &= 2 a \left(\frac{a}{h}\right)^{2-\nu} \cdot \frac{1}{(1+x'^2)} \left(1 + \frac{1+x'^2}{1+x'^2}\right) \quad (x' = x/h) \end{aligned} \quad (3)$$

En tres dimensiones, resultan:

$$\begin{aligned} s_x &= -\frac{V}{4 h^2} \frac{2x'}{(x'^2+1)^{3/2}} \left(1 + \frac{5}{4} \nu \frac{2-x'^2}{x'^2+1}\right) \\ s_z &= \frac{V}{4 h^2} \frac{2}{(x'^2+1)^{3/2}} \left(1 + \frac{5}{4} \nu \frac{2-x'^2}{x'^2+1}\right) \end{aligned} \quad (4)$$

La sencillez de las expresiones anteriores permite una fácil aplicación a casos de inyección múltiple mediante superposición.

Esta solución se ha aplicado a varios ensayos de inyección *in situ*, en Taipei (Moh et al., 1997) y el ya citado de Singapur (Shirlaw et al., 1997). En la Figura 10 se muestra uno de estos casos (ν es el factor de eficacia introducido). También se ha comparado con análisis numéricos (Kummerer et al., 2002) y con ensayos en centrífuga, con buenos resultados.

4.3. ANÁLISIS NUMÉRICO

El método de elementos finitos es ya una herramienta usual para el análisis de problemas tensión-deformación en Geotecnia y otros campos. El caso de las inyecciones de compensación, sin embargo, presenta una serie de peculiaridades que hacen que su aplicación no sea directa.

La principal dificultad radica en la forma de considerar la acción de la inyección. En los programas de elementos finitos existentes, las condiciones de contorno usuales son de desplazamiento prescrito o de tensiones conocidas. La inyección de compensación no se adapta a ninguno de ellos. Sin tratar de hacer una discusión detallada, se presentan a continuación las alternativas disponibles.

Aplicación de presión:

La primera opción es imponer una presión conocida y creciente en la pared de una cavidad pre-establecida alrededor del punto de inyección. Esto presenta el inconveniente de definir esta presión; si se utiliza la presión real utilizada, debe reproducirse el complejo comportamiento tensión-deformación del terreno en las inmediaciones de la inyección, con fuerte no linealidad y grandes deformaciones, lo que plantea problemas. Los intentos realizados en este sentido no han dado buenos resultados (Lee, 2001).

Desplazamientos prescritos:

Una segunda posibilidad es imponer unos desplazamientos prescritos a la pared de la cavidad que rodea al punto de inyección. Este método, en principio más atractivo, presenta también problemas, pues se necesita definir con gran precisión la distribución de movimientos radiales y circunferenciales a lo largo de la pared, ya que pequeñas variaciones locales producen grandes deformaciones unitarias que provocan mal condicionamiento del sistema en la zona.

Expansión térmica:

Los intentos de más éxito hasta la fecha han sido a base de tratar de obviar la zona más inmediata a la inyección, y simular el proceso mediante una deformación impuesta, como la esquematizada en la Figura 9, y utilizada por los métodos empíricos y soluciones analíticas expuestos en los apartados anteriores.

Esta deformación impuesta puede lograrse mediante la analogía térmica, asignando a los elementos que rodean el punto de inyección un cierto coeficiente de dilatación, α , y someterlos a un aumento ficticio de la temperatura, ΔT . Con ello se logra simular la expansión volumétrica de la zona inyectada.

El método parece de aplicación inmediata, pero tampoco es así. En primer lugar, la elección del aumento de temperatura (ΔT , o, con más precisión, del producto $\alpha \cdot \Delta T$). La dilatación del material no es libre, sino que está limitada por la deformabilidad del entorno. Entonces, la expansión final es la dilatación libre menos la compresión mecánica debido al aumento de tensiones que se produce alrededor. Ello obliga a unos tanteos previos con valores de α , ΔT y el módulo de elasticidad de los elementos expandidos, hasta definir unos valores acordes con la expansión que se desea reproducir.

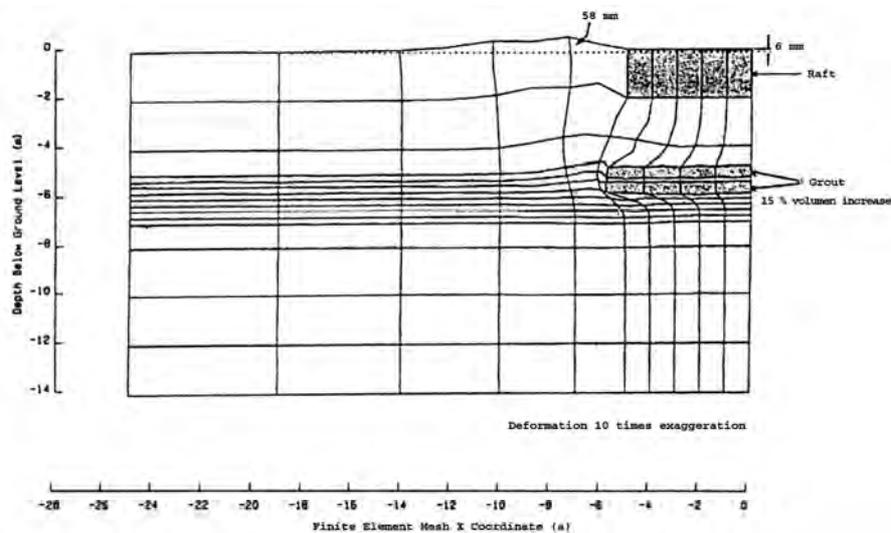


Figura 11. SIMULACIÓN DE LA INYECCIÓN MEDIANTE EXPANSIÓN TÉRMICA (Kummerer, 2003).

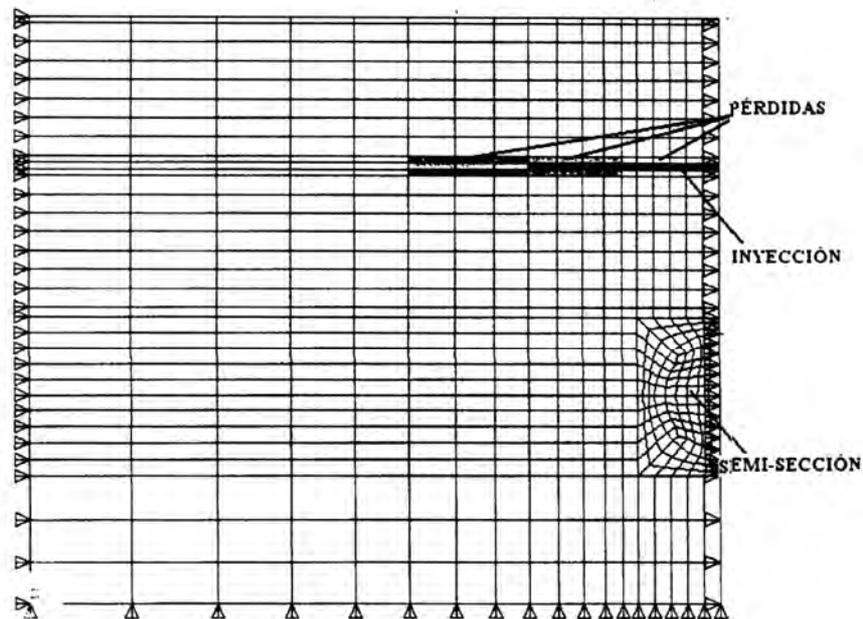


Figura 12. MALLA DE ELEMENTOS FINITOS (Domínguez,2001).
ZONAS DE INYECCIÓN Y DE PÉRDIDAS.

Aun así, el problema no está resuelto. Si se trata de una inyección puntual, no hay problema, pero si se simula la inyección de una batería de puntos múltiples dispuestos en una capa horizontal, la dilatación de dicha capa produce unos movimientos en cada dirección proporcionales a la dimensión correspondiente de la zona expandida. La Figura 11 presenta un caso de este tipo. Al expandir la zona rectangular sombreada, de 10 m de extensión horizontal y 1 m de espesor, en este caso en un 10% , el desplazamiento ascendente libre del punto medio es de 5 cm, mientras que el desplazamiento lateral de cada extremo es de 50 cm. Ello hace que el terreno sea desplazado hacia los lados, con levantamientos en las zonas laterales y un descenso en la zona media, sobre la inyección.

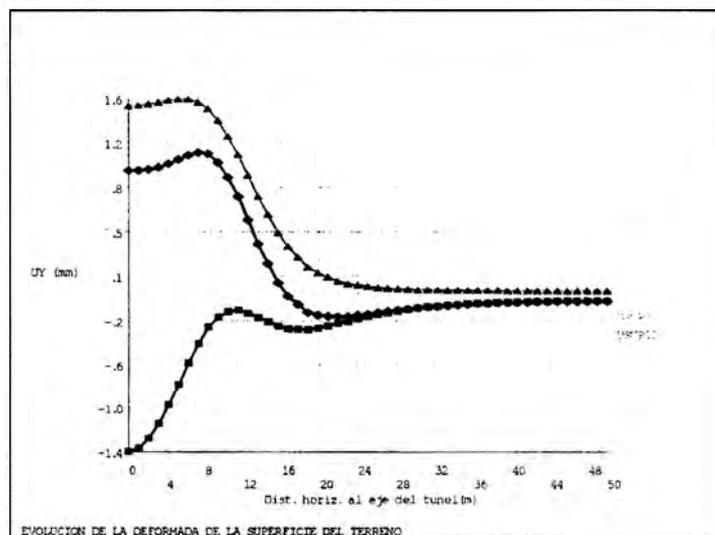


Figura 13. PERFIL DE LEVANTAMIENTOS EN SUPERFICIE EN UNA SECCIÓN DEL METRO DE MADRID (Domínguez,2001) (el asiento en el eje sin tratamiento era de 5 mm).

Para evitar este indeseable efecto, que invalida totalmente el resultado del cálculo, se han propuesto diversas opciones.

Domínguez (2001) considera una expansión térmica anisótropa, con unos coeficientes de dilatación distintos en cada dirección ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$), y tomando ($\epsilon_x = \epsilon_y = 0$). De esta forma se logra que la expansión de la losa tratada se produzca sólo en dirección vertical. Para simular las pérdidas, se supone que alrededor de la zona inyectada se produce un decremento de temperatura, que produce una contracción de la zona que rodea la inyección (Figura 12). El valor de esta contracción se elige de forma que se reproduzcan los valores de eficacia medidos en la realidad (ver Figura 8). En la Figura 13 se puede ver el perfil de levantamientos simulado en una sección del Metro de Madrid con este procedimiento, para varios volúmenes de inyección.

El empleo de la dilatación anisótropa es correcto, y la única limitación es de tipo práctico, pues la mayoría de los programas existentes de elementos finitos de tipo geotécnico no la incluyen (para el análisis anterior se empleó el programa de tipo general ANSYS).

Una segunda opción, adoptada por Kummerer (2003) es la de adoptar para la zona alrededor de la inyección un módulo de elasticidad entre 2 y 5 veces superior al del resto del terreno. De esta forma, la zona a expandir se encuentra encapsulada, y la rigidez de su entorno le impide expandirse lateralmente. En cambio, el levantamiento de la zona central está menos coartado, pues la rigidez a cortante y flexión de la cápsula es menor que a elongación longitudinal. La mejora del módulo alrededor puede de alguna forma considerarse relacionada con el tratamiento de acondicionamiento.

El resultado es aceptable, y se reproducen pautas de deformación realistas. En la Figura 14 se puede ver el perfil de levantamientos conseguido con un factor de mejora del módulo de 1,5.

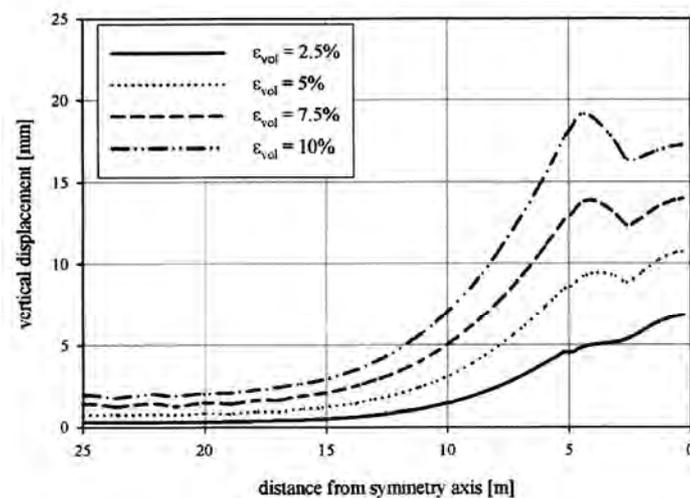


Figura 14. EVOLUCIÓN DE LEVANTAMIENTOS. EXPANSIÓN TÉRMICA “ENCAPSULADA”(Kummerer, 2003).

5. Referencias

5.1. TESIS DOCTORALES SOBRE INYECCIONES DE COMPENSACIÓN

Kudella, P. 1994. *Mechanismen der Bodenverdrängung beim Einpressen von Fluiden zur Baugrundverfestigung*. Tesis Doctoral: Universidad de Karlsruhe (Alemania).

Falk, E. 1998. *Bodenverbesserung durch Feststoffeinpressung mittels hydraulischer Energie*. Tesis Doctoral. Universidad Técnica de Viena.

Au, S.K.A. 2001. *Fundamental Study of Compensation Grouting*. Tesis Doctoral. Universidad de Cambridge (U.K.).

Domínguez, E. 2001. *Análisis de la compensación de movimientos originados por la excavación de túneles*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid.

Gollegger, J. 2001. *Numerical and analytical studies of the effects of compensation grouting*. Tesina de Grado. Universidad Técnica de Graz (Austria).

Lee, S.W. 2001. *The effects of compensation injections on tunnels*. Tesis Doctoral, Universidad de Cambridge (U.K.).

González, C. 2002. *Deformaciones alrededor de túneles en suelos*. Tesis Doctoral. Universidad de Cantabria.

Kummerer, C. 2003. *Numerical modelling of displacement grouting and application to case histories*. Tesis Doctoral. Universidad Técnica de Graz (Austria).

5.2. PUBLICACIONES

Brinkgreve, R.B.J y Vermeer, P.A. 2001. PLAXIS 3D Tunnel-Version 1. User Manual. Rotterdam: Balkema.

D'Appolonia, D. 1971. Effects of foundation construction on nearby structures. Proc. 4th PACS-MFE, Puerto Rico. Gen. Rep. Session IV. I,189-236.

González, C. y Sagaseta, C. 2001. Patterns of soil deformations around tunnels. Application to the extension of Madrid Metro. Computers and Geotechnics 28(6-7): 445-468.

Jafari, M.R., Au, S.K., Soga, K., Bolton, M.D., Karim, U.F.A. y Komiya, K. 2001. Experimental and numerical investigation of compensation grouting in clay. Int. Conf. Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000. Melbourne, Australia.

Kovacevic, N., Edmonds, H.E., Mair, R.J., Higgins, K.G. & Potts, D. 1996. Numerical modelling of the NATM and compensation grouting trails at Redcross Way. In Mair & Taylor (eds.), Proc. Int. Symp. on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, 1996, 553-559.

Kummerer, C., Gollegger, J., Schweiger, H.F., González, C. y Sagaseta, C. 2002. Numerical and analytical studies of the effects of compensation grouting. VIIIth Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics (NUMOG VIII). Roma. 379-384.

Lee, S.W., Bolton, M.D., Dasari, G.R., Mair, R.J., Soga, K., Sugiyama, T., Ano, Y., Hagiwara, T. y Nomoto, M. 2001. Centrifuge modelling of compensation grouting in dense dry sand. Int. Conf. Geotechnical and Geological Engineering, GeoEng 2000. Melbourne, Australia.

Mair, R. 1994. Report on Session 4: Displacement grouting. Proc. Int. Conf. Grouting in the Ground (Bell, ed.), London, 375-383.

Mitchell, J.K. 1981. Soil improvement - State-of-the-Art Report. Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Estocolmo, 1,509-566.

Moh, Z.C. y Hwang, R.N. 1997. Jacking up buildings by grouting. Proc. 14th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Hamburgo. 3,1633-1636.

Nicolini, E. & Nova, R. 1999. Numerical modelling of the injections of cement mixes in granular material. In Pande et al. (eds.), Proc. 7th Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics NUMOG VII, Graz, 1999, 601-607.

Oteo, C. 2000. Actuaciones en el terreno en ámbito urbano. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. SEMSIG. Barcelona, 673-686.

Sagaseta, C. 1987. Analysis of undrained soil deformation due to ground loss. Géotechnique, 37:3, 301-320.

Sagaseta, C. y González, C. 2003. Predicción de movimientos producidos por inyecciones de compensación en túneles. Jornadas Hispano-Lusas sobre Obras Subterráneas. SEMSIG-CEDEX-SPG. Madrid, 93-98.

Sagaseta, C. y Whittle, A.J. 2001. Prediction of ground movements due to pile driving in clay. J. Geotech. and Geoenv. Eng. ASCE, 127:1,55-66.

Schweiger, H.F. y Falk, E. 1998. Reduction of settlements by compensation grouting. Numerical studies and experience from Lisbon underground. Proc. World Tunnel Congress. Sao Paolo. 1047-1052.

Shirlaw, J.N., Dazhi, W., Ganeshan, C.S. y Hoe, C.S. 2000. A compensation grouting trial in Singapore marine clay. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground. Tokyo. 149-154.

Sola, P. y Monroe, S. 2000. Inyecciones de compensación en los Metros de Madrid, Londres y Lisboa. Ingeopres. 80.

Verruijt, A. y Booker, J.R. 1996. Surface settlement due to deformation of a tunnel in an elastic half plane. Géotechnique, 46:4,753-757.

■ Análisis de los factores que intervienen en la técnica del jet grouting

José Joaquín CELMA GIMÉNEZ

DR.INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA DE VALENCIA

1. Introducción

Durante los últimos años se ha consolidado en España el uso de una nueva técnica de mejora del terreno denominada Jet Grouting. Como su nombre indica, en esta técnica se inyecta un material en el terreno a gran presión por medio de un jet o chorro. No obstante, un análisis más detallado de su fundamento nos demostrará que realmente no se trata de una técnica de inyección en el sentido convencional. En efecto, el único punto en común con las inyecciones tradicionales es la introducción de un material en el terreno a tratar.

La idea de utilizar jets para mejorar el terreno se utilizó por primera vez, en una cortina de inyección para la presa de Niazbeg en Pakistán, por la empresa inglesa Cementation, en 1963 y, durante la década de los 60, se utiliza el principio del jet como elemento cortador en minería (jet cutting) y en la industria petrolífera. Durante este período se realizan investigaciones teóricas y aplicadas para optimizar los parámetros característicos de un jet a alta presión en su uso como elemento cortador.

El método se desarrolló en Japón en los años 70 a partir de las investigaciones desarrolladas por Yahiro, Yoshida y Nishi (1,2) en el Kajima Institute of Construction Technology (3) de Tokyo y por el grupo de Miki y Nakanishi (4,5).

En los años 80 la técnica del jet grouting, se difunde a partir de revistas especializadas en construcción e ingeniería, (6,7,8,9,10) y ya aparece descrita en contribuciones a congresos internacionales y específicos (5,11,12,13). Pueden encontrarse artículos de revistas especializadas en los que se describe la técnica de modo sistemático (14,15). A partir de los años 90 la técnica ocupa capítulo aparte en textos sobre mejora del terreno (16).

En 1979 se introduce en Alemania y Estados Unidos y posteriormente la técnica es asumida por las principales firmas constructivas en todos los países. Desde entonces el número y tipo de aplicaciones ha crecido de forma apreciable y hoy en día se puede decir que es una técnica habitual en la práctica geotécnica. En opinión de Paviani (1989) (17) durante los últimos años no se han producido innovaciones importantes en la técnica sino en la tecnología y aplicaciones.

Una revisión de la bibliografía disponible confirma que los resultados experimentales, en general, son dispersos y, al no existir modelos más o menos globalizadores, su extrapolación debe ser cuidadosa. Una de las consideraciones más aceptadas es que la técnica está falta de criterios de normalización tanto en el proyecto como en la ejecución y el control de calidad. No obstante, es un hecho indiscutido la enorme flexibilidad que presenta la técnica tanto en cuanto a sus posibles aplicaciones constructivas como en la variedad de terrenos a la que es aplicable. (18, 19).

En primer lugar se describe el método, sus variantes y factores condicionantes. Dado que la técnica es reciente, la mayoría de las publicaciones se refieren a aplicaciones concretas, fundamentalmente con el objetivo de presentar el método (case record). A este respecto es de señalar la competencia desarrollada entre las distintas patentes en la fase inicial de la aplicación industrial de la técnica. A continuación se analizan los factores y variables que caracterizan la técnica, con la intención de establecer un marco teórico que permita abordar el fenómeno. No se trata en este artículo la descripción de las aplicaciones constructivas por ser objeto de otras ponencias.

2. Descripción del método

2.1. COMPARACIÓN CON OTROS MÉTODOS

La inyección es un método de mejora con una larga tradición histórica. Se elige como elemento de comparación por su aparente similitud con la técnica del jet grouting. En la inyección, la mejora de las propiedades se basa, de un modo general, en la introducción de un material en el terreno. Las inyecciones de impregnación, pretenden introducir el material en los poros del suelo, por lo que la estructura básica no se modifica, aunque se transforma la interacción entre las fases sólida y líquida. En las inyecciones de compactación, la introducción de un volumen de material produce la modificación de la estructura por el cambio de la proporción entre las fases: el material de inyección no tiene por objetivo rellenar los huecos. Por último en la inyección de fracturación, el suelo, en su conjunto, modifica espacialmente sus propiedades al aparecer zonas de terreno con propiedades diferentes.

En las inyecciones de impregnación, es preciso que el fluido de inyección alcance los poros de la zona de terreno a tratar. La dificultad ofrecida por el pequeño tamaño de los canales de flujo justifica la variedad de fluidos de inyección de modo que compaginen la viscosidad y tamaño de partículas adecuados para cumplir tal objetivo.

Es bien sabido que para poder impregnar suelos con granulometrías relativamente finas, es preciso recurrir a compuestos químicos que resultan costosos y que, en ocasiones, han sido cuestionados por razones ecológicas.

La alternativa natural a la inyección es la sustitución total o parcial, con destrucción de la estructura del suelo y la consiguiente mezcla *in situ* de las fases del terreno con el material aportado. A diferencia de la inyección, se crea un material diferente en cuanto a composición, estructura y propiedades. La estructura puede romperse con la ayuda de medios mecánicos o por medios hidráulicos.

La mezcla mecánica se ha utilizado en los procedimientos de creación de columnas de suelo estabilizado con cal, fundamentalmente para mejorar las propiedades de suelos blandos o sensitivos en los países nórdicos. Su limitación obviamente radica en la resistencia del terreno a desestructurarse con medios mecánicos y por tanto su rango de aplicación es limitado.

En la técnica del Jet Grouting la estructura del terreno se rompe como consecuencia del impacto producido por un jet de fluido a alta presión lanzado contra el terreno. Una vez rota la estructura, sus constituyentes pueden ser desplazados al exterior o permanecer *in situ*. En el primer caso, el hueco dejado es ocupado por el fluido de inyección, normalmente lechada de cemento. Se trataría más bien de una técnica de sustitución. En el segundo caso las partículas permanecen *in situ* mezclándose con el fluido de inyección. En cualquier caso, ambas posibilidades –mezcla y/o sustitución– pueden realizarse en puntos profundos, a diferencia de otras técnicas con objetivos semejantes.

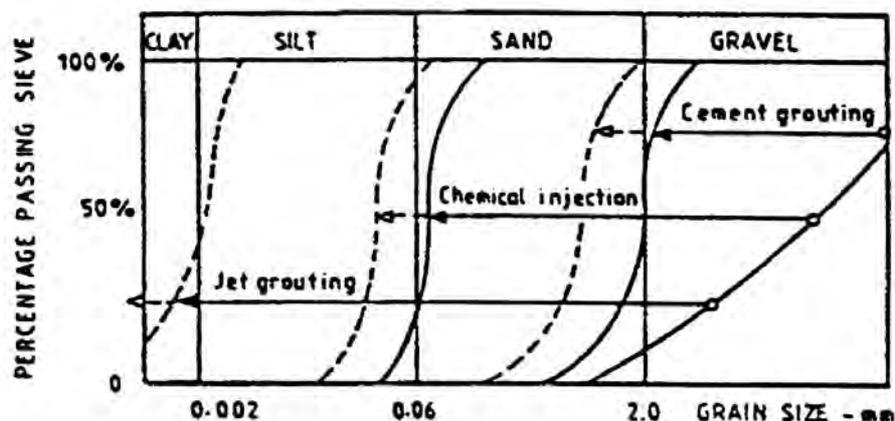


Figura 1. IDONEIDAD DE DISTINTOS MÉTODOS DE INYECCIÓN EN FUNCIÓN DE LA GRANULOMETRÍA.

En las firmas comerciales, una de las ventajas fundamentales del Jet Grouting es poder completar el rango de aplicaciones en las que las técnicas convencionales no son aplicables. Así, una amplia variedad de suelos, desde arcillas a gravas, pueden tratarse con lechadas de cemento. (figura 1)

2.2. FASES DEL MÉTODO

En la ejecución del procedimiento se pueden distinguir dos fases: perforación y tratamiento. La primera fase tiene por objetivo alcanzar la zona del terreno en la que se implantará el tratamiento. El tratamiento propiamente dicho se compone de dos etapas que pueden solaparse: la excavación y/o remoción del suelo y la inyección del fluido.

La perforación se realiza con métodos convencionales dependiendo del tipo de terreno (rotación o roto-percusión) hasta alcanzar la zona de tratamiento. El taladro suele tener un diámetro de 100 a 150 mm y, por las razones que luego se justificarán, debe estar entubado hasta la zona de tratamiento.

El proceso de excavación se realiza con un jet o chorro concentrado de fluido que emerge por una tobera de pequeño diámetro a gran velocidad.

La cantidad de movimiento suministrada al fluido en una sección tan reducida le permite, al impactar sobre el terreno, romper la estructura. El hueco dejado por la remoción de material es ocupado por el fluido aportado, normalmente lechada de cemento.

Como se ve, para la eficiencia del método es preciso que pueda evacuarse el material removido y parte de los fluidos de inyección y/o excavación, de ahí que sea precisa la entubación del taladro para garantizar el flujo de detritus hacia el exterior por la zona anular entre el monitor y la entubación. (figura 2b).

Las distintas variantes del método se diferencian en cuanto a la separación entre la fase de excavación e inyección y el tipo de fluido utilizado para la fase de excavación.

El tratamiento se realiza con la implantación de un castillete que es capaz de desplazar verticalmente y hacer rotar, a un monitor de forma cilíndrica por el que se introducirán los fluidos de inyección y perforación. (Figura 2a). Por el interior del monitor se disponen conductos que comunican con las toberas por las que se aportan los fluidos.

La fase de perforación puede realizarse o ayudarse con un jet de agua que se dispone en la parte inferior del monitor. Esta modalidad consigue una desestructuración previa que mejora la efectividad de la excavación posterior.

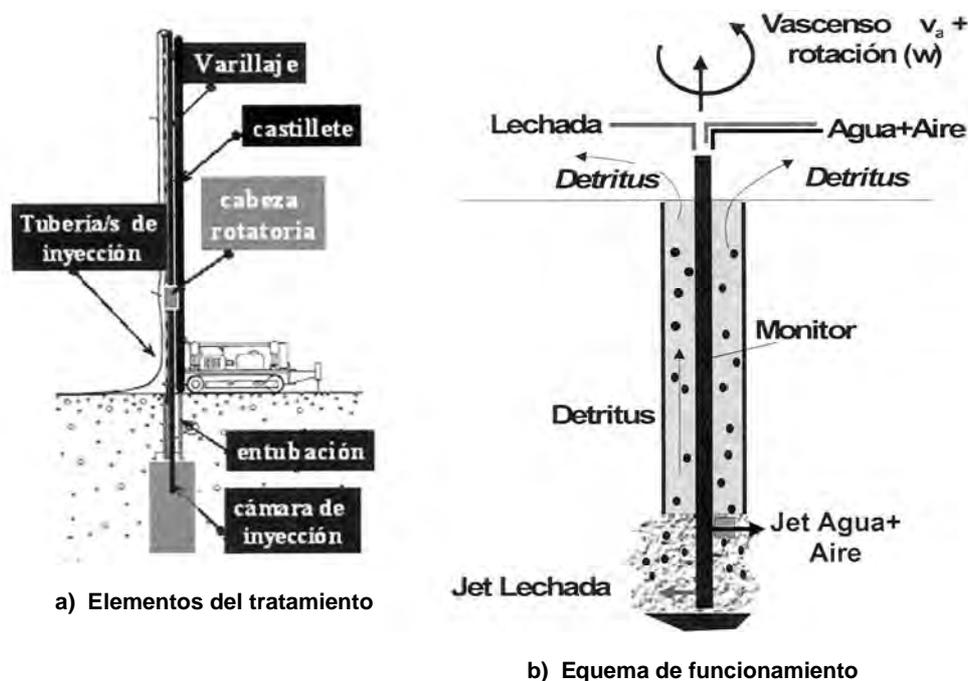


Figura 2. a) IMPLANTACIÓN DEL TRATAMIENTO. b) ESQUEMA Y PARÁMETROS SIGNIFICATIVOS.

2.3. VARIANTES DEL MÉTODO

Las variantes del método más utilizadas son: Miki & Nakanishi (5), Massonet (9), Morey (14), Bell, (16):

Sistema CCP, T1, Jet-1 o monojet: (Chemical Curing Pile) Sólo dispone de una tobera para el jet de lechada que realiza las funciones de corte del terreno. El terreno, una vez disgregado con la energía del jet de lechada, se mezcla íntimamente con el fluido, formando un nuevo material. El caudal de rebose está formado por partículas de suelo y lechada y responde a la diferencia entre el caudal aportado, el suelo desplazado y el alcance del corte.

Sistema CJG o método Kajima: (Column Jet Grout) Se basa en las propuestas iniciales del Instituto Kajima con la introducción de un jet de aire a presión concéntrico a las toberas de agua y/o lechada. Con este sistema se consigue una mayor eficacia o capacidad de corte del jet al reducir su ángulo de dispersión. Se distingue:

- **BIJET, T2, JET-2 o SISTEMA JSG:** (Jumbo Jet Special Grout) También llamado método Jumbo. Es semejante al monojet pero rodeando el jet de lechada con un jet concéntrico de aire a presión.
- **TRIJET, T3, JET-3 o CJG:** (Column Jet Grouting). El monitor tiene dos toberas separadas, de agua y lechada. La tobera de agua dispone de un jet concéntrico de aire. El jet de agua-aire rompe y desplaza al terreno hacia la superficie a través del espacio anular entre la perforación y el monitor y el jet de lechada sólo tiene la misión de rellenar el hueco dejado por la acción cortante del jet de agua y desplazar el detritus hacia la superficie.

Método SSS-Man: (Super Soil Stabilization Management Method) Es una variante del método CJG con utillaje propio. Con este sistema se realiza la perforación con el método de la circulación inversa; al llegar al fondo de la zona a tratar, el jet de agua y aire, adosado al útil de perforación en este sistema, se pone en funcionamiento creando una cavidad y deslizando el detritus por circulación inversa a través del monitor. La cavidad obtenida se controla en sus dimensiones por reflexión de ondas supersónicas. Si las dimensiones son las adecuadas se introduce lechada y se llena la cavidad. En este sistema la eficiencia del jet de corte se mejora no solamente con la presencia del jet de aire, sino por la garantía de la eliminación de los detritus presentes, lo cual incrementa el alcance del jet.

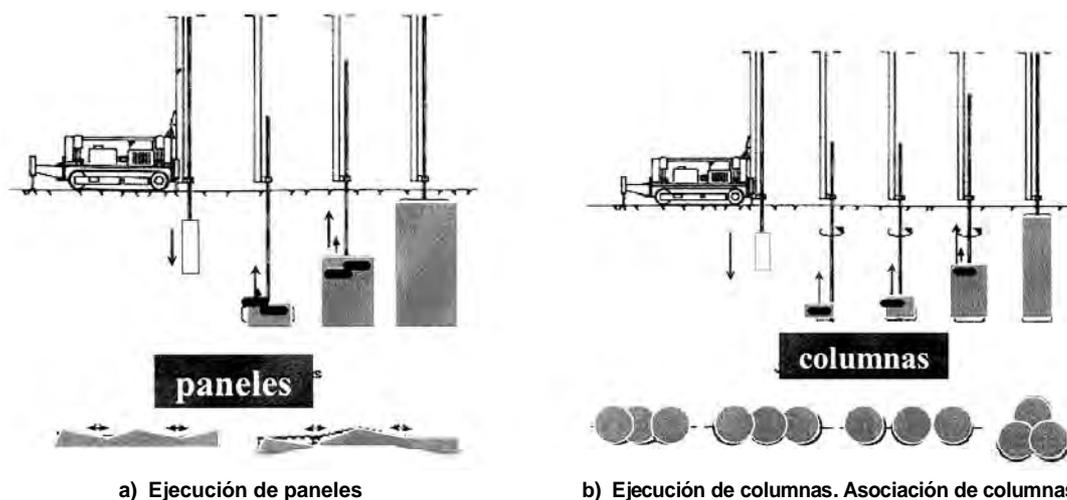


Figura 3. APLICACIÓN DE LA TÉCNICA DEL JET GROUTING EN LA CREACIÓN DE PANELES Y DE COLUMNAS.

Basadas en los grandes grupos anteriores se han desarrollado algunas técnicas especiales como el **Jet Grouting con Hidrosubstitución**. (Vereecke & Creytens, ref. 20). El procedimiento consiste en utilizar el jet de agua para dejar en suspensión las partículas de suelo que son arrastradas hacia el exterior. El hueco dejado se rellena con grava seleccionada y se inyecta posteriormente con lechada. En realidad se trata de un método de construcción de columnas.

Otra variante, semejante a la anterior, desarrollada en Japon (Horiguchi & Kajihara, ref. 21) utiliza la tecnología del Jet Grouting en conjunción con la hincas de pilotes prefabricados. Se perfora el terreno con jet de agua hasta llegar a la zona de implantación de la punta del pilote donde se realiza una cavidad con un jet lateral de agua. A continuación se inyecta lechada a través de la tobera y se vibra el monitor con el objeto de rellenar el hueco. Por último se hinca el pilote y se inyecta lechada a través del pilote hacia la punta, donde desplaza una membrana adosada al pilote generando un bulbo a presión contra el terreno alrededor de la punta.

El monitor se puede desplazar verticalmente, dotándole de rotación, en cuyo caso se forman columnas de suelo tratado, o bien sin rotación, en cuyo caso se forman paneles (figura 3). Esta última aplicación fue la desarrollada inicialmente por Yahiro y Yoshida. Existen dos variantes del método para ejecutar paneles:

- **SIMPLE:** Se perforan taladros próximos. Se introduce el monitor por uno de ellos y se remueve el terreno arrancado entre taladros, desplazando el detritus por el taladro contiguo.
- **DOBLE:** Desde un taladro central, con dos toberas se remueve el terreno de los dos paneles contiguos, desplazando el detritus por los taladros próximos.

En ambos casos, a continuación se introduce la lechada para rellenar el hueco dejado. La combinación de los movimientos de ascensión y rotación da lugar a múltiples formas del sólido tratado.

La tecnología del jet se utiliza también en las perforaciones dirigidas en minería o investigación petrolífera. Para perforar direccionalmente se utilizan dos sistemas: el Jet Drilling o perforación dirigida mediante un jet hidráulico y el Turbodrilling, en el que el avance se consigue mediante una turbina hidráulica combinada con jets. En ambos casos, la orientación y localización de la herramienta de corte se lleva a cabo mediante dispositivos de control. (Nuñez Olías, ref. 22).

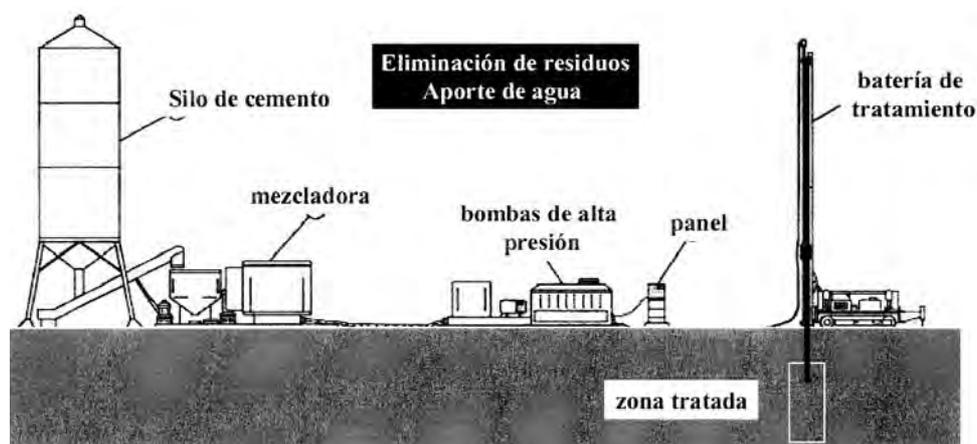


Figura 4. IMPLANTACIÓN DEL TRATAMIENTO. ELEMENTOS NECESARIOS.

El equipo se completa en superficie con los sistemas de bombas, silos de almacenamiento, mezcladoras, compresores, etc. (figura 4). Para conseguir el jet es preciso disponer de equipos con bombas de gran potencia (de hasta 400 HP) que permitan aplicar presiones de hasta 70 MPa. Es importante prever un sistema de evacuación y decantación de detritus. Para detritus con un alto contenido en agua se han utilizado filtros con centrífuga (Ichihashi et al. ref. 23). Los equipos actuales van provistos de sistemas de control electrónico continuo de las principales variables del método, como caudales, presiones, velocidades de rotación y ascenso.

El tratamiento permite la ejecución de columnas verticales e inclinadas, aumentando así las posibilidades de sus aplicaciones. La actuación puede ser puntual, con la ejecución de columnas o grupos de columnas secantes, o extendida, en la que se produce la asociación en paralelo de columnas secantes, dispuestas en mallas, para crear cuerpos de terreno prismáticos, extensos, produciendo presoleras. La separación entre columnas, y por tanto la geometría de la malla, están condicionadas por el radio previsto de la zona tratada.

Un aspecto importante a señalar es que la columna de Jet no es un pilote y que las presoleras no constituyen de por sí un elemento estructural asimilable a una losa. No debe olvidarse que el mecanismo de transmisión de acciones a través del terreno tratado debe analizarse teniendo presente el proceso constructivo que lo ha generado. En general, se trata de un sistema en paralelo, en el que el fallo de un elemento, en algún caso, puede arruinar el éxito del conjunto.

En cualquier caso, el diseño del tratamiento debe tener presente el objetivo buscado: mejorar la permeabilidad, la resistencia o la deformabilidad del terreno.

3. Parámetros de diseño

Como se ha señalado en la introducción, una de las críticas que recibe el método reside en la falta de estandarización que incluye tanto la fase de proyecto como la de control de ejecución. No obstante, con la implantación de la técnica en las últimas décadas, se ha ido generando una

bibliografía específica que permite encajar el problema planteado a partir de soluciones empleadas en otros puntos. También es cierto que los intentos de sistematización de correlaciones entre las distintas variables que influyen en el método y los resultados obtenidos, presentan una cierta dispersión ya que no se dispone de un modelo que explique el fenómeno e integre los resultados particulares obtenidos.

3.1. DETERMINACIÓN DE OBJETIVOS

Una práctica ya asentada en la aplicación del método es la realización de ensayos previos o campos de pruebas, previos a la implantación. En estos campos de pruebas se juega con los distintos parámetros para evaluar la combinación óptima de los mismos de acuerdo con el problema a resolver. Pueden citarse por su importancia en la bibliografía inicial sobre el tema, los campos de prueba en París para la consolidación de los terrenos donde se implantó el complejo de La Défense (Louis & Lunardi, ref.24), en Porto Tolle y Varallo Pombia, Milan (Italia) o Singapur (Tornaghi & Perelli, ref. 25; Aschieri et al., ref. 26) o en Japón (Shibazzaki & Ohta, ref. 27).

Como criterio previo debe pensarse que el resultado teórico del tratamiento conseguiría la sustitución o la mezcla del terreno *in situ*. Entre estos dos casos extremos se situarían las distintas aplicaciones. Si se pretende mejorar la resistencia o la deformabilidad se debe conseguir un mayor grado de sustitución. Para reducir la permeabilidad, la sustitución del terreno es un factor menos importante.

Por otro lado, desde el punto de vista de la mejora del terreno, su naturaleza es también un factor importante. En suelos granulares va a ser determinante el control de la permeabilidad, mientras que en suelos cohesivos, el control de resistencia o rigidez es fundamental. Obviamente existen situaciones intermedias.

Puede decirse que el Jet-1 y Jet-2, priman la mezcla, mientras que el Jet-3, potencia la sustitución. En general para tratamientos superficiales (hasta 10-12 m.) es recomendable el Jet-1. Para profundidades mayores ofrece más ventajas el Jet-3. En suelos cohesivos o granulares de grano fino se recomienda la utilización de Jet-3. Para suelos granulares gruesos y rocas meteorizadas o blandas, el Jet-1 (Stroud, ref. 19). En los siguientes puntos, matizaremos las anteriores consideraciones de tipo general.

3.2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO

Una vez determinados los objetivos, el reconocimiento del terreno es fundamental. Para ello es preciso caracterizar los terrenos atravesados hasta alcanzar la zona de tratamiento ya que su naturaleza justificará el proceso de perforación. Cabe pensar que se dispone de un reconocimiento previo cuyos resultados han permitido proponer un tratamiento del terreno.

Los distintos autores señalan como datos previos necesarios para diseñar el tratamiento los que se recogen en la Tabla I.

Si el objetivo es reducir la permeabilidad se debe disponer de datos sobre la permeabilidad del terreno para poder contrastar el resultado. Estos ensayos pueden ser puntuales (en sondeo) o locales (ensayos de bombeo), en función de la aplicación a realizar.

Tabla I. PROPIEDADES DEL TERRENO

SUELOS GRANULARES	SUELOS COHESIVOS
Granulometría ($d_{máx}$)	Plasticidad
Naturaleza de la fracción fina	Contenido de finos (# 200)
Densidad relativa (SPT)	Humedad, densidad
	Resistencia a corte (CPT)

3.3. LA PERFORACIÓN

Tiene por objetivo acceder a la zona de tratamiento y dejar el huelgo suficiente para la introducción del monitor y permitir la expulsión del detritus. El diámetro está comprendido entre 100 y 150 mm. en el Jet-3 y entre 60 y 80 mm. en el Jet-1.

Los sistemas de rotación se utilizan en suelos finos o medios y la percusión en suelos gruesos. La perforación puede ir acompañada del uso del jet de agua a presión y puede realizarse con el propio monitor. La perforación con la ayuda del jet produce una primera desorganización de la estructura del terreno, un lavado previo, y se ha comprobado que incide notablemente en la eficacia y alcance del tratamiento (Tornaghi, 11).

Recientemente se ha incorporado como técnica de ejecución el denominado sistema en dos etapas, en el que la fase de perforación se refuerza con una o varias pasadas del jet de agua, a presión menor que la de tratamiento (Paviani, ref. 17). Con este sistema se consigue un menor consumo de energía para el mismo alcance y, al lavar previamente el suelo, el jet de agua funciona mejor en un medio menos denso y más fluido (Bell et al., ref. 28).

Cuando se dispone la ejecución del tratamiento fijando una malla y asumiendo unos determinados diámetros con el objeto de solapar las columnas de material tratado y dar homogeneidad al terreno, puede ocurrir que, en profundidad, la separación entre los centros de columna sea mayor que en superficie, debido a la desviación respecto a la vertical. Así, aun obteniéndose el alcance de tratamiento previsto, no se consiguen los objetivos fijados en cuanto a homogeneidad, y, en su caso, estanqueidad. Este aspecto es especialmente importante en las pantallas ejecutadas con columnas secantes de jet o en los tapones de cierre impermeable en fondo de excavaciones.

Bell, (16) sugiere una limitación de la verticalidad al 1/100, aunque reconoce que consideraciones prácticas aconsejan limitar este valor a proporciones más bajas, de 1/30 a 1/75. Así, dos columnas adyacentes, separadas 80 cm. entre centros y con un diámetro teórico de 1 m, pueden no solaparse a 10 m de profundidad, para una tolerancia de 1/75. Paviani (17) presenta un estudio de la influencia de las tolerancias en el solape, en función de la profundidad, separación de columnas y disposición geométrica de la malla. La pre-perforación mejora la verticalidad, debido al efecto péndulo invertido que hace el monitor.

La entubación tiene sentido en tratamientos puntuales. En actuaciones extensas, la colocación de entubación aumenta los tiempos de ejecución debido a la colocación y retirada de la misma. No obstante, es recomendable proteger la embocadura del taladro siempre. Como se verá más adelante, la eliminación del detritus es un aspecto fundamental en los resultados de la técnica por lo que este aspecto debe ser siempre controlado.

3.4. EL MONITOR: TOBERAS

En el interior del monitor se disponen los conductos que transportan los distintos fluidos (agua, lechada y aire) a las respectivas toberas. Normalmente, el conducto central es utilizado para conducir la lechada, si bien, en el Jet-3, se reserva para el agua, por suponer un conducto de menor diámetro ya que el agua es el fluido que recibe una mayor presión desde las bombas.

Sin entrar en consideraciones de diseño mecánico, el elemento fundamental del monitor es el jet. Las dimensiones de la tobera determinan la concentración del jet, su velocidad y, por tanto, el alcance de su capacidad erosiva. El objetivo fundamental del jet es que se mantenga la coherencia del chorro a lo largo de la mayor distancia posible de la tobera.

Las investigaciones de Shibazaki & Ohta, (27) establecieron el diseño óptimo de las toberas para mejorar el alcance del jet (figura 5). Los factores analizados fueron: el diámetro de salida, el ángulo de convergencia y la forma de la boquilla. El máximo alcance se consigue reduciendo el diámetro de salida y para unos valores críticos de la longitud de la boquilla (aproximadamente de 3 a 4 diámetros) y el ángulo de convergencia (un cuarto de radian).

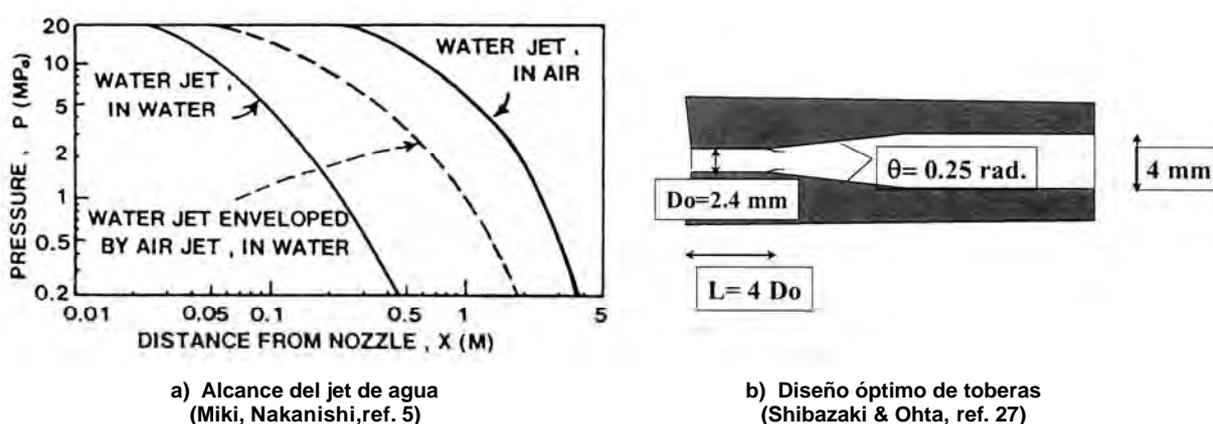


Figura 5. a) ALCANCE DEL JET DE AGUA: INFLUENCIA DEL JET DE AIRE.
b) DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DE LAS TOBERAS.

El jet de aire se dispone concéntricamente al jet erosivo, de agua en el sistema Jet-3 y de lechada en el Jet-2, y se pretende conseguir velocidades de salida sónicas. Se ha comprobado que cuanto mayor es la velocidad del jet coaxial de aire, menor es la reducción de velocidad del jet de agua, y el jet de aire se dispersa menos, fluyendo conjuntamente con el jet de agua hasta mayores distancias. (Yahiro & Yoshida, refs. 1, 2 y 3).

El diámetro de la tobera no sólo influye en el alcance del jet como se ha visto, sino en la velocidad media de salida y por tanto en la capacidad de corte. Por ello es preciso reducir al máximo este valor. Para igualdad de potencia y presión, la velocidad es inversamente proporcional al cuadrado del diámetro. Las limitaciones de esta tendencia son evidentemente las pérdidas generadas y la posible obturación cuando se inyectan fluidos de más viscosidad como en el caso del Jet-1 y Jet-2.

En el Jet-3, la tobera de agua y aire se sitúa por encima de la de lechada a una distancia variable entre 15 y 50 cm. Se ha comprobado (Parry-Davies et al., ref.29), que la disposición de las toberas de lechada y agua a 180° mejora notablemente los resultados. En un mismo tratamiento se pueden utilizar varias toberas tanto para lechada como para el agua.

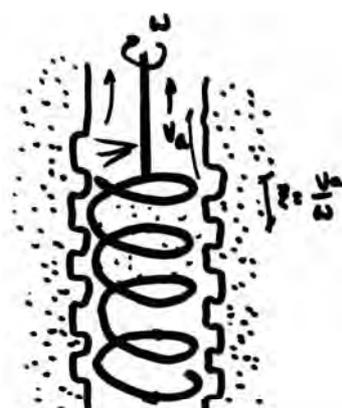
Si el jet no necesita producir una acción cortadora, como es en el caso del jet de lechada en el Jet-3, el tamaño de la tobera puede ser mayor. Por esta razón aparecen en la bibliografía valores recomendados para el diámetro de las toberas que van desde los 1.5 a los 6-8 mm. Se pueden resumir las tendencias indicando un diámetro de 3 a 5 mm para el Jet-1 de modo que aúne eficacia de corte y capacidad de evacuación de la lechada. Para el Jet-3 se recomiendan diámetros entre 1.5 y 2.5 mm. para el jet de agua y entre 6 y 8 mm. para el jet de lechada.

3.5. MOVIMIENTOS DEL MONITOR

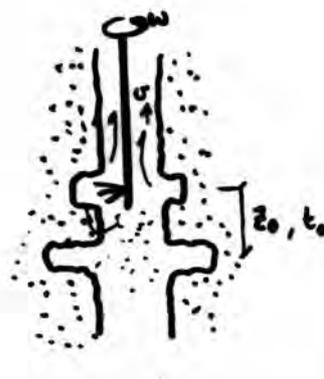
Una vez implantado el monitor a la cota más baja de la zona a tratar, se retira verticalmente con una velocidad de ascenso, v_a , que depende de la variante del método. Simultáneamente se le imprime una velocidad de rotación, w_a .

El desplazamiento vertical se puede realizar de modo continuo o discontinuo. En este último caso, el monitor se mantiene en rotación, sin desplazarse verticalmente, un tiempo, t_o , denominado tiempo de espera. Transcurrido este tiempo se desplaza verticalmente una distancia fija, z_o , denominada escalón (figura 6). En el método discontinuo, la velocidad media de ascenso será:

$$v_a = \frac{z_o}{t_o}$$



a) Ascenso continuo.



b) Ascenso discontinuo.

Figura 6. MOVIMIENTOS DEL MONITOR.

En el método continuo, la erosión del jet produciría una ranura helicoidal, ya que el jet no pasa nunca por el mismo punto. En el jet discontinuo, el jet realiza un número de pasadas N_p que valdrá:

$$N_p = w_a N_t t_o = \frac{w_a}{v_a} N_t z_o$$

donde N_t es el número de toberas.

En el jet continuo, el paso de la hélice z_h valdrá:

$$z_h = \frac{v_a}{w_a N_t}$$

Como se ve el cociente v_a/w_a es muy significativo en los efectos del tratamiento.

Los movimientos del monitor influyen en un doble aspecto:

- En la capacidad erosiva del jet, manifestada, como se ha visto, en el número de pasadas por el mismo punto, o por el paso de la hélice (w_a/v_a).
- En el consumo de fluido de inyección. En efecto, el volumen de lechada inyectada por metro lineal de columna es:

$$j = \frac{Q_j}{v_a}$$

El parámetro j tiene las dimensiones de área y sería la máxima superficie tratada por sustitución total si la capacidad erosiva del jet lo permitiera. Celma (30) ha propuesto denominarle superficie específica de inyección para diferenciarla de la superficie específica de tratamiento, que se definiría por el alcance radial del tratamiento. Obviamente j y j no coinciden y no deben confundirse.

Las velocidades de ascenso medias, v_a , son diferentes en el Jet-1 y en el Jet-3. Los valores presentados en la bibliografía definen rangos muy amplios. Así para el Jet-3 el rango de 4 a 10 cm/min. cubre casi todas las recomendaciones. Por contra, en el Jet-1 los rangos oscilan entre 16-30 cm/min. (Louis & Lunardi ref. 24)); 60-80 cm/min. (Baumann & Dupeuble, ref. 31); 20-70 cm/min. (Tornaghi, ref. 12). La velocidad de rotación, w_a , varía entre 6 y 10 r.p.m para el Jet-1 y entre 3 y 6 r.p.m. para el Jet-3.

3.6. EL FLUIDO DE INYECCIÓN

Es una lechada de cemento con proporciones A/C variables, normalmente entre 1 y 2. El valor más usado es 1, aunque algunos autores reducen este valor hasta 0.70 (Bell, ref. 16). El fluido de inyección es el material que se introduce en el terreno para mejorar sus propiedades por lo que deberá diseñarse en función de la aplicación. Existen dos condicionantes básicos: la fluidez necesaria para poder circular y el riesgo de abrasión.

La disgregación del terreno que supone el método no implica problemas de impregnación para suelos de grano fino, a diferencia de los métodos convencionales como ya se comentó. Se pueden añadir aditivos a la lechada según las características que se deseen mejorar. Los más frecuentes son cenizas pulverizadas y bentonita. En el primer caso su objetivo es económico y en el segundo la reducción de la permeabilidad. Las resistencias de la mezcla dependen de la proporción relativa de cemento y ceniza habiéndose comprobado que un precalentamiento de las cenizas mejora notablemente la resistencia. También pueden añadirse aceleradores, como el cloruro cálcico, o retardadores. Para evitar la precipitación de las partículas de la mezcla se puede utilizar una suspensión de arcilla de viscosidad adecuada.

Si el objetivo es reducir la permeabilidad se utiliza bentonita. La incorporación de la bentonita a la mezcla se puede realizar de dos modos diferentes: mezclando primero polvo de cemento y bentonita para posteriormente añadir agua a la mezcla, o bien, añadir un gel previamente formado de bentonita a una lechada de cemento. La proporción normalmente utilizada es de un 10% por peso de cemento. La utilización de bentonita suele subir la relación agua cemento hasta valores próximos a 2.

Como es evidente, y se ha comprobado experimentalmente, la resistencia de la columna formada depende de la proporción de partículas de suelo presentes (grado de mezcla y/o sustitución) y de la relación agua/cemento (Aschieri et al., ref. 26). A este respecto se debe señalar que en suelos granulares, parte del agua de la lechada se drena hacia el terreno, enriqueciendo en cemento la mezcla resultante y consecuentemente incrementando la resistencia obtenida.

Si llamamos k a la relación agua cemento en peso, podemos obtener los siguientes parámetros:

Concentración de cemento, C_c : peso de cemento por unidad de volumen de lechada:

$$C_c = \frac{G_c w}{1 + k G_c}$$

donde G_c es el peso específico relativo del cemento y w el peso específico del agua.

Densidad de la lechada: $\rho_j = C_c (1 + k)$

Consumo de cemento (en peso) por metro lineal, c_c :

$$c_c = C_c \rho_j$$

El parámetro ρ_j está relacionado con el consumo de cemento por metro lineal (c_c) de ahí la importancia del movimiento ascensional del monitor (v_a).

3.7. PRESIONES Y CAUDALES

En este aspecto hay que distinguir entre el jet de agua y el de lechada en los distintos tipos de tratamiento. En el Jet-1, el jet de lechada cumple la doble función de disgregar el terreno y aportar el fluido de inyección. Por tanto debe tener la energía suficiente para romper el terreno y el caudal necesario para tratar el terreno alcanzado por la acción del chorro. En el Jet-3, por el contrario, ambas funciones están separadas y el jet de lechada tiene como única función aportar el caudal suficiente para rellenar el hueco dejado por el jet de agua.

En el supuesto en el que, para el Jet-3, el jet de agua desplazara absolutamente todas las partículas del suelo, la lechada se aprovecharía al máximo si el área despejada por el jet de agua fuera igual a la superficie específica de inyección ρ_j .

En el caso general, tanto en el Jet-1 como en el Jet-3, parte de las partículas del suelo quedarán en la columna de terreno tratada, disminuyendo el volumen accesible a la lechada. Si se conociera la proporción de suelo remanente y el alcance del tratamiento, la elección del área específica se podría optimizar. Por tanto, desde el punto de vista del aporte de fluido, el caudal no es el único factor determinante ya que influye la velocidad de ascenso del varillaje.

La capacidad de corte está relacionada con la energía cinética del chorro, que depende de la presión aplicada. Por tanto en la elección del caudal y la presión a aplicar a los distintos fluidos se debe conjugar: el coste, o lo que es lo mismo, la potencia consumida, el caudal de fluido a aportar y la capacidad de corte. Si se quiere aumentar la presión para mejorar la capacidad de corte, manteniendo la potencia, se debe reducir el diámetro de las toberas.

Puede demostrarse que un incremento de presión es más efectivo con diámetros de toberas pequeños y un incremento de caudal se produce de modo más eficiente a presiones bajas y caudales altos. De ahí que, en el Jet-3, para el jet de agua sea más efectivo utilizar diámetros pequeños y para el jet de lechada diámetros grandes. En el Jet-1 la situación es intermedia debido a la doble función del jet; no obstante el rendimiento es mejor para potencias bajas.

Al igual que en otros parámetros, los rangos de valores recomendados son amplios. Para el Jet-1 Tornaghi & Perelli, (25), indican un rango entre 20 y 50 MPa; Muzas (15) entre 40 y 70 MPa y Baumann & Dupeuble (31) lo reducen a 25-40 MPa.

Para el Jet-3 la presión de lechada debería ser inferior como indican Coomber & Wright (32) al fijarla en 3 MPa. y Bell (16) indica un rango entre 0.5 y 3 MPa. Otros autores en cambio mantienen valores semejantes a los indicados para el Jet-1 como Núñez Olías (22) que da el valor de 20 MPa. Para la presión de agua los valores oscilan entre 30 y 50 MPa.

La presión de aire para el Jet-3 oscila entre 0.70 y 1 MPa con caudales entre 0.40 y 1 m³/min.

El caudal de lechada en el Jet-1 oscila entre 60 y 180 L/min, siendo semejantes los valores para el Jet-3. Los caudales del jet de agua en el sistema Jet-3 son menores, comprendidos entre 40 y 100 L/min, con un valor de 70 L/min como bastante aceptado.

En la Tabla II, se resumen los valores usuales de los parámetros del tratamiento recogidos en la Bibliografía.

Tabla II. RESUMEN DE VALORES

		JET-1	JET-3
Diámetro taladro	mm	100-200	100-200
Presión lechada	MPa	20-60	2-4
Presión agua	MPa	–	30-50
Presión aire	MPa	–	0.6-1.0
Toberas lechada	mm	3-5	7-8
Toberas agua	mm	–	1.5-2.5
Caudal lechada	L/min	60-180	50-180
Caudal agua	L/min	–	40-100
Caudal aire	m ³ /min	-	0.4-1.0
Vel. Ascenso	cm/min	20-70	4-10
Vel. rotación	r.p.m.	10-30	3-8
Relación A/C	–	1-2	0.7-1.0

4. Análisis del jet

En este apartado se va a analizar el fenómeno del jet y las propiedades físicas que lo caracterizan. Un jet es un chorro de fluido que emerge de una tobera de sección reducida a gran velocidad. Su característica fundamental es que supone la concentración de una gran cantidad de movimiento por unidad de volumen, transmitida a través de una superficie muy pequeña.

A diferencia de lo que se cree con frecuencia, la capacidad erosiva del jet no es debida a la presión del agua en la salida de la tobera. En efecto, en este punto la presión se debe a la columna de fluido hasta la superficie. La diferencia de presión entre la bomba y la salida de la tobera se transforma en velocidad. Por tanto lo que caracteriza al jet es transmitir una gran cantidad de movimiento a través de una sección pequeña. El diseño de la forma de la tobera mejora la eficiencia del chorro que mantiene de forma colimada y a gran distancia la coherencia del chorro.

La cantidad de movimiento por unidad de volumen de un fluido es ρv , siendo ρ la densidad y v la velocidad, y la ecuación de equilibrio para un fluido viscoso se puede escribir como:

$$\frac{d(\rho v)}{dt} + \frac{\rho v}{x_k} = f_i$$

$$\rho \frac{dv}{dt} + \rho v \frac{dx_k}{dt} = f_i$$

donde el tensor τ_{ik} es el tensor de densidad de flujo de cantidad de movimiento, p la presión, f las fuerzas de volumen y σ_{ik} es el tensor de tensiones viscosas.

En régimen estacionario, el jet se asimila a una concentración puntual de cantidad de movimiento, J_o , situada en el origen de coordenadas, por lo que se puede escribir:

$$\frac{\tau_{ik}}{x_k} = J_{o,i} \vec{r}$$

$$\int_S \tau_{ik} n_k dS = J_{o,i}$$

$$J_o = U_o^2 \int_0^{r_w} r^2 u_o^2(r) dr$$

donde \mathbf{n} es la normal exterior a una superficie S que rodee el origen de coordenadas. Se ha utilizado el teorema de la divergencia y el carácter puntual de J_o .

La tobera supone una fuente de masa que debe compensar el flujo a través de una superficie esférica que tenga como centro la boca de la tobera:

$$Q_o = 2 \int_0^{r_w} u_o(r) r dr = U_m r_w^2$$

donde r_w es el radio de la tobera y U_m la velocidad media de salida.

U_o y U_m no son iguales. Su relación depende de la distribución de velocidades $u_o(r)$ en la tobera. Por ejemplo, para una distribución parabólica, con velocidad nula en el contorno de la tobera, se obtiene:

$$u_o(r) = V_{m\acute{a}x} \left[1 - \left(\frac{r}{r_w} \right)^2 \right]$$

$$J_o = \frac{1}{3} r_w^2 V_{m\acute{a}x}^2 \quad Q_o = \frac{1}{2} r_w^2 V_{m\acute{a}x}$$

$$3U_o^2 = 4U_m^2$$

J_o , tiene dimensiones de fuerza, por lo que si la tobera emite un caudal Q_o a través de una sección, la potencia aportada, W , será:

$$W = \frac{1}{2} J_o U_m$$

donde U_m es la velocidad media de salida en la tobera y C_d un coeficiente de forma. El cociente entre J_o y la superficie de la tobera es una medida de la energía por unidad de volumen de fluido transmitida.

Si se consideran coordenadas esféricas, debido a la simetría, con el eje polar en la dirección de J_o , se obtiene (figura 7):

$$J_o = \int_S \left[r^2 \cos^2 \theta - r^2 \sin^2 \theta \right] r^2 \sin \theta d\theta d\phi$$

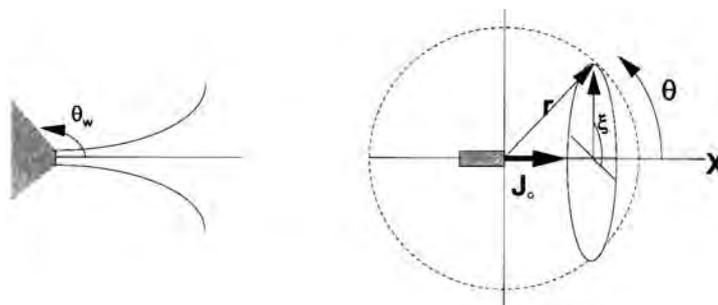


Figura 7. DEFINICIÓN GEOMÉTRICA DEL JET.

Las paredes del recinto se definen por el ángulo θ_w . La solución conocida de este problema, para el caso en que $\theta_w = \theta$, se puede encontrar en Landau, & Lifshitz, (33), e indica que las líneas de corriente se concentran en torno al eje del jet, formando un cono de flujo, con un ángulo muy pequeño θ_o , definido para flujo viscoso laminar en función de J_o , como:

$$\frac{J_o}{2 \nu^2} = \frac{32}{3 \theta_o^2}$$

donde $\nu = \mu/\rho$, es la viscosidad cinemática, μ la viscosidad y ρ la densidad del fluido.

Puede observarse la influencia de la viscosidad: para mayor viscosidad, el mismo valor de J_o consigue una menor colimación del jet (θ_o).

La velocidad del flujo es máxima en el eje del jet, $U_{m\acute{a}x}$, y va decreciendo con la distancia a la tobera x , de acuerdo con la expresión:

$$U_{m\acute{a}x} = \frac{8}{x} \frac{J_o}{\theta_o^2} = \frac{3}{8} \frac{J_o}{x}$$

Para el caso de flujo turbulento se obtiene una expresión semejante:

$$U_{m\acute{a}x} = \frac{J_o B}{x}$$

donde el valor de B se obtiene experimentalmente, depende del número de Reynolds y está relacionado con el modo en que se distribuye la velocidad en un plano perpendicular al eje del jet.

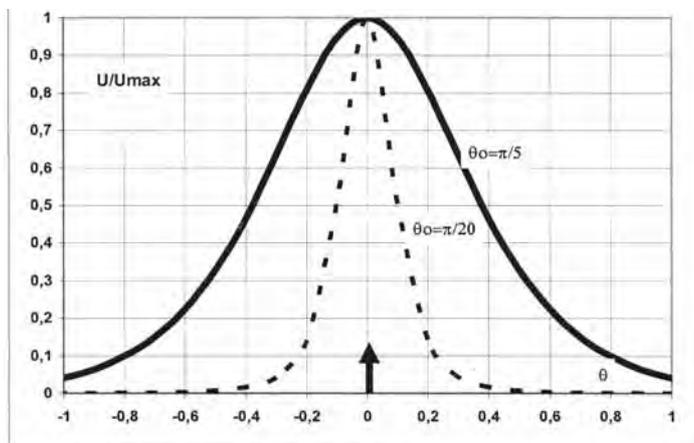


Figura 8. DISTRIBUCIÓN DE VELOCIDADES EN UN PLANO PERPENDICULAR AL EJE DEL JET. INFLUENCIA DE J_o .

La presencia de paredes en el recinto donde se desarrolla el jet, hace que el valor de J_0 no se mantenga con la distancia, como en el caso teórico. Se comprueba que la variación es logarítmica de acuerdo con la expresión (Celma, ref. 34):

$$\frac{J_x}{J_0} = 1 + m_0 \ln \frac{x_0}{x}$$

donde x_0 define la zona inicial en la que el Jet mantiene todas sus propiedades mecánicas (véase la figura 5a). En el tratamiento del jet grouting, la proximidad de las paredes a la tobera, debe influir negativamente en la transmisión de cantidad de movimiento en el jet.

La velocidad del jet se distribuye en torno al eje de acuerdo con una variación semejante a la dada por la curva de Gauss, de modo que en las proximidades de la tobera, la campana está más concentrada en torno al eje, garantizando la concentración de la cantidad de movimiento. Cuanto menor es σ , más concentrada es la distribución de velocidades (figura 8).

Del análisis anterior se deduce que el objetivo fundamental del tratamiento de jet consiste en concentrar y mantener la cantidad de movimiento aportada; es decir, aumentar J_0 y x_0 y disminuir la sección de salida.

La experimentación se ha concentrado en el diseño de toberas que permitan reducir al máximo las pérdidas y utilizar al máximo la potencia de las bombas (27). En la figura 9 se pueden observar las zonas que se desarrollan en un jet en función de la distancia a la tobera.

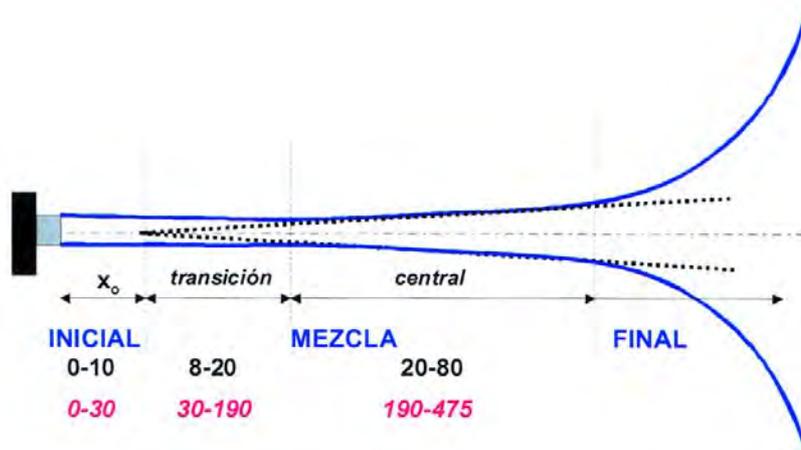


Figura 9. ZONAS DEL JET. DISTANCIAS A LA TOBERA EN FUNCIÓN DEL DIÁMETRO DE LA MISMA. VALORES SUPERIORES: JET DE AGUA EN AGUA. VALORES INFERIORES: JET DE AGUA CON JET CONCÉNTRICO DE AIRE, EN AGUA.

Yahiro & Yoshida (1,2,3) experimentaron con la utilización de un jet de aire concéntrico al jet del fluido erosivo consiguiendo un alcance intermedio entre el jet emergente en aire y el jet en agua (figura 9.b y 5.a). En sus investigaciones comprobaron que el alcance dependía de la presión de agua aplicada en bombas y del fluido en el que se introducía el jet. También comprobaron que existe un valor límite del caudal de aire, más allá del cual es inefectivo. La presión del aire efectiva sobre el jet también está limitada. Celma (34) ha propuesto un modelo para interpretar los parámetros que intervienen en este fenómeno (figura 10).

Cuando la cantidad de movimiento concentrada encuentra un obstáculo, se produce una reacción que es la causante de la erosión de esa superficie.

5. Capacidad erosiva del jet

Las experiencias disponibles sobre esta cuestión provienen fundamentalmente de las aplicaciones en minería (técnica del jet cutting). Se puede considerar que el jet puede ejercer su acción erosiva de modo continuo, estático o móvil, o de modo discontinuo, por impacto, según se desplace el jet o se produzcan impactos concentrados de volúmenes de fluido.

Los factores que influyen en el proceso dependen, además del tipo de jet:

- De las propiedades hidráulicas del jet: Presión, diámetro de toberas, naturaleza del fluido, coherencia del chorro y alcance del mismo.
- De las propiedades del terreno: estructura, tamaño de grano, resistencia, rigidez, permeabilidad.

Los resultados de la experimentación señalan como característicos los siguientes fenómenos:

Jet estático: el jet impacta en el mismo punto, aplicado durante un determinado tiempo. La erosión produce un cráter .

- El tamaño del cráter producido es proporcional al diámetro del chorro.
- Existe una distancia crítica para producir erosión. A pequeñas distancias se produce un efecto “colchón” que reduce la eficiencia del jet.
- Si el jet incide lateralmente, y se le imprime una rotación sobre su eje, la eficiencia es mayor.
- La efectividad se reduce con el tiempo de permanencia del jet.
- La profundidad alcanzada depende, entre otros factores, de la velocidad del fluido. Existe una velocidad crítica del fluido del jet, distinta para cada material, para producir erosión.
- La velocidad con la que se excava material no es constante, siendo mayor en los instantes iniciales, dependiendo de la resistencia del material.

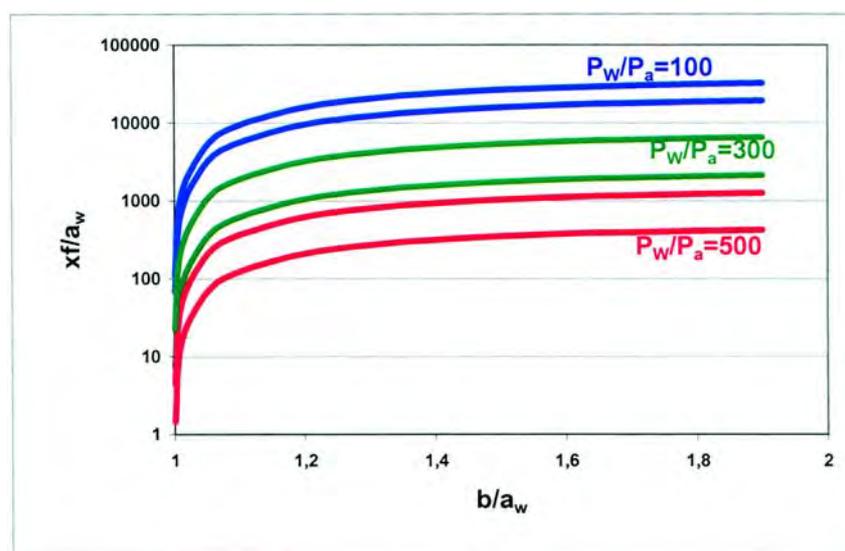


Figura 10. VARIACIÓN CUALITATIVA DEL RADIO (b) DEL JET DE AGUA EMERGENTE POR LA ACCIÓN DEL AIRE, EN FUNCIÓN DE LA DISTANCIA, x, A LA TOBERA (a_w = radio de la tobera de agua; f: parámetro; P_w : presión de agua; P_a : presión de aire). (Celma, ref. 34)

Jet móvil: el jet se desplaza con respecto al material con una velocidad constante. Puede realizar varias pasadas por el mismo punto.

- Cuanto menor es la velocidad relativa, mayor es la profundidad de erosión.
- Existe una distancia y una velocidad del jet críticas, a partir de las cuales, no se produce erosión.
- La incidencia inclinada del jet mejora la eficiencia.

Un aspecto analizado en el campo de la minería ha sido el rendimiento energético a través del concepto de *Energía Específica* definida como la potencia consumida para arrancar una unidad de volumen de material en la unidad de tiempo.

$$E_s = \frac{W}{\frac{dV}{dt}}$$

La Energía Específica, E_s , tiene dimensiones de Energía por unidad de volumen, de modo que cuanto mayor es E_s , el proceso es menos eficiente.

En la bibliografía sobre jet grouting, también se utiliza el concepto de Energía Específica para denotar el consumo de energía por metro lineal de columna. En este caso la Energía específica, e_s , se define como:

$$e_s = \frac{PQ}{v_a}$$

Los valores de e_s recogidos en la bibliografía, oscilan entre 1-25 MJ/m para la lechada, y de 8-180 MJ/m para el jet de agua.

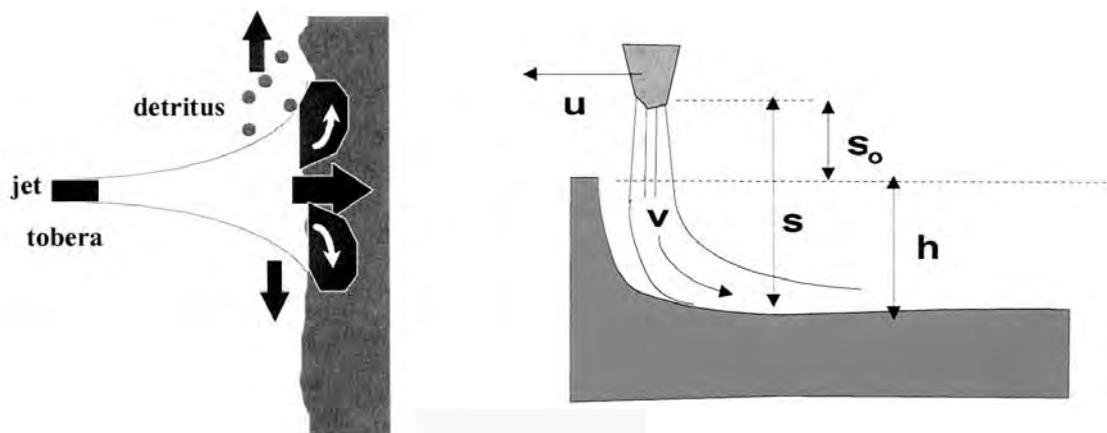


Figura 11. a) ACCIÓN EROSIVA DEL JET. b) ESQUEMA DEL JET MÓVIL.

5.1. JET MÓVIL

Por ser de aplicación en el jet grouting, analizaremos las características del jet móvil (figura 11.b). Para recoger las consideraciones generales anteriores, se puede proponer, con carácter cualitativo, que la profundidad erosionada, h , varíe con la velocidad de desplazamiento del jet, u , de la siguiente manera: (Mellor, ref. 35)

$$h(s, u) = (L - s) \left[1 - e^{-\frac{u}{u^*}} \right]$$

donde s es la distancia del jet a la superficie de impacto; u la velocidad del jet móvil; L es la máxima separación, a partir de la cual el jet no es efectivo; u^* y L son constantes que dependen del material y del jet. Cuando u tiende a cero, se recupera el jet estático. Cuando u tiende a infinito, la capacidad erosiva se anula. Siempre debe ser $s < L$, para que exista erosión.

Para garantizar la adimensionalidad, se sugiere la expresión: (Celma, ref.34)

$$L = k_1 \left[\frac{P_w}{\rho_c} \right]^2 \quad u^* = k_2 \frac{P_w}{\rho_c}$$

donde P_w es la presión del fluido, ρ_c su densidad y ρ_c la resistencia a compresión simple del material.

La energía específica del jet móvil es:

$$E_s = \frac{W}{uhb} = \frac{W}{ub \left[1 - e^{-\frac{u}{u^*}} \right]}$$

donde b es el ancho de la ranura que dependerá del diámetro del jet a la distancia s .

Si consideramos como referencia, la máxima energía específica, E_o , conseguida con un jet con velocidad infinita, se obtiene, llevando al límite la expresión anterior:

$$\frac{E_o}{E(u)} = \left\{ 1 - e^{-\frac{u}{u^*}} \right\} = \frac{u}{u^*}$$

En la figura 12 se observa cualitativamente cómo mayores velocidades producen energías específicas mayores y una menor profundidad de la ranura producida, siendo el proceso ineficiente.

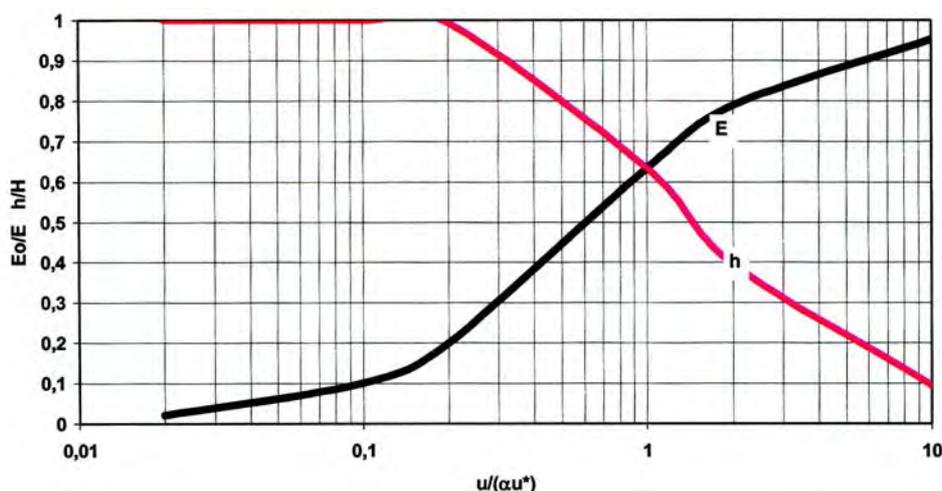


Figura 12. JET MÓVIL: INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL JET EN LA EFICIENCIA DEL PROCESO Y EN LA EROSIÓN PRODUCIDA (h = profundidad. H = profundidad máxima. E_o = Energía específica máxima).

En el tratamiento de jet, la velocidad relativa del jet está relacionada con la velocidad de rotación, w_a , por lo que velocidades de rotación elevadas, suponen un proceso ineficiente.

Para el tratamiento de jet grouting discontinuo, el tiempo de espera, t_o , implica un mayor número de pasadas por el mismo punto. Conviene, con este modelo cualitativo, analizar este aspecto.

Consideremos la ventaja de realizar el tratamiento con una velocidad relativa, u , con una sola pasada, frente a realizar más pasadas.

Las erosiones, h_k , producidas en las sucesivas pasadas están relacionadas por la expresión:

$$h_1 = (L - s_o)M \quad M = 1 - e^{-\frac{u^*}{u}}$$

$$h_2 = h_1(1 - M) \dots h_n = h_{n-1}(1 - M)$$

La profundidad d_n , alcanzada al cabo de n pasadas será:

$$d_n = \sum_{k=1}^n h_k = (L - s_o) \left[1 - e^{-n \frac{u^*}{u}} \right]$$

Podemos comparar la eficiencia de ambos métodos comparando sus energías específicas, E_1 y E_n :

$$E_1 = \frac{W}{uh_1b} \quad E_n = \frac{nW}{ud_nb}$$

$$\frac{E_1}{E_n} = \frac{1}{n} \frac{d_n}{h_1} = \frac{1}{n} \frac{1 - e^{-n \frac{u^*}{u}}}{1 - e^{-\frac{u^*}{u}}}$$

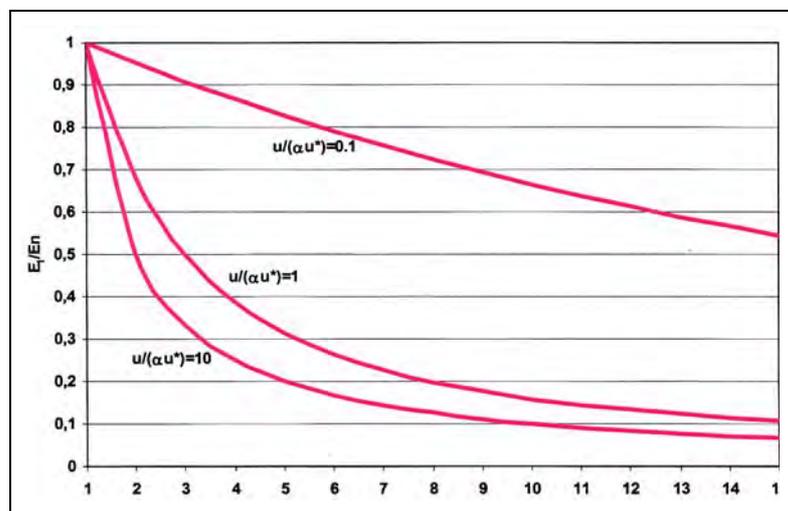


Figura 13. INFLUENCIA DEL NÚMERO DE PASADAS (n) Y DE LA VELOCIDAD DEL JET (u) EN LA EFICIENCIA DEL MÉTODO.

Como puede observarse en la figura 13, es siempre más eficiente realizar una pasada, aunque la reducción de eficiencia depende de la velocidad, siendo menor con velocidades pequeñas.

En la figura 14 se representa la profundidad alcanzada al aumentar las pasadas en comparación con la alcanzada en la primera pasada. Se observa que cuando la velocidad es pequeña, el

número de pasadas no mejora notablemente la capacidad erosiva. Por el contrario a velocidades grandes, es preciso realizar muchas pasadas para conseguir la penetración requerida, ya que la primera pasada produce una penetración muy pequeña.

Por tanto, en el tratamiento de jet continuo se deben buscar velocidades de rotación pequeñas al pasar el jet una sola vez por cada punto.

En el tratamiento de jet discontinuo, debe conjugarse la velocidad de rotación con el tiempo de espera por escalón, de ahí la importancia del parámetro v_d/w_a . El modelo presentado indica que es casi equivalente realizar n pasadas con velocidad u , o realizar una pasada con velocidad u/n .

Se ha intentado modelizar teóricamente la capacidad erosiva del jet a partir del análisis de ecuaciones mecánica e hidráulicas. Cabe señalar los trabajos de Crow (36) y Gilbert (37). Más recientemente, en nuestro país, la aportación de Asghar, Serrano y Soriano (38). No existe un modelo contrastado que permita predecir con antelación el alcance erosivo del tratamiento de jet grouting. En la bibliografía se recogen correlaciones entre los distintos parámetros señalados anteriormente.

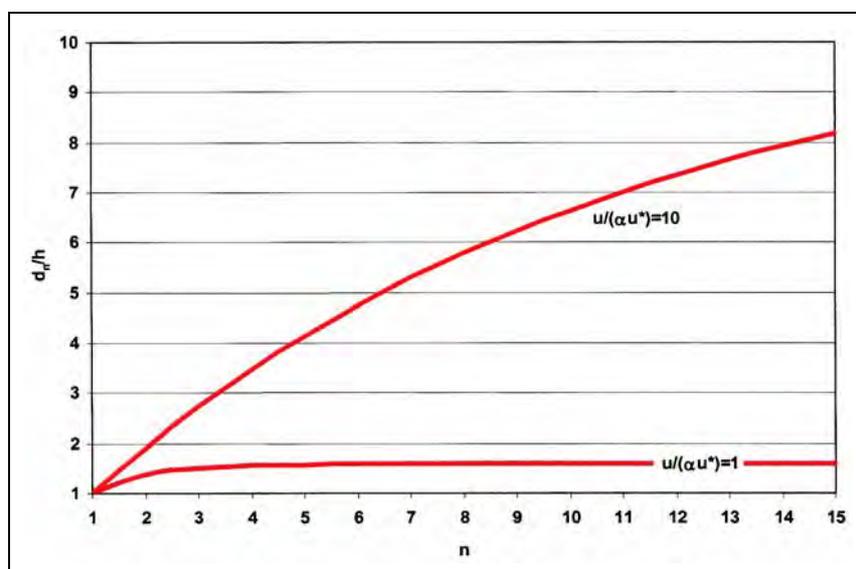


Figura 14. INFLUENCIA DE LA VELOCIDAD DEL JET (u) Y EL NÚMERO DE PASADAS, n , EN LA PENETRACIÓN ALCANZADA (d_n) EN COMPARACIÓN CON LA ALCANZADA EN LA PRIMERA PASADA.

5.2. LA FORMACIÓN DE LA COLUMNA

El diámetro de la columna formada depende de la capacidad erosiva del jet y, por tanto, de los parámetros analizados anteriormente. No obstante, la lechada aportada debe ser suficiente para poder rellenar los huecos dejados por la erosión del jet, de ahí la distinción entre Superficie específica de inyección y Superficie específica de tratamiento. La distinción de ambas radica en el balance entre sustitución y mezcla producida por el tratamiento. Otro aspecto importante, que incide en la formación de la columna es la posibilidad de eliminación de los fluidos sobrantes y del terreno erosionado. Este aspecto es más importante en el Jet-3.

Existe cierta coincidencia al afirmar que el comportamiento del tratamiento ofrece resultados diferentes en suelos granulares y cohesivos. En general, parece aceptado que en suelos arenosos se obtienen los mejores resultados debido a que la erosión de su estructura requiere escasa energía a causa de la ausencia de cohesión y porque la eliminación de las partículas hacia el exterior es fácil.

En estos suelos se obtienen las columnas con mayores diámetros. El tamaño de la columna tratada depende de la gradación del suelo y de su densidad, de modo que en suelos con estructura floja y mal graduados se obtienen los mayores diámetros (Bell, ref. 16). Cuando el coeficiente de uniformidad es alto, la densidad relativa es un factor más importante que la gradación (Miki, ref.5).

El tratamiento de suelos tipo grava tiene por objetivo primordial la reducción de la permeabilidad. Si las gravas son muy permeables y mal graduadas se produce pérdida de fluidos y se alteran las propiedades geométricas del tratamiento. Por otro lado, si el tamaño de grava es relativamente importante en comparación con el diámetro del jet, la energía del jet se disipa en el choque contra las partículas de grava, sin conseguir destruir la estructura del suelo conseguida por el encajamiento de las partículas más gruesas. En este caso, el jet de agua produce un lavado ligero de finos, una infiltración del agua hacia el terreno y el fluido se inyecta por impregnación pero a una presión muy baja (la columna de fluido hasta la superficie). La pérdida de fluido a través de las paredes reduce la relación agua/cemento en algunos casos mejorando la calidad, la resistencia del conjunto lechada-terreno.

Para otro tipo de granulometrías y estructuras, la acción del chorro de agua rompe la estructura, pone en suspensión y arrastra las partículas de tamaño menor, permaneciendo las más gruesas *in situ* mezclándose con la lechada de cemento. La capacidad de eliminar las partículas más finas depende de la velocidad del detritus en su movimiento ascensional por el espacio anular entre el monitor y las paredes.

La eficiencia del jet se ve reducida con la presencia de cohesión por ligera que ésta sea. La cohesión desarrollada por el terreno puede deberse a fenómenos de encaje o a procesos de resistencia a corto plazo sin drenaje. Si bien las arenas limosas e incluso los limos son adecuados para el tratamiento, los diámetros alcanzados son claramente inferiores a los obtenidos en suelos arenosos.

Cuando la resistencia a corte excede los 50 a 60 KPa el alcance del tratamiento es muy reducido con los métodos convencionales, necesiéndose el uso de jets de alta energía o la aplicación repetida del método (prelavado, método de dos etapas). En suelos sensitivos el resultado del tratamiento es espectacular, obteniéndose diámetros grandes.

Uno de los factores más condicionantes de la efectividad del tratamiento, a igualdad de otros parámetros, es la capacidad de evacuación de detritus. Cuando se bloquea el espacio anular entre el monitor y la perforación, la cavidad formada entra en carga, llegando a producir la rotura

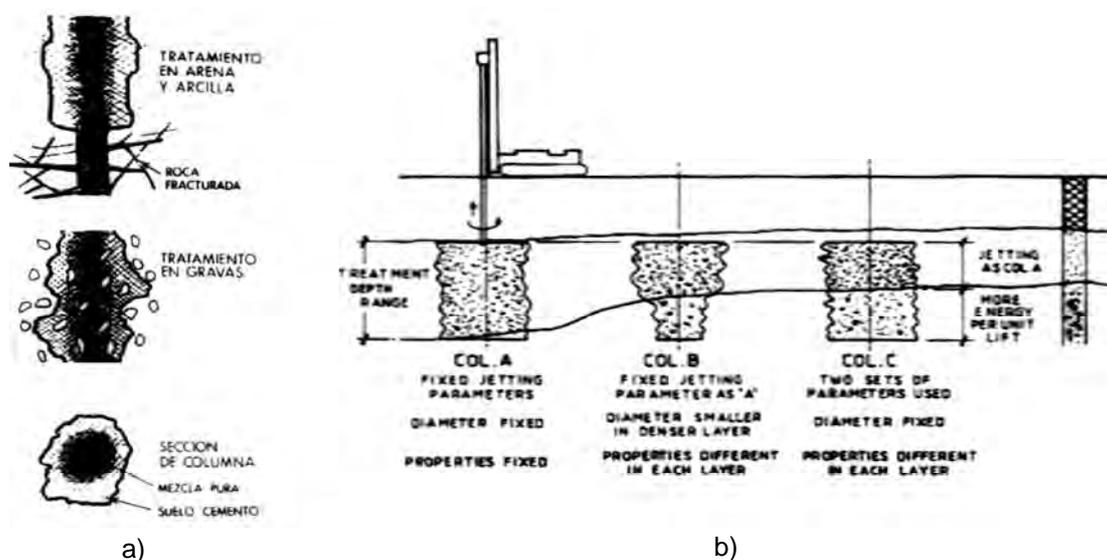


Figura 15. INFLUENCIA DEL TIPO DE TERRENO EN LA FORMACIÓN DE LA COLUMNA. a) REF. 24. b) REF. 16.

del terreno. Este efecto es más señalado en suelos cohesivos donde el detritus de suelo es más viscoso y puede incluir terrones de suelo desgajado que hacen difícil su eliminación.

Las irregularidades del terreno, la sucesión de capas de distinta naturaleza o la presencia de lentejones, alteran obviamente el resultado obtenido si no se varían los parámetros del tratamiento adecuadamente (figura 15.b). No parece adecuado el tratamiento extensivo en zonas con cavidades, presencia de bolos o restos enterrados, aunque el tratamiento puntual es muy competitivo frente a otras técnicas.

En general, puede decirse que en terrenos finos homogéneos la columna de terreno formada es más regular aunque de menor diámetro. Existe un límite preciso que señala el alcance del corte y del tratamiento. Se produce una cierta compactación del terreno en el entorno de la cavidad lo que produce una mejora relativa de sus propiedades (figura 15.a).

En terrenos granulares tipo grava, por contra, el resultado es menos homogéneo, más irregular, siendo frecuentes las impregnaciones en forma de cuñas. Existe una zona de transición entre la zona desestructurada y el terreno natural en la que las propiedades se han mejorado. La lechada produce una especie de película en la cavidad que limita las posibilidades de lavado de la lechada (Louis & Lunardi, ref. 24; Bell, ref. 28).

Tabla III. DIÁMETRO DE COLUMNA. ESPESOR DE PANEL (m)

	JET-1	JET-3: PANEL	JET-3: COLUMNA
Suelos granulares	0.40-1.00	0.15-0.30	1.50-2.50
Suelos cohesivos	0.30-0.50	0.05-0.10	0.80-1.50

Se debe señalar que en algunas publicaciones se relaciona, como criterio de diseño, el valor de j con v_a (Coomber, ref. 32; Covil, ref. 39; Covil & Skinner, ref. 40) asumiendo que el volumen erosionado por unidad de tiempo es constante, siendo el planteamiento incompleto, al asumir que $j = v_a$, como se ha comentado anteriormente (figura 16.a).

La bibliografía proporciona tablas o gráficas en las que se recogen resultados de realizaciones (figura 16.b). En la Tabla III, se presenta un resumen de los datos aportados.

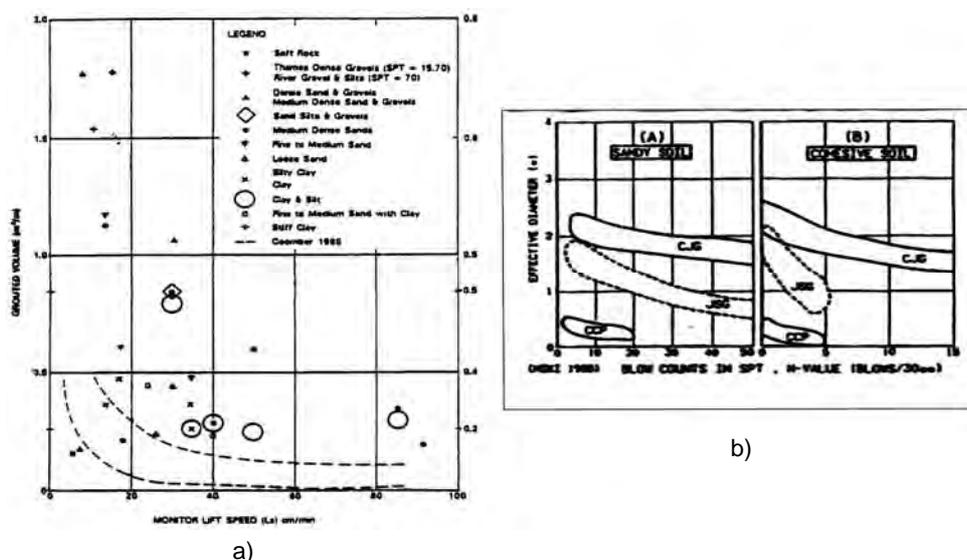


Figura 16. a) RELACIÓN ENTRE LA SUPERFICIE DE COLUMNA Y LA VELOCIDAD DE ASCENSO PARA DISTINTOS TIPOS DE SUELOS (Covil (40)). Señalado en punteado: propuesta de Coomber (32). b) PROPUESTA DE DIÁMETROS DE COLUMNA EN FUNCIÓN DEL SPT, DE LA NATURALEZA DEL SUELO Y DEL TIPO DE TRATAMIENTO (Miki & Nakanishi (5)).

5.2. Efectos secundarios

La experimentación realizada *in situ*, en campos de pruebas, proporciona valores muy dispersos. En principio, teóricamente, el tratamiento no debería producir alteración del estado tensional y, por tanto, no se deberían producir efectos secundarios. No obstante, una ejecución defectuosa del tratamiento ha producido en muchos casos movimientos inducidos. La causa fundamental radica en la obstrucción del espacio anular entre el monitor y la perforación, que hace que el recinto entre en carga. Debe señalarse que este efecto se ha producido en las etapas iniciales de la aplicación del método.

En La Défense con Jet-1 (Louis & Lunardi, ref. 24) el incremento de presión intersticial en terrenos cohesivos se produce durante la aplicación del tratamiento, se disipa rápidamente y se concentra en el entorno de la columna. En Singapur, con Jet-1, y en arcillas blandas, se midieron 20-40 Kpa a 3-6 metros de la columna (Tornaghi & Perelli, ref. 25). Los movimientos horizontales inducidos son pequeños. En La Défense se midieron 18 mm a 50 cm de la columna y a una profundidad de 7 metros en aluviones limosos del Sena. En Singapur se midieron 23 cm a 1 m y 5 cm a 6 metros.

El tratamiento puede producir levantamientos: En Singapur se midieron 30 cm a 1 m; 17 cm a 3 m; 5 cm a 6 m y 1 cm a 10 metros. Aschieri et al. (ref. 26) midieron levantamientos medios de 1 cm. En los terrenos limosos de La Défense se midieron asientos de 0.90 mm en una columna de 40 cm de diámetro y 9 metros de longitud bajo una carga de 1050 KN. Baumann & Dupeuble (ref. 31) refieren un asiento de 3 mm para una carga de 600 KN.

Celma et al.(41) describen el levantamiento de un edificio en la proximidad de una pantalla durante la ejecución de una presolera con jet grouting. Recientemente el fenómeno ha sido analizado en relación con la ejecución de tratamiento de jet en suelos blandos (Wong et al. (42); Poh&Wong (43); Hsieh et al. (44)).

El incremento de presión puede producir la fracturación del terreno dependiendo de sus propiedades y de su estado inicial (tensión inicial, K_0). En muchos casos, la técnica del jet grouting se ha traducido en una inyección de fracturación, justificando el alcance de la lechada inyectada. Aunque en este caso se puede conseguir el efecto deseado de mejora de las propiedades del terreno, la técnica no se ha empleado adecuadamente. Shen et al. (45) han analizado el efecto de la ejecución de la técnica del Deep Mixing (mezcla mecánica *in situ*) en el estado tensional del entorno de la zona de tratamiento, con conclusiones que, adaptadas a la técnica del jet, pueden permitir analizar el fenómeno descrito.

6. Control de ejecución: relación entre los parámetros

El control del tratamiento debe estar condicionado por los objetivos perseguidos de mejora del terreno (resistencia, rigidez o permeabilidad) y por su disposición geométrica (columnas o uso extensivo en presoleras). Como se ha comentado, es preciso realizar campos de pruebas previos en el terreno a tratar para determinar la combinación de los parámetros idóneos para obtener los objetivos prefijados.

El control durante la ejecución debe garantizar que los parámetros de diseño se mantienen de acuerdo con los valores prefijados (v_a , w_a , presiones y caudales, verticalidad). Cuando se realiza un uso extensivo (presoleras) se debe programar la ejecución de las columnas de modo que la formación de una columna no destruya las adyacentes en las que la lechada no ha fraguado.

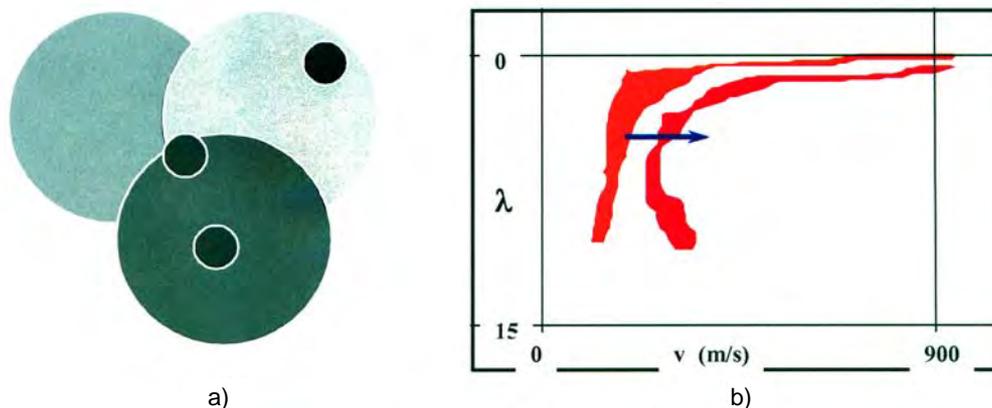


Figura 17. a) UBICACIÓN DE SONDEOS PARA EL CONTROL DE EJECUCIÓN. b) UTILIZACIÓN DE ONDAS RAYLEIGH PARA EL CONTROL DEL TRATAMIENTO (48).

Otro tipo de controles están asociados a evitar los efectos secundarios en el entorno y exigen instrumentación.

Por último, se deben establecer controles para garantizar las propiedades y funcionamiento del producto. En este caso se debe conseguir que las propiedades globales de resistencia, rigidez y permeabilidad, cumplan los requisitos exigidos, para lo cual se deben contrastar los resultados medidos con los obtenidos en los campos de prueba previos. Por ejemplo, para controlar la permeabilidad se pueden construir recintos estancos y controlar el flujo o presiones de agua, o simplemente realizar ensayos *in situ*.

En general se recurre a la ejecución de sondeos con extracción de testigos en las columnas, en los puntos de intersección entre columnas, o a distancias del eje de la columna para comprobar el alcance del tratamiento (figura 17.a). Con los sondeos se pueden obtener datos durante su ejecución (parámetros de sondeo, par, avance, fuerza, RQD...). Debe señalarse que en muchos casos, la fragmentación del testigo se debe a la presencia de partículas gruesas o a la propia ejecución del sondeo, por lo que la estimación de un RQD, no es, *a priori*, un índice de calidad del tratamiento.

En las muestras tomadas se analiza las propiedades de resistencia y deformación, y su composición (densidad, contenido de cemento). Existen numerosas referencias que recogen los controles realizados en obras concretas. Cabe señalar los trabajos de Lunardi (46), por su carácter general, y de Morey & Campo (47), por la descripción del tratamiento realizado para la ejecución del Metro de El Cairo, donde obtienen una relación entre el diámetro de la columna obtenida y la energía específica, e_s .

También se ha recurrido en ocasiones al empleo de técnicas geofísicas para determinar la presencia de tratamiento (Georadar) o las propiedades globales del terreno tratado (sísmica, SSRW, rayos γ , figura 17.b) (48).

6.1. COMPOSICIÓN DE LA COLUMNA Y DEL DETRITUS: EFICIENCIA DEL TRATAMIENTO

Un aspecto interesante a considerar en el control del producto es la relación existente entre las propiedades del detritus eliminado a superficie y las propiedades de la columna. Este enfoque ha sido desarrollado por distintos autores en los últimos años: Muzas (15); Celma (30, 49,50); Kauschinger et al. (51); Croce & Flora (52).

Para analizar el problema consideremos el balance de masa para las partículas del suelo, el agua aportada y el fluido inyectado (figura 18).

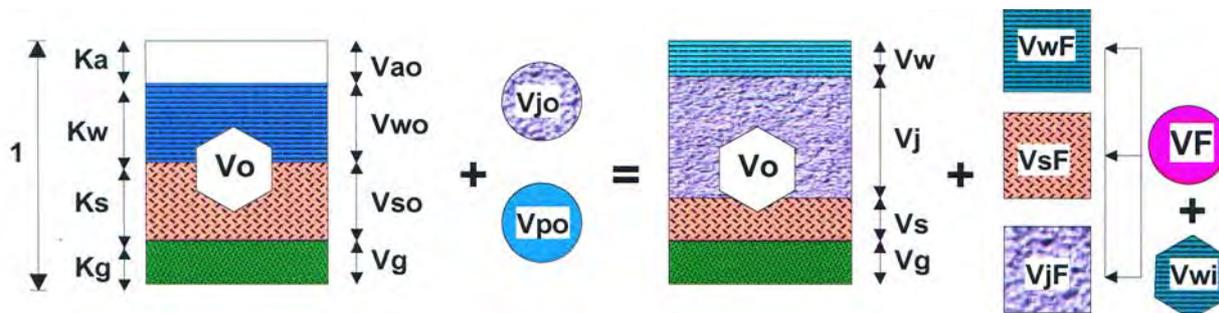


Figura 18. BALANCE DE MASA PARA EL SUELO, EL FLUIDO DE INYECCIÓN Y EL AGUA.

Sea V_o el volumen de suelo tratado. En su estado inicial estará compuesto por: partículas de suelo, agua, V_{wo} y aire, V_a . Entre las partículas de suelo distinguimos entre aquellas susceptibles de ser erosionadas y transportadas a superficie, V_{so} , y aquellas que permanecerán *in situ*, V_G . Definimos los volúmenes parciales iniciales, de cada fracción: $K_G = V_G/V_o$, etc., de modo que:

$$V_G + V_{so} + V_{wo} + V_A = V_o$$

$$K_G + K_s + K_w + K_A = 1$$

El suelo tratado estará compuesto, al final del tratamiento, por los siguientes componentes:

$$V_G + V_s + V_w + V_j = V_o$$

$$V_s = K_s \mu V_o$$

donde se ha definido el parámetro μ que representa la remoción de partículas erosionables. Si $\mu = 1$, no se ha producido remoción de partículas.

El detritus que alcanza la superficie, V_F , estará compuesto por lechada, agua y partículas:

$$V_{sF} + V_{wF} + V_{jF} = V_F$$

Si suponemos un aporte de agua a través del jet, V_{po} , y un aporte de fluido, V_{jo} , el balance de masa permite escribir:

$$V_{jo} = V_j + V_{jF}$$

$$V_{po} + V_{wo} = V_w + V_{wF} + V_{in}$$

$$V_{so} = V_s + V_{sF}$$

$$V_{in} = V_{po}$$

donde: V_{in} representa el volumen de agua infiltrado en el terreno por permeabilidad y otras pérdidas.

Considerando un elemento diferencial de volumen de suelo tratado, $dV = v_a dt$, se obtiene:

$$Q_F = Q_{jo} + Q_{po} (1 -) - K_a + K v_a$$

donde: Q_F es el caudal de detritus, Q_{jo} el caudal de lechada inyectada, Q_{po} el caudal de agua, v_a es la velocidad ascensional y es el área específica de tratamiento. En Suelos saturados, $K_a = 0$, y, con el jet-1, $Q_{po} = 0$.

La naturaleza del tratamiento permite definir dos coeficientes para medir la eficiencia del mismo (Celma, ref. 50 y 51):

- **Coefficiente de inyección**, α_j , que mide la parte de lechada aportada que ha quedado en el terreno tratado.
- **Coefficiente de llenado**, α_c , que define la fracción de huecos disponibles llenado por la lechada.

$$\alpha_j = 1 - \frac{V_{jF}}{V_{j0}} \quad \therefore \quad \alpha_c = \frac{V_j}{V_o(1 - K_g)}$$

La situación óptima correspondería al caso $\alpha_c = \alpha_j = 1$. Ambos coeficientes no son independientes y están relacionados por:

$$\alpha_j = (1 - K_g) \alpha_c$$

La situación óptima supone:

$$\alpha_j = (1 - K_g)$$

Supongamos que podemos medir las propiedades del detritus: el caudal evacuado, Q_F , su peso específico aparente, γ_F , y su densidad seca, γ_{dF} .

Con el objeto de analizar estos datos se definen las variables auxiliares m , Z , A_j y A_s :

$$\begin{aligned} mA_j &= Z \alpha_j & A_j &= \frac{\gamma_F C_c - \gamma_{dF} \alpha_j}{\gamma_s C_c - \gamma_s \alpha_j} & \gamma_F &= \gamma_F - \gamma_w & m &= \frac{Q_F}{Q_{j0}} \\ mA_s &= 1 - \alpha_j & A_s &= \frac{\gamma_{dF} \alpha_s - \gamma_F \alpha_s}{\gamma_s C_c - \gamma_s \alpha_j} & \gamma_s &= \gamma_s - \gamma_w & & \\ & & & & \alpha_j &= \alpha_j - \gamma_w & & \\ & & Z &= \frac{K_s}{1 - K_g} \frac{(1 - \mu)}{\alpha_c} & & & & \end{aligned}$$

donde γ_s es el peso específico de las partículas sólidas del suelo.

Conociendo las propiedades del detritus, se pueden obtener los parámetros m , Z , A_j , A_s y α_j . El parámetro Z está relacionado con la remoción de suelo. En el caso de Jet-1, con suelo saturado, y sin remoción de suelo, se cumplirá: $\mu = 1$; $Z = 0$; $m = 1$; $\alpha_j = 0$ y $\gamma_F = \gamma_j$. Existe un valor óptimo Z^* que se corresponde con el caso $\mu = 0$; $\alpha_c = 1$. Z^* vale:

$$Z^* = \frac{K_s}{1 - K_g}$$

Supongamos que podemos determinar el peso específico de la columna γ_{col} , a partir de una probeta. Se cumple:

$$\gamma_{col} = \gamma_w + (\mu K_s + K_g) \gamma_s + \alpha_j (1 - K_g) \alpha_c$$

Sea α_c el contenido de cemento de la columna (peso de cemento por peso de todos los sólidos), definimos, al igual que para el detritus, el parámetro auxiliar α_c :

$$\alpha_c = \frac{\gamma_s}{C_c} \frac{c}{1 - c}$$

Para la situación óptima ($\mu = 0$; $c_c = 1 \cdot Z = Z^*$) se obtiene también un óptimo w_c^* y, por tanto de w_c^* .

$$w_c^* = \frac{1 + K_G}{K_G} = \frac{w_s}{C_c} \frac{w_c^*}{1 - w_c^*}$$

Cuando K_G tiende a 0, el valor de w_c^* tiende a 1.

El peso específico óptimo de la columna será:

$$w_{col}^* = w_w + K_G w_s' + w_j'(1 - K_G)$$

En el caso peor, sin presencia de lechada, $w_w = 0$; $w_c = 0$; $\mu = 1$; $w_c = 0$ y se cumplirá lógicamente:

$$w_{col} = w_w + (K_s + K_G) w_s' = w_t$$

donde w_t es el peso específico inicial del terreno.

Existe otro caso singular correspondiente a $\mu = 0$; $w_w = 0$; $w_c = 0$; es decir, cuando se ha lavado el terreno y no ha quedado lechada en la columna. Éste sería el peso específico mínimo de la columna tratada:

$$w_{col,min} = w_w + K_G w_s'$$

Cuando K_G tiende a 1, la diferencia entre $w_{col,min}$ y w_t se reduce.

Pudiera ocurrir que se produjera una remoción total del suelo erosionable ($\mu = 1$). En este caso se alcanzaría un peso específico máximo de la columna, con $Z = 0$, para un valor crítico de $w_c = w_c^o$:

$$w_c^o = \frac{1 - K_G}{K_s + K_G} \quad w_{col,max} = w_w + (1 - K_G) w_j' + (K_s + K_G) w_s'$$

Por tanto, la máxima eficiencia del tratamiento no se consigue con la máxima densidad de la columna.

6. 2. ESTIMACIÓN DEL ÁREA TRATADA

Con las ecuaciones anteriores se puede construir una gráfica que relacione el peso específico de la columna y su contenido de cemento con el parámetro Z (figura 19a). Conocidos estos datos sería posible determinar los parámetros de eficiencia del tratamiento w_c y w_j y el área tratada A_j , donde se puede estimar el alcance:

$$\frac{w_c}{w_j} = \frac{w_j}{w_c} \frac{1}{1 - K_G} = \frac{mA_j}{K_G + K_s} \frac{1 + Z}{Z}$$

Para el caso óptimo, se recupera el valor óptimo de w_c^* :

$$\frac{w_c^*}{w_j} = \frac{1}{1 - K_G}$$

Para determinar el valor de K_G , basta con comparar la composición granulométrica del terreno original y de la zona tratada y conocer las propiedades de estado del suelo original (Figura 19.b).

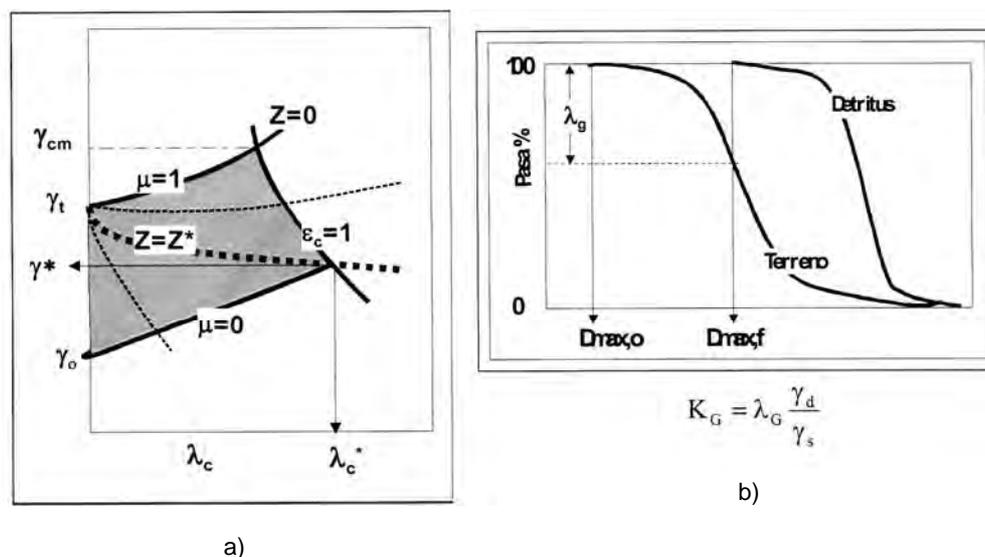


Figura 19. a) RELACIÓN ENTRE EL PESO ESPECÍFICO DE LA COLUMNA, γ_{col} , EL CONTENIDO DE CEMENTO (μ), Y LOS PARÁMETROS DEL DETRITUS (Z), $\gamma_o = \gamma_{col,min} \cdot \gamma_{col,máx}$. (Los valores con asterisco corresponden a los óptimos.) b) DETERMINACIÓN DE K_G .

Un aspecto a considerar es que el valor de λ_c estimado, supone una distribución homogénea del grado de mezcla y/o sustitución en la superficie tratada. Evidentemente, el contenido de lechada *in situ* no es constante. En la zona central, donde se efectuó el taladro, el grado de sustitución será total. Es posible, por tanto, que la presencia de tratamiento sea detectada a distancias mayores que la estimada, aunque con un menor grado de sustitución. Este fenómeno puede justificar la variación de la resistencia medida en testigos obtenidos a distintas distancias del eje de la columna.

Por otro lado, cuando en el tratamiento se producen fenómenos de obturación, el análisis del resultado debe enfocarse desde otra perspectiva.

6.3. LA RESISTENCIA DEL TERRENO TRATADO

Como se ha visto, el alcance de la columna puede variar con la profundidad, manteniendo todos los parámetros. En general, se ha comprobado que la resistencia del terreno mejorado depende de la relación agua/cemento en forma parabólica. Distintas experiencias han confirmado esta relación. Aschieri et al. (26).

La relación propuesta es de la forma:

$$R = B (A/C)^n$$

donde R = resistencia en MPa, A/C = relación Agua/cemento en peso y n una constante. Aschieri (26) da los valores de $B = 2.23$ y $n = (-1/2)$, Tornaghi (25) da $B = 6$ y $n = (-1/2)$.

La presencia de lechada en el terreno tratado, influye en la densidad del testigo, por lo que también se han realizado correlaciones entre la resistencia a compresión y la densidad (figura 20.a).

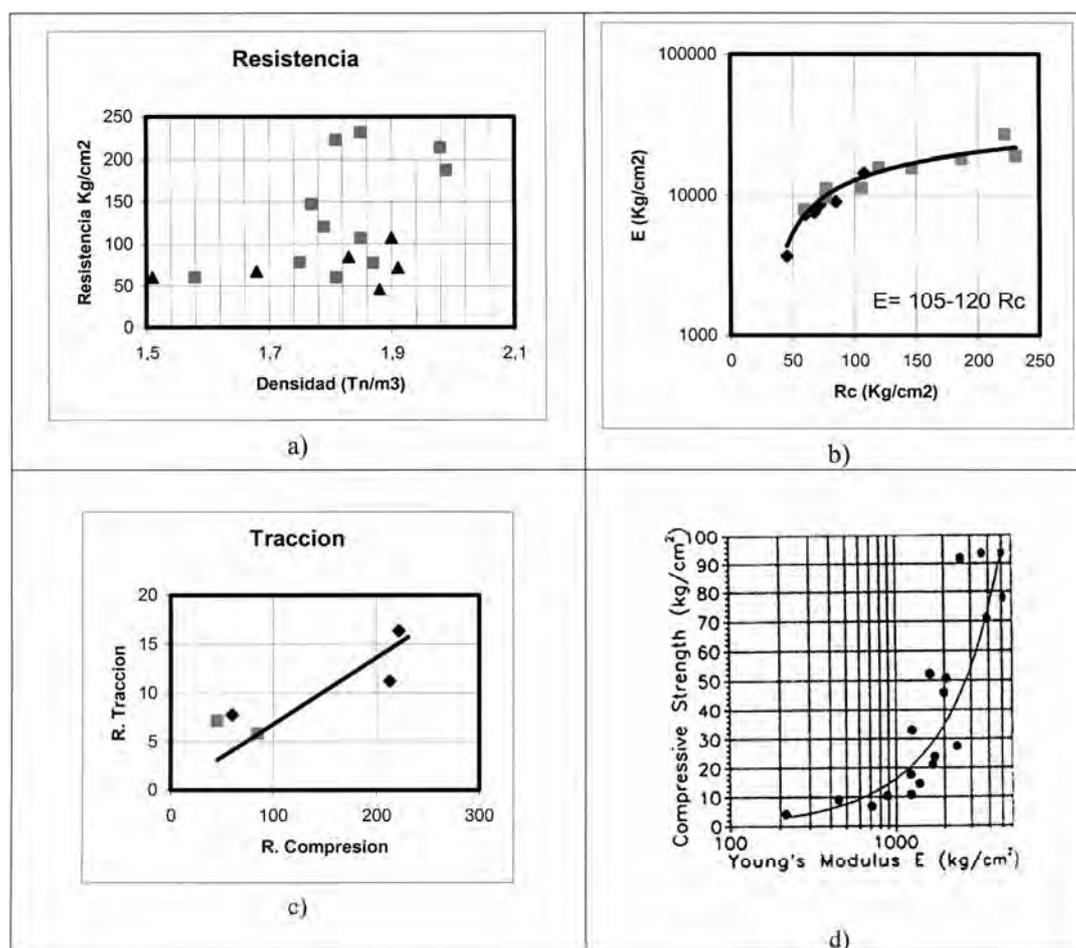


Figura 20. PROPIEDADES TENSO-DEFORMACIONALES DEL TERRENO TRATADO. a, b, c) DATOS DEL TRATAMIENTO REALIZADO EN EL CABAÑAL (VALENCIA) CON JET-1. d) DATOS DE KAUSHINGER CON JET-1 (51).

El ensayo de compresión en testigos obtenidos en el terreno tratado es uno de los ensayos más comunes, por lo que, en la bibliografía, existe una gran profusión de datos, gráficas, tablas, etc. En casi todas las referencias citadas en este artículo pueden encontrarse datos de este tipo.

El módulo de elasticidad obtenido en el ensayo de compresión presenta rangos de variación muy amplios según distintos autores. En la figura 20.b,d) se recogen dos experiencias en las que la correlación con la resistencia a compresión simple es bastante significativa.

Se asume en general que la resistencia a tracción es, en general, menor del 10% de la resistencia a compresión simple.

Una de las aplicaciones en las que los parámetros de resistencia es determinante, es en la ejecución de presoleras para contener subpresiones durante la ejecución. Aunque no debe olvidarse, como se ha mencionado previamente, que el terreno tratado no tiene propiedades equivalentes a un elemento estructural, con frecuencia, el diseño de espesores se realiza aceptando un comportamiento tipo viga o viga pared, aceptando un cierto margen de tracción en la sección central.

Es evidente que en el desarrollo de esfuerzos internos en la zona tratada debe influir la coacción impuesta en el contacto con los elementos de contención (fricción, adherencia, nivel de tensiones horizontales, coacción de giros, movimiento de la zona de apoyo contra la contención, etc.).

En la Tabla IV se recogen las recomendaciones de Shizabaki (53) en cuanto a los parámetros necesarios para el diseño de presoleras.

Tabla IV

SUELO	σ_c (MPa)	c (Mpa)	f	σ_t
Arenoso	3	0.5	c/3	2/3 c
Cohesivo	1	0.3		
Orgánico	0.30	0.1		

c = cohesión; f = adherencia; σ_t = resistencia a tracción; σ_c = resistencia a compresión.

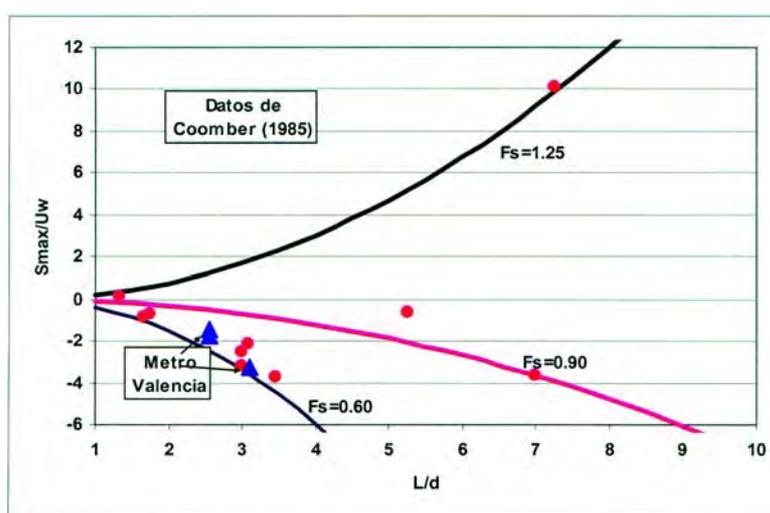


Figura 21. DISEÑO DE PRESOLERAS CON JET GROUTING. L = ancho de excavación. $S_{m\acute{a}x}$ = tensión en la fibra menos comprimida. U_w = subpresión. D = espesor de tratamiento. $F_s = W/U_w$.

En la figura 21 se recopilan los datos aportados por Coomber (54) y los utilizados en el Metro de Valencia, considerando el factor de seguridad como el cociente entre la tensión total y la subpresión, despreciando la interacción con las pantallas de contención.

Bibliografía

- (1) YAHIRO, T.; YOSHIDA, H.(1973):Induction grouting method utilizing high speed water jet. *8th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.* Moscow. Vol. 4; pp. 402-404
- (2) YAHIRO, T.; YOSHIDA, H.; NISHI, K. (1975):The development and application of a Japanese grouting system. *Water Power and Dam Construction.* Feb. pp. 56-59
- (3) YAHIRO, T.; YOSHIDA, H.; NISHI, K. (1974) : *On the characteristics of high speed water jet in the liquid and its utilization on induction grouting method.* Report. Kajima Institute of Construction Technology
- (4) MIKI, G. (1973): Chemical stabilization of sandy soils by grouting in Japan. *8th Int. Conf. Soil Mech.& Found. Eng.* Pp.395
- (5) MIKI, G.;NAKANISHI, W. (1984): Technical progress of the jet grouting method and its newest type. *Int. Conf. In situ Soil and Rock Reinforcement.* Paris. Pp.195-200
- (6) (sin autor) Jet Grouting: a new geotechnical process for the UK. *The Civil Engineering Surveyor.* April. pp.19-21
- (7) (sin autor) Jet Grouting comes to Britain. *Ground Engineering.* March. pp. 32-33
- (8) ERIKSSON, U.; SVENSSON, L. (1982): Jet Grouting. *Building. Research and Practice.* July. pp. 252-253
- (9) MASSONET, R. (1987) *Techniques jet grouting: presentation et aperçu théorique.* Chantiers de France. nº 202. pp .87-90
- (10) RIDOUT, G .(1981): Jet grouting aims to fill the void. *Contract journal.* December. pp. 16-17
- (11) TORNAGHI, R. (1983): Summary Special Session 2. *8th Europ. Conf. Soil. Mech. & Found. Eng.* Helsinky. Vol. 3. pp.1099-1101
- (12) TORNAGHI, R.(1983):Soil improvement by jet grouting for the solution of tunnelling problems *Tunnelling'85.* Brighton. pp. 265-275
- (13) MIKI, G. (1982): The newest techniques on chemical grouting. *Symp. Recent Develop. in ground improvement techniques.* Bangkok. pp.279-288
- (14) MOREY, J. (1992): Les domaines d'application du jet grouting. *Revue Franc. Géotechnique.* nº 61. pp. 17-30
- (15) MUZAS, F. (1989): Reflexiones sobre el jet grouting. *Rev. Obras Públicas.* Feb. pp. 89-94
- (16) BELL, A. L. (1993): Jet Grouting. Cap. 7. En *Ground Improvement.* Ed. M. P. Moseley. Blackie Academic & Profesional. Florida.
- (17) PAVIANI, A. (1989): Panellist contribution. *Int.Cof. Soil. Mech.& Found. Eng.* Vol. 4. Pp. 3019-3024. Río de Janeiro
- (18) MOSIICI, P. (1992):Jet grouting quality control. Paper nº 14. *Grouting in the Ground.* Eds. A.L. Bell. Institution of Civil Engineers. London.
- (19) STROUD, M. A. (1992): Report on Sessions 5&6. *Grouting in the Ground.* Eds. A.L. Bell. Institution of Civil Engineers. London.
- (20) VEREECKE, R.; CREYTENS, P. (1987) : Réparation d'un panneau en forme de T. *Tunnels et ouvrages souterrains,* pp.210 -212.
- (21) Horiguchi, T.; KAJIHARA, K.(1988):Rotary jet aids inner city piling. *Civil Engineering.* Oct. pp. 43-51
- (22) NÚÑEZ OLÍAS, J. (1986): *Jet Grouting. Curso Métodos modernos de mejora del terreno.* Madrid. Instituto A. Bethencourt.
- (23) ICHIHASHI, Y. M.; SHIBAZAKI, H. K.; IJI, M; MORI, A. (1992): Jet Grouting in Airport construction. *Proc.ASCE.Conf. Grouting, soil improvement and Geosynthetics.* New Orleans. Vol.1; pp. 182-193.

- (24) LOUIS, C.; LUNARDI, P. (1984): Consolidation des sols par la technique du jet grouting. État des connaissances et expériences. *Int. Conf. In situ soil and rock reinforcement*. París. Ses. Ic. 8
- (25) TORNAGHI, R.; PERELLÍ, A.P. (1985): Soil improvement by jet grouting for the solution of tunnelling problems. *Tunnelling'85*. Brighton, pp. 265-275
- (26) ASCHIERI, F. et al. (1983): Case history of a cut-off wall executed by jet grouting. *8th Europ. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.* Helsinki. Ses. 2.2. pp.1 21-126
- (27) SHIBAZAKI, M.; OHTA, S. A. (1982): Underpinning of soil solidification utilizing super high pressure liquid jet. *Int. Conf. Grouting in Geotech. Eng.* ASCE. pp. 680-693.
- (28) BELL, A. L. et al. (1991): Soilcrete jet grouting in tunnel construction in cohesive soils at Surnham-on-Sea. England. *Tunnelling'91*. Inst. Mining & Metallurgy. pp. 249-262.
- (29) PARRY-DAVIES, R., et al. (1992): Stabilization of pier foundation using. Jet Grouting techniques. *Proc. ASCE Conf. Grouting, soil improvement and Geosynthetics*. New Orleans. Vol. 1; pp. 156-168
- (30) CELMA, J. (1993): Parámetros de tratamiento del jet grouting. *Bol. Soc. Esp. Mec. Suelo y Cim.* Nº 111. Jul-Ago.-Sept. Pp. 3-11
- (31) BAUMANN, V.; DUPEUBLE, P. (1984): The jet grouting process and its utilization in some European countries. *Int. Conf. In situ soil and rock reinforcement*. París. vol. 1. pp. 165-172
- (32) COOMBER, D.; WRIGHT, P. (1984): Jet Grouting at Felixstowe docks. *Ground Engineering*. July. pp. 19-24
- (33) LANDAU, L. D.; LIFSHITZ, E.M. (1959): *Fluid mechanics*. Ed. Pergamon Press.
- (34) CELMA, J. (1995): *Jet Grouting: teoría y aplicaciones*. Proyecto de Investigación. Dto. Ing. Terreno. Universidad Politécnica de Valencia.
- (35) MELLOR, M. (1972): Some general relationships for idealized jet cutting. *Proc. 1st Int. Symp. On Jet Cutting Technology*. Coventry. Paper A2 (27-36)
- (36) CROW, S. C. (1973): A theory of hydraulic rock cutting. *Int. J. Rock Mech.* Vol. 10; pp. 567-584
- (37) GILBERT, M. F. (1981): *Modélisation du découpage d'un sol par jets liquides sous forte pression*. Thèse Doc. E.N.P.Ch. París.
- (38) ASGHAR, A.; SERRANO, A.; SORIANO, A. (2002): Soil erosion by continuous water jet. *Soils and Foundations*, Vol. 42. Nº 5; pp. 1-13
- (39) COVIL, C. S. (1991): *Jet Grouting: a state of the art review*. Msc. Thesis. Imperial College. London.
- (40) COVIL, C. S.; SKINNER, A. E. (1992): Jet grouting: a review of some of the operating parameters that form the basis of the jet grouting process. *Grouting in the ground*. I.C.E. Ed. A.L. Bell. Paper 36. pp. 605-629.
- (41) CELMA, J.; IZQUIERDO, F.; SOUTO, J. (1996): Comportamiento de presoleras de jet grouting en excavaciones urbanas. *Simp. Estructuras de contención de terrenos*. Santander. Sept. 1996. Pp. 249-257
- (42) WONG, I. H.; POH, T. Y. (2000): Effects of jet grouting on adjacent ground and structures. *Journal of Geotech. and Geoenv. Eng. ASCE*. 126 (3); pp. 247-256
- (43) POH, T. Y.; WONG, I. H. (2001): A field trial of jet grouting in marine clay. *Canadian Geotech. Journal*. 38. pp. 338-348
- (44) HSIEH, H.; WANG, Ch.; OU, Ch. (2003): Use of jet grouting to limit diaphragm wall displacement of a deep excavation. *Journal of Geotech. And Geoenv. Eng. ASCE*. Feb.; pp. 146-157
- (45) SHEN, S.; MIURA, N.; KOGA, H. (2003): Interaction mechanism between deep mixing column and surrounding clay during installation. *Can. Geotech. Journal*. 40; pp. 293-307.
- (46) LUNARDI, P. (1997): Ground improvement by means of jet grouting. *Ground Improvement*. Vol. 1; pp. 65-85

- (47) MOREY, J.; CAMPO, D. W. (1999): Quality control of jet grouting on the Cairo metro. Ground improvement. Vol. 3; pp. 67-75
- (48) OTEO, C.; SOPEÑA, L. (1991): The use of jet grouting to improve loose fills. *10th Europ. Conf. Soil Mech. & Found. Eng.* Florencia
- (49) CELMA, J. (2000): Un modelo para interpretar el tratamiento de Jet Grouting. *XV Congreso Argentino de Mec. Suelo e Ing. Geotécnica.* Buenos Aires. Vol. 1; pp. 207.
- (50) CELMA, J.; CARRIÓN, M. A. (2003): Design and control parameters for Jet Grouting. *XIII Europ. Conf. Soil Mech. & Geotech. Eng.* Praga
- (51) KAUSHINGER, L. J.; RACHID, H.; PERRY, E. B. (1992): Methods to estimate composition of jet grout bodies. *Proc. ASCE. Conf. Grouting, soil improvement and geosynthetics.* New Orleans. Pp. 194-205
- (52) CROCE, P.; FLORA, A. (2000): Analysis of single fluid jet grouting. *Geotechnique*, Vol. 50, nº 6; pp. 739-748
- (53) SHIBAZAKI, M. (1991): The state of the art in jet grouting. *Soil and rock improvement in underground works.* Milano. ATTI. Vol. II. Pp. 19-46
- (54) COOMBER, D. B. (1985): Groundwater control by jet grouting. *Proc. 21st Reg. Conf. Engineering Group of Geological Society.* Pp. 485-498

Tratamiento de arenas sueltas mediante inyecciones de microcemento con Microsol en los túneles de Sinesio Delgado (Madrid)

Miguel Ángel DE JUAN GARCÍA

INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS
DIRECTOR TÉCNICO DE KRONSA INTERNACIONAL, S. A.

1. Introducción

Los túneles de Sinesio Delgado discurren bajo el Parque de la Dehesa de la Villa y comunican entre sí los accesos de entrada a Madrid de las autovías N-I y N-VI; son dos túneles de autovía, paralelos y separados entre sí 9 m. Cada túnel tiene dos vías de circulación y unas dimensiones de 9 m de anchura, 6,60 de altura y 207,50 de longitud (figura 1). El recubrimiento de tierras sobre la clave oscila entre 12 m en las bocas y 34 m en la zona central.

El terreno donde se ubican los túneles está formado esencialmente por arcillas arenosas (toscos), con lentejones de distribución errática de arenas sueltas saturadas de agua, que dificultan los trabajos de excavación. A esta configuración geológica hay que añadir la presencia, sobre la clave del túnel, de antiguas galerías, viajes de agua, trincheras, etc., que aumentan aún más la dificultad de realización de la obra.

Los trabajos se comenzaron por el túnel nº 1, que se construyó en su mayor parte sin incidentes, mediante el denominado “nuevo método austriaco”, con tres fases bien diferenciadas:

- Avance, que comienza por la excavación de la parte superior del túnel, con posterior refuerzo de la zona excavada mediante cerchas metálicas de perfil TH-21, 2 mallas de refuerzo y una capa de hormigón proyectado de 30 cm de espesor.
- Destroza, excavación de la parte inferior del túnel, reforzando las zonas de hastiales de forma similar a la anterior.
- Construcción de la contrabóveda de hormigón armado.

Sin embargo, cuando ya estaba construido un tramo considerable del túnel nº 1, y debido a la presencia de intercalaciones de arenas sueltas con agua a la profundidad de los pies de las cerchas de sostenimiento de la excavación, se produjo un deslizamiento de tierras en uno de los hastiales durante la fase de destroza, lo que provocó la aparición de un “chimenea” de unos 7 m sobre la clave del túnel, viéndose afectados unos 20 m del mismo.

Esta circunstancia obligó a realizar una serie de actuaciones que se pueden clasificar en medidas de corrección del deslizamiento y de protección para evitar que se pudiera repetir en cualquiera de los dos túneles.

Aunque la singularidad de la obra, desde el punto de vista que nos interesa en este trabajo, estriba en el tratamiento de protección del túnel nº 2, que se realizó mediante inyecciones de micro-cemento con Microsol, se describen también las demás actuaciones, para dar una idea de la obra en su conjunto.

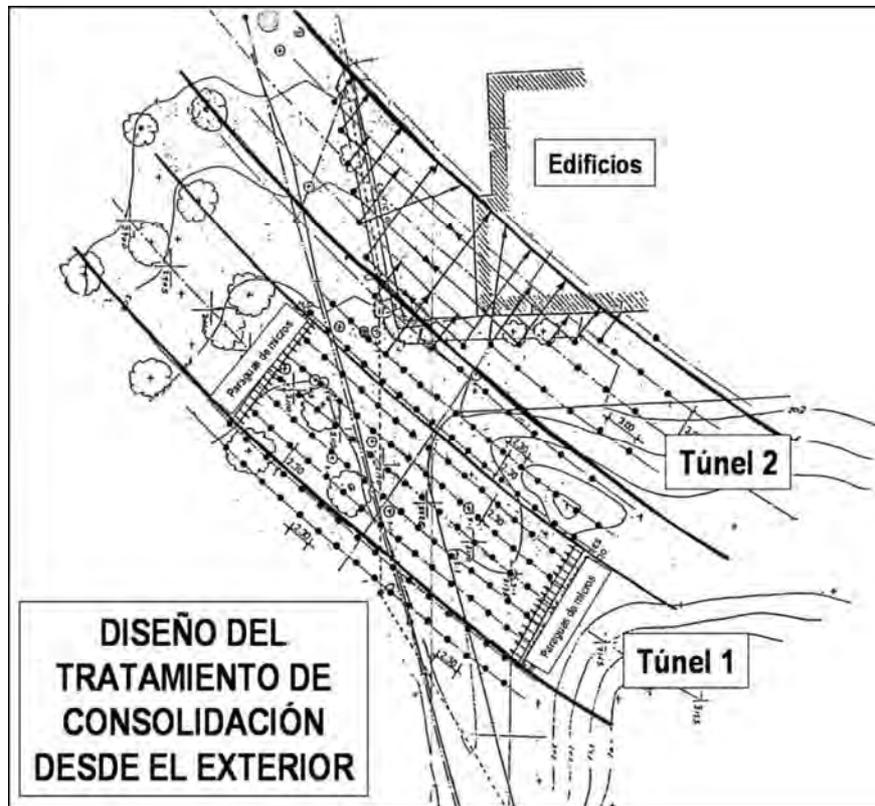


Figura 1. PLANTA GENERAL Y SITUACIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN DEL TRATAMIENTO DE CORRECCIÓN REALIZADO DESDE EL EXTERIOR.

2. Tratamientos de corrección en los túneles nº 1 y 2

Se realizaron inmediatamente después de producirse el desprendimiento, y tenían por objeto primordial evitar su progresión; consistieron esencialmente en la consolidación de los terrenos, tanto en el túnel nº 1, donde se produjo el desprendimiento, como en el nº 2, afectado por su proximidad al anterior. El plan de trabajo fue el siguiente:

- Creación de dos espaldones de tierra en el interior del túnel nº 1, uno en cada frente de excavación.
- Relleno con mortero de los huecos de mayor tamaño; para ello se realizaron una serie de taladros en el propio socavón y su entorno próximo, los cuales alcanzaban la cota de la solera de los túneles; si durante su perforación se encontraban huecos, se rellenaban de mortero y se reperforaba a las 24 horas, hasta llegar a la cota final del taladro.

Se utilizó mortero de resistencia moderada, para no dificultar la posterior excavación del túnel; sus características esenciales fueron:

- Relación agua/cemento/arena: 1/1,5/3.
- Contenido de bentonita: 0,30 %.

- Densidad: 2,15 t/m³.
 - Decantación: 0,00 %.
 - Resistencia a los 28 días: 60 kg/cm².
 - Viscosidad: 9" (12 mm).
- Una vez rellenos los huecos mayores, se completó el tratamiento mediante inyecciones de lechada de cemento a través de una serie de taladros, equipados con tubo manguito y dispuestos en cuadrícula a lo largo de la traza de ambos túneles, pues aunque el hundimiento se había producido en el túnel 1, la proximidad entre ellos hizo que afectara a la traza de los dos.

En la figura 1 se ha representado la situación en planta de los taladros, que se dispusieron en una malla de 2,30 × 2,30 m en el túnel nº 1 y de 3,00 × 3,00 m en el nº 2. Se realizaron verticales, excepto los utilizados para consolidar el terreno situado bajo las edificaciones.

El terreno, por ser mayoritariamente tosco, no era originalmente inyectable por lechada de cemento, pero las grietas producidas por el propio hundimiento permitieron que la lechada penetrara por ellas y consolidara el conjunto. Por si aparecieran bolsas de terreno que no fueran inyectables por esta técnica, se había previsto una posible segunda fase de inyección mediante productos químicos de mayor penetrabilidad, pero no fue necesario recurrir a ella.

La perforación se realizó a rotopercusión, con doble entubación y diámetro 114 mm; una vez acabada cada perforación, se introducía en toda su longitud el tubo manguito, de 65 mm de diámetro, retirando después la entubación auxiliar. Los tubos manguito eran de PVC, con válvulas antirretorno cada 30 cm; el empleo de PVC se decidió para no obstaculizar la excavación posterior del túnel.

La inyección se comenzó por la alineación de taladros coincidente con el eje del túnel nº 1, pasando a continuación a los más externos para confinar en lo posible el tratamiento; por último, se inyectaron los situados entre los extremos y los del eje del túnel. Se inyectó cada taladro de abajo hacia arriba, por tramos ascendentes de 5 m, deteniendo la inyección a 5 m de la superficie.

Los trabajos se realizaron en dos fases; en la primera, se inyectaron los taladros primarios, situados cada 4,60 m, y en la segunda se realizó la inyección de los taladros intermedios.

En la zona afectada por el túnel nº 1 se perforaron 3.107 m, y se trataron 2.262 m de taladro, con una admisión media de 480 kg de materia seca por metro de taladro inyectado.

En el tratamiento del túnel nº 2, se perforaron 821 m, y se trataron 760 m, con una admisión media de 153 kg de materia seca por metro de taladro inyectado.

Se utilizaron presiones de inyección entre 5 y 7 kg/cm² para los taladros exteriores, y entre 10 y 15 kg/cm² para los restantes; si no se alcanzaban estas presiones, se detenía la inyección de cada tramo al llegar a 200 kg de materia seca inyectada por metro, suspendiendo entonces el tratamiento para someterlo posteriormente a otra sesión de inyección con los mismos condicionantes.

La lechada utilizada, también de resistencia moderada, tenía las características siguientes:

- Relación agua/cemento: 1/1.
- Contenido de bentonita: 4 %.

- Densidad: 1,50 t/m³.
- Decantación: 8,00 %.
- Resistencia a los 28 días: 70 kg/cm².
- Viscosidad: 31" (5 mm).

Durante el tratamiento, se comprobó que las admisiones eran mayores en los recintos primarios que en los secundarios, a pesar de utilizar mayores presiones en los secundarios, lo cual indicaba una correcta evolución del proceso; para controlar posibles roturas del terreno, se dispusieron una serie de hitos en superficie, tanto en la propia traza del túnel como en las proximidades de los edificios, comprobándose taquimétricamente que no se producían movimientos anómalos.

3. Tratamientos de protección

Los tratamientos preventivos o de protección, que tenían como misión evitar que se presentasen los mismos problemas en el resto de la obra, se realizaron después de terminados los trabajos de corrección, y se ejecutaron desde el interior de los túneles.

3.1. TRATAMIENTOS DE PROTECCIÓN EN EL TÚNEL Nº 1: MICROPILOTES Y BULONES

Una vez terminados los trabajos realizados desde el exterior, se procedió, ya desde el interior del túnel, a construir dos paraguas cruzados de micropilotes, armados con tubería de acero de 4" de diámetro. Se inyectaron con presiones similares a las utilizadas en las inyecciones anteriores.

Para reforzar el propio frente de excavación, se realizaron 15 bulones horizontales armados con barras de poliéster, y reforzados con fibra de vidrio.

Una vez terminados estos trabajos, se reinició la excavación del túnel, en el tramo que había sufrido el desprendimiento, utilizándose el método denominado alemán, que consiste en:

- En primer lugar, excavación de dos galerías en los laterales de la base, hormigonando a continuación los hastiales.
- Excavación de una galería en clave, que posteriormente se ensancha para hormigonar la bóveda, que queda perfectamente apoyada sobre los hastiales ya construidos.
- Excavación de la zona central de la sección.

3.2. TRATAMIENTOS DE PROTECCIÓN EN EL TÚNEL Nº 2: INYECCIONES CON MICROSOL

El tratamiento tenía como finalidad consolidar las arenas sueltas situadas al nivel de apoyo de los pies de las cerchas, para garantizar la estabilidad del túnel durante su excavación. Se realizó en la totalidad del túnel nº 2 y consistió en ejecutar, en todos los pies de las cerchas y en los dos hastiales, abanicos de tres taladros (figura 2), entubados con tubos-manguito metálicos, a través de los que se inyectaron las mezclas de agua y microcemento con Microsol.

En general, el microcemento es un cemento cuyo molido asegura que el diámetro de las partículas no supera las 12 micras. El Microsol es una lechada superflúida, formada por la suspensión de partículas de microcemento (o, de una forma más general, de polvo mineral) en agua, con un

Los abanicos estaban formados por tres taladros (figura 2):

- Taladro superior: De 3,50 m de longitud, y con una inclinación de 5° respecto a la horizontal.
- Taladro intermedio: De 3,50 m de longitud, y con una inclinación de 30° respecto a la horizontal.
- Taladro inferior: De 5,00 m de longitud, y con una inclinación de 60° respecto a la horizontal.

La separación entre abanicos era de 1,00 m.

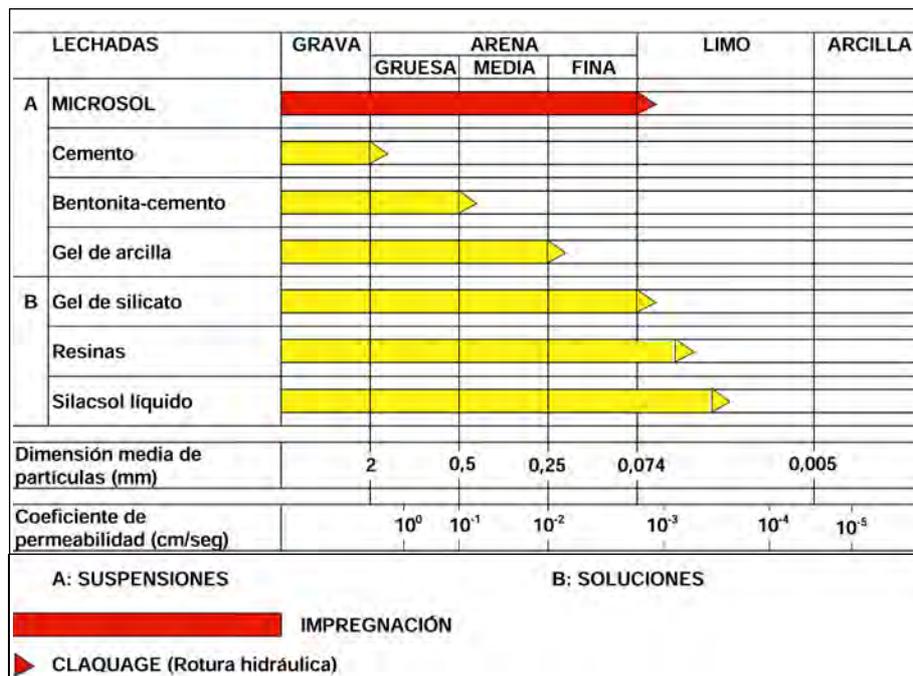


Figura 3. PENETRABILIDAD DEL MICROSOL EN COMPARACIÓN CON OTROS TIPOS DE INYECCIONES.

2) ENTUBACIÓN:

Se entubaron los taladros con tubería de diámetro 1,50", con válvulas antirretorno cada 33 cm.

Dicha tubería se sellaba, inyectando una mezcla de cemento-bentonita en el espacio anular libre entre tubería y terreno, con el fin de aislar los distintos niveles en el proceso de inyección.

3) INYECCIÓN:

Aunque originalmente se había previsto una posible primera fase de inyección a base de lechada de cemento, el desarrollo de los trabajos aconsejó prescindir de ella, ya que la granulometría del terreno hacía imposible esta inyección.

La inyección se realizó con Microsol, el cual, debido a su viscosidad y al pequeño tamaño de sus partículas, sí penetraba en el terreno a tratar. En la figura 4-b se observa el proceso de inyección con doble obturador.

La presión de trabajo durante el proceso de inyección ha oscilado entre 3 y 10 kg/cm².

El caudal de inyección fue de 0,40 m³/hora, muy inferior al de las mezclas de agua-cemento convencionales.

La admisión media de Microsol en la zona tratada (zona de destroza) ha sido de 25 litros por m³ de terreno, que se estima que equivalen a 85 litros por m³ de arena suelta.

4) CONTROL:

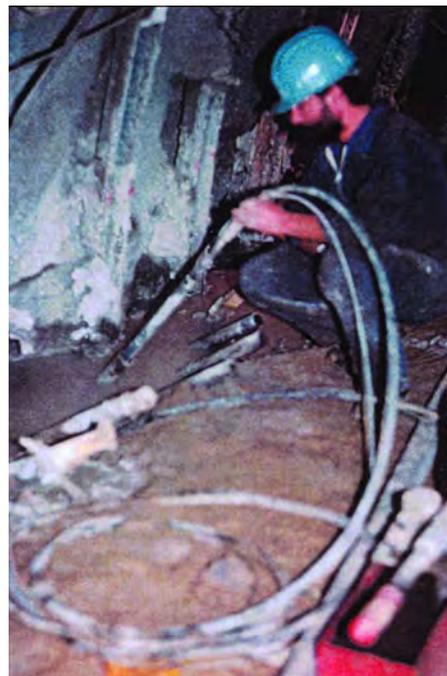
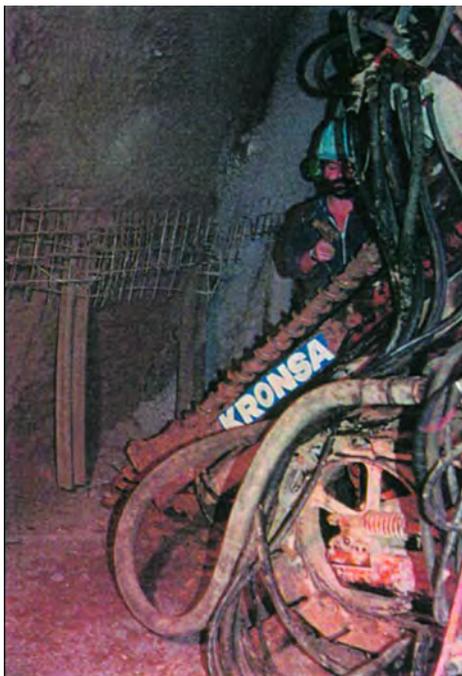
La inyección se controló, en todas sus fases, por medio del sistema digital de inyección SINNUS (figuras 5 y 6), dispositivo destinado a la automatización de las inyecciones, permitiendo un control rápido, detallado y eficaz de los trabajos.

El conjunto está formado por:

- Sensores de caudal (caudalímetros electromagnéticos) y presión (células presiométricas), instalados en las propias tuberías de inyección, para la recopilación de datos, efectuando medidas independientes de la densidad y de la viscosidad de la lechada.
- Cuadro de mandos informatizado para su análisis y gestión, que se instala en la central de inyección, y consiste esencialmente en un microordenador con capacidad de lectura y almacenamiento de datos y una impresora para la obtención de resultados impresos (partes de trabajo).

El dispositivo cumple las funciones siguientes:

- Recopilación automática de las señales de los sensores (caudal, volumen inyectado y presión de inyección).
- Visualización en tiempo real de los datos de la inyección.



Figuras 4a y 4b. PERFORACIÓN CON HÉLICE CONTINUA E INYECCIÓN CON DOBLE OBTURADOR.

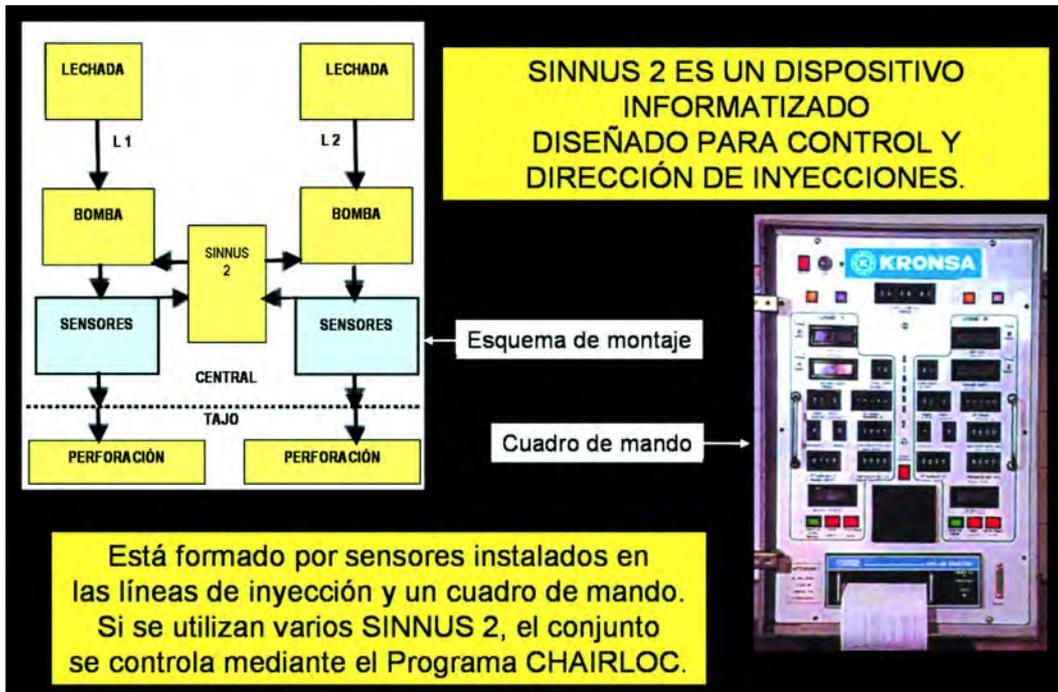


Figura 5. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO Y VISTA DEL CUADRO DE MANDO DEL SINNUS-2.

- Parada automática de la inyección cuando se alcanzan los valores límites de volumen o presión, que son fijados previamente por el operario.
- Impresión sobre papel de los datos de inyección de cada perforación.
- Almacenamiento de los datos en formato digital, para su posterior análisis. Además de los datos obtenidos automáticamente por los sensores, se almacenan todos los aportados por el operario (fecha, número del taladro, bomba, profundidad, tipo de lechada y valores límites).



Figura 6. DOS ASPECTOS DEL SINNUS-2 EN FUNCIONAMIENTO.

Las principales ventajas del método son:

- Control continuo del proceso de inyección.
- Posibilidad de respetar o modificar los criterios de caudal, volumen y presión límites establecidos en el Proyecto.
- Normalización de los parámetros utilizados, para luego efectuar el control técnico.

Todos los datos se manejan de una manera rápida y eficaz, presentando los resultados en forma de tablas o gráficos, por medio del programa de ordenador CHAIRLOC, que permite realizar varias funciones, como:

- Síntesis de las distintas inyecciones por taladro o por zonas de taladros.
- Visualización en cada plano del alcance del tratamiento de la inyección.
- Tratamiento estadístico (figuras 7, 8 y 9), pudiendo estudiarse los datos rápidamente, en función de varios criterios, tales como presión, volumen, etc.

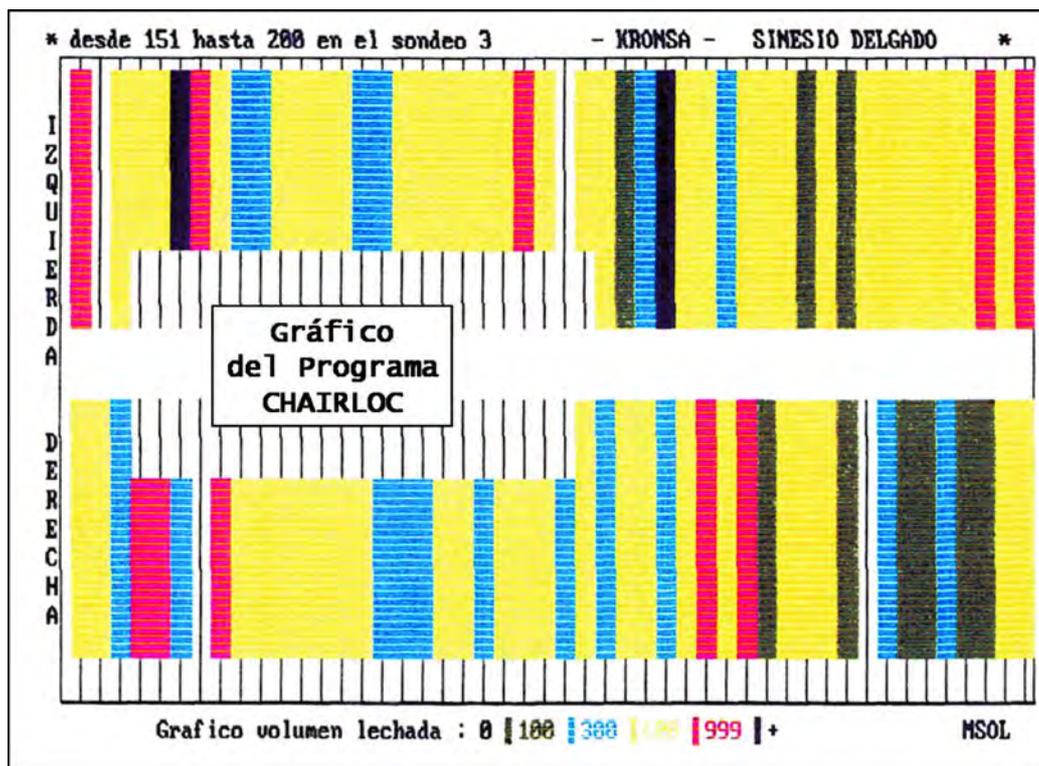
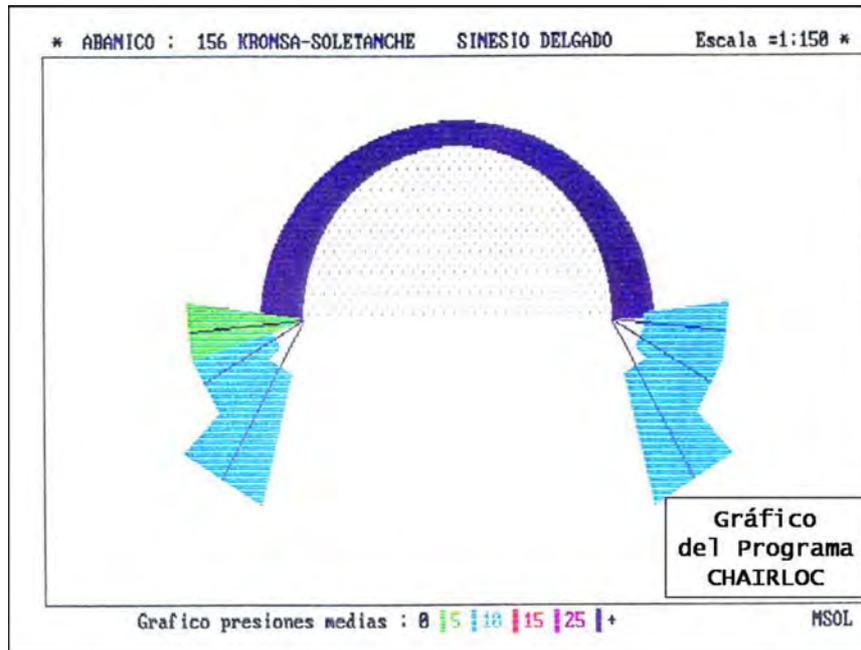


Figura 7. GRÁFICO DE PLANTA DEL TÚNEL Nº 2, CON EL VOLUMEN DE LECHADA INYECTADA EN EL TALADRO INFERIOR DEL TRAMO COMPENDIDO ENTRE LAS CERCHAS 151 Y 200. ELABORADO AUTOMÁTICAMENTE POR EL PROGRAMA CHAIRLOC A PARTIR DE LOS DATOS APORTADOS POR EL SISTEMA SINUS-2.



Figuras 8 y 9. GRÁFICO DE SECCIÓN DEL TÚNEL Nº 2, RECOGIENDO LAS PRESIONES MEDIAS Y EL VOLUMEN INYECTADO EN LA CERCHA 156. (Elaborado automáticamente por el Programa CHAIRLOC a partir de los datos aportados por el Sistema SINNUS-2.)

Además, durante el desarrollo de los trabajos se programó un plan de control mediante sondeos para conocer *in situ* el comportamiento de los niveles de arenas sueltas una vez tratado con las inyecciones de Microsol. Para ello, se realizaron sondeos con extracción de testigo continuo antes y después de inyectar la zona (pies de las cerchas), ensayando las muestras obtenidas en laboratorio.

Se realizaron 14 sondeos antes del tratamiento y 15 después de él, distribuidos entre las dos márgenes. En general, el tiempo transcurrido entre la inyección de la zona y la perforación del sondeo correspondiente estuvo en torno a 28 días. La comparación de resultados se ha recogido en la tabla siguiente:

Tabla 1. RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO

ENSAYO	1ª FASE (Antes del tratamiento)	2ª FASE (Después del tratamiento)
Resistencia a compresión simple	0 kg/cm ²	< 4 kg/cm ² (32 %) > 4 kg/cm ² (68 %) Máxima: 25,68 kg/cm ²
Análisis granulométrico (fracción fina)	18 %-28 %	21 %-86 %
Límites de Atterberg	NO PLÁSTICAS	L.L. entre 21,50 y 33,40 I.P. entre 8,40 y 18,40
Cohesión	0,00 kg/cm ²	0,50-0,60 kg/cm ²
Ángulo de rozamiento interno	33°-36°	25°-30°
Densidad seca	Ensayo no realizable	1,50-2,20 t/m ³

4. Conclusiones

El tratamiento de mejora del terreno realizado con Microsol funcionó a la perfección, evitando que se produjeran alteraciones importantes en el terreno durante la construcción del segundo túnel.

El desarrollo de los trabajos, los resultados de laboratorio y sobre todo, la observación durante el proceso de excavación, ha permitido extraer las siguientes conclusiones:

- El alcance de las inyecciones de la mezcla de microcemento y Microsol no se ha circunscrito exclusivamente a los pies de las cerchas, sino que las mismas han cubierto todo el frente de la destroza, de hastial a hastial, sobre todo en la boca Oeste, donde la presencia de arena era muy considerable, del orden del 40% del volumen total; en la figura 10 se pueden observar tanto la presencia de vetas "azuladas" por la inyección como las huellas de los dientes de la retroexcavadora en el frente de avance, lo cual da idea de la dureza del suelo después de tratado.
- El comportamiento de la inyección de Microsol ha sido más efectiva cuanto mayor era el espesor de arena suelta a tratar y cuanto más confinada se hallaba.
- El alcance de la mezcla ha llegado en algunos casos a 20/25 m, resultado muy favorable, ya que ha permitido que se genere una retícula que consolida las arenas próximas, consiguiendo mantener los frentes de excavación sin problemas, dándoles mayor seguridad.
- Durante el proceso de inyección ha sido constante la expulsión de agua de la zona tratada. Esta situación indica la eficacia del tratamiento, ya que es capaz de desalojar el agua de las arenas, consiguiendo con ello una mejora en su comportamiento durante la fase de excavación.

- En todos los sondeos de control realizados, se observó una disminución de la fisuración y una sensible mejora de las características del terreno tras el tratamiento, constatándose que las arenas sueltas pasan a comportarse como unas arenas arcillosas (arenas tosquitas), con un importante incremento de la cohesión y una ligera disminución del ángulo de rozamiento. Los ensayos que se realizaron se resumen en la tabla 1, en la que se han recogido los valores más significativos obtenidos antes y después del tratamiento.
- El tratamiento resultó perfectamente compatible con la excavación del túnel.
- Las mediciones de convergencia realizadas al excavar los túneles han reflejado también la mejora conseguida por el tratamiento, pues fueron de 15/20 mm en el túnel nº 1, y de solamente 4/6 mm en el túnel nº 2.
- En comparación con los geles de silicato, utilizados tradicionalmente en el tratamiento de arenas finas y arcillas con niveles saturados de agua, el empleo de microcemento con **MICROSOL** presenta dos ventajas importantes: mayor economía (se estimó un ahorro del orden del 40 %) y la ausencia de residuos contaminantes.

Como resumen final hay que resaltar que, después de la inyección de **MICROSOL**, la excavación se ha desarrollado correctamente, sin que los paquetes de arena suelta de gran espesor, detectados en todo el frente y sobre todo en la boca Oeste del túnel nº 2, presentasen problemas. El frente de excavación siempre se mantuvo estable, con una presencia muy reducida de agua; esto se logró gracias a los efectos de impregnación de las arenas sueltas y a la formación de una estructura entre los distintos niveles, que hacen que la consolidación del terreno mejore por la inyección de **MICROSOL**, de una manera muy considerable y eficaz, mejorándose con ello el grado de seguridad de la excavación del túnel.



Figura 10. FRENTES DE LA EXCAVACIÓN, DESPUÉS DEL TRATAMIENTO CON MICROSOL.

Inyecciones de baja movilidad en terrenos kársticos

Gustavo ARMIJO PALACIO

DR.INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GEOTECNIA Y CIMENTOS, S. A.(GEOCISA)

Resumen

En este artículo se analiza la aplicación de las inyecciones de baja movilidad o de mortero “seco” al tratamiento de terrenos kársticos.

Primero se describe este tipo de inyecciones y las diferentes formas en que, normalmente, se utilizan, incluyendo una comparación con otras soluciones para la cimentación en terrenos kársticos. A continuación se exponen los conceptos básicos de esta técnica y se presenta la metodología de diseño seguida para determinar el número y distribución de los taladros, junto con los tipos y volúmenes de mortero y las presiones de inyección a emplear. Además, se destacan los aspectos más importantes de las dos partes fundamentales de su proceso constructivo: perforación e inyección, y se detalla el control de ejecución y el control de resultados que deben ir siempre asociados a este tipo de tratamientos.

Finalmente, se presenta un ejemplo de aplicación de estas inyecciones para estabilizar un edificio cimentado sobre terrenos kársticos.

1. Introducción

En la Figura 1 se esquematizan los diferentes tipos de inyección a presión existentes. Estos tipos de inyección pueden resumirse como sigue:

- a) Las inyecciones de impregnación, donde la lechada o mezcla química rellena los huecos sin alterar al terreno.
- b) Las inyecciones de compactación o de desplazamiento, donde un mortero “seco” forma un bulbo inyectado que desplaza al terreno circundante.
- c) Las inyecciones de fracturación, donde la lechada abre y rellena fisuras, desplazando también el terreno.

En la figura anterior no se incluye al jet grouting, donde la lechada, fundamentalmente, se mezcla con el suelo inyectado y lo sustituye parcialmente.

De la observación del esquema correspondiente a las inyecciones llamadas tradicionalmente de compactación o de desplazamiento, indicado con b) en la Figura 1 mencionada, surgen las siguientes ideas:

- Formar un pilote o micropilote superponiendo bulbos de mortero “seco” hasta alcanzar el nivel de zapata o encepado (Figura 2).
- Inyectar cavidades kársticas con estos bulbos de mortero “seco”, tratando de rellenar los huecos en la zona de influencia de la cimentación o formando “pasadores” que actúen como pilares que soporten el terreno por encima de ellos y que transmitan la carga que éste representa a los niveles más profundos de roca inalterada (Figura 3).

Las dos aplicaciones expuestas consisten en inyectar a presión en el terreno, una vez alcanzada la profundidad de proyecto, un mortero “seco” pero a la vez “bombeable” y con una resistencia mínima. Esta inyección se hace levantando la tubería, que normalmente es la misma de perforación, con gatos, en caso de que se independicen las operaciones de perforación e inyección o con la propia máquina de perforación, en tramos de 0,30 a 0,60 m, e inyectando un mortero “seco” (menos de 5 a 10 cm de asiento en el cono de Abrams) hasta cumplir con uno de los criterios de rechazo o interrupción siguientes:

- Se producen movimientos de la estructura (> 2 mm, normalmente)
- Se registran presiones > 40 bares a profundidades < 15 m o presiones > 60 bares a profundidades > 15 m, para inyectar un caudal mínimo (El objeto es evitar la rotura del terreno)
- Se alcanzan los volúmenes de inyección máximos prefijados (Generalmente, no más de 2.5 m³ cada 0.5 m, en el caso de terrenos con cavidades)

Este mortero “seco” forma, aproximadamente, un bulbo que se expande bajo presión, desplazando al terreno circundante, sin impregnarlo y sin romperlo, y produciendo, en consecuencia, una densificación del mismo. Por este último motivo a estas inyecciones se las llama también “*de compactación*” y en ellas el criterio de rechazo que predomina es, normalmente, el de presión máxima. En cambio cuando se inyecta un hueco o cavidad, al perder el mortero rápidamente el agua bajo presión, el bulbo mencionado se expande prácticamente sin moverse del punto de inyección. Debido a ello, en este tipo de aplicaciones, a estas inyecciones se las llama de “*baja movilidad*” y en ellas el criterio de rechazo que predomina es el de volumen máximo. A causa de esto, estas inyecciones de mortero “seco”, conocidas en general como de baja movilidad, resultan ideales para el tratamiento de terrenos karstificados.

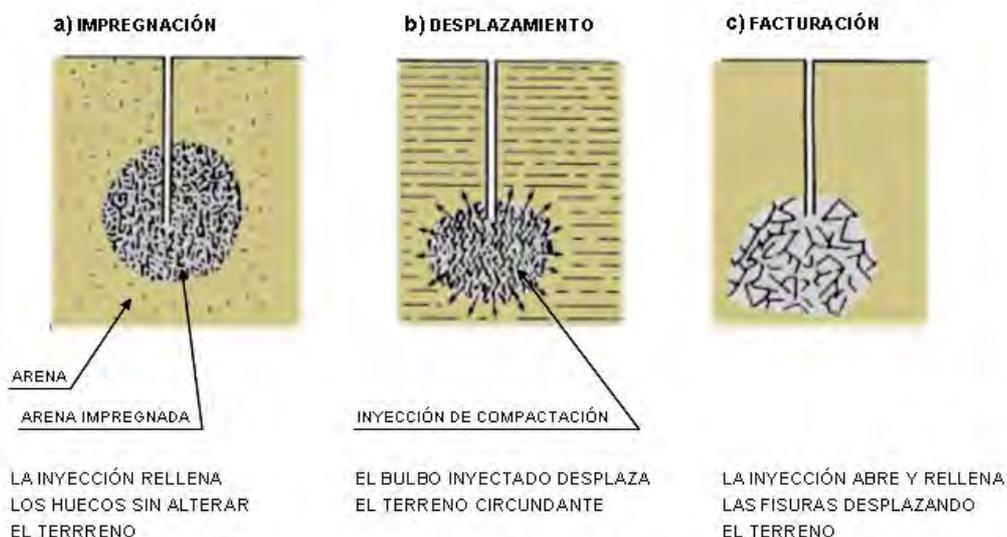


Figura 1. TIPOS DE INYECCIONES A PRESIÓN SEGÚN MITCHELL (1981).

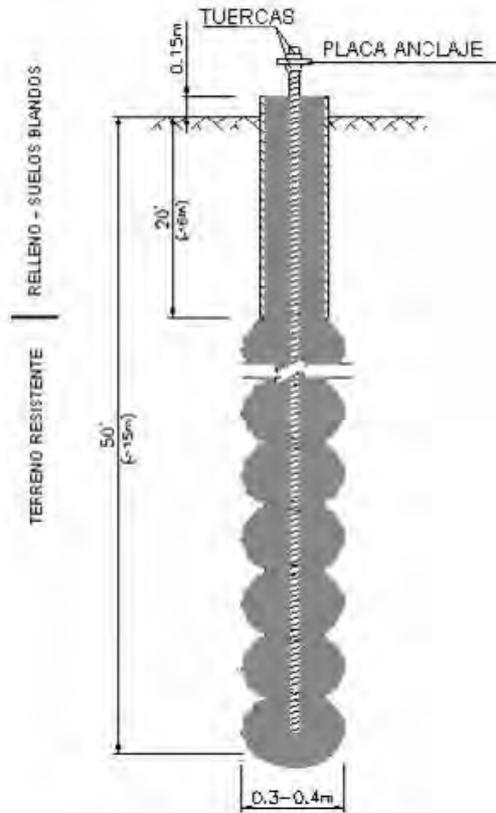


Figura 2. MICROPILOTE CON INYECCIONES DE DESPLAZAMIENTO (Armijo,1997).



Figura 3. EJECUCIÓN DE "PASADORES" O PILARES EN CAVERNAS KÁRSTICAS (Sowers,1996).

2. Aplicación de las inyecciones de baja movilidad a terrenos kársticos

Los fenómenos de karstificación dan lugar a la formación de cavidades en el terreno que se manifiestan en superficie por medio de asientos y de socavones, en una fase más evolucionada y dependiendo de las características de las capas superiores. En la Figura 4 se presenta de una manera simplificada el proceso de formación de estos socavones, en la Figura 5 se indican las dimensiones que pueden alcanzar, aproximadamente, y en la Figura 6 se esquematiza el fallo de la zapata de una nave por colapso del techo de una cavidad kárstica.

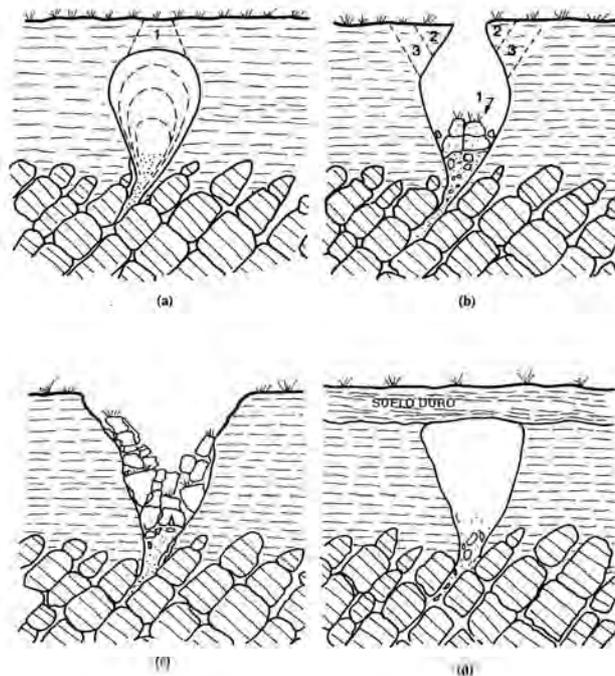


Figura 4. PROCESO DE FORMACIÓN DE UNA CHIMENEA O SOCAVÓN EN TERRENOS KÁRSTICOS: a. Progresión de la cavidad con forma de gota invertida; b. Caída inicial del techo; c. Colapso final con relleno parcial de la cavidad; d. Capa superior dura que "puentea" la cavidad (Sowers, 1996).

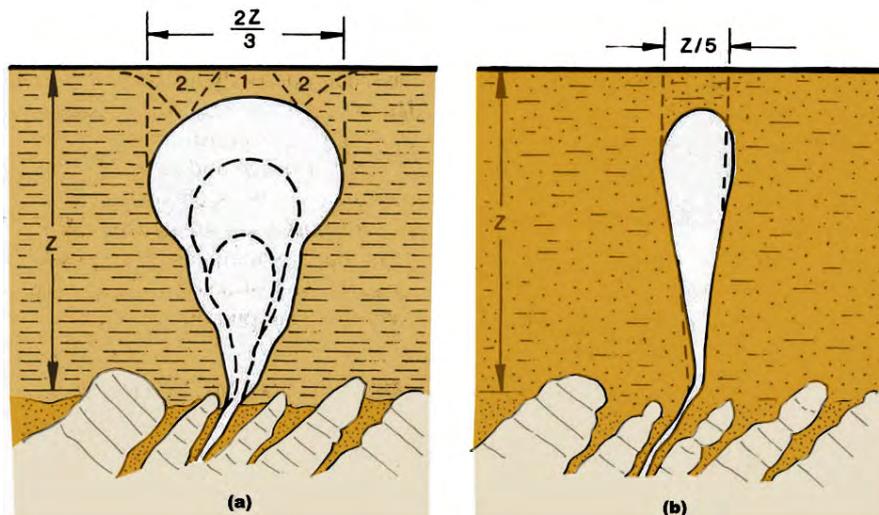


Figura 5. ANCHO POTENCIAL DE UNA CAVIDAD ORIGINADA POR KARSTIFICACIÓN DEL SUSTRATO ROCOSO: a. Terreno cohesivo; b. Terreno granular (Sowers, 1996).

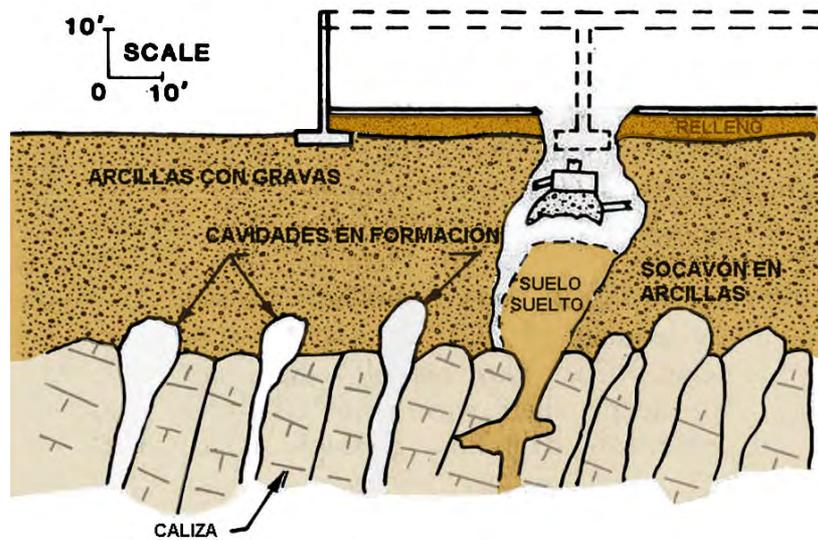


Figura 6. ESQUEMA DEL FALLO DE LA ZAPATA DE UNA NAVE POR COLAPSO DEL TECHO DE UNA CAVIDAD KÁRSTICA (Sowers, 1996).

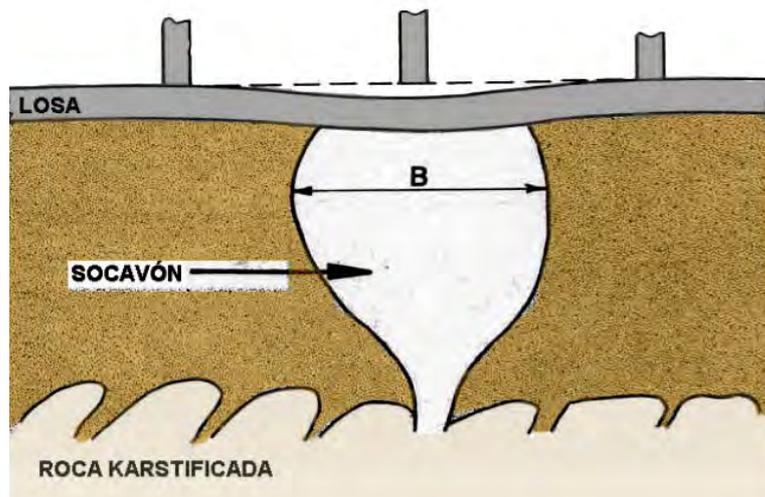


Figura 7. CIMENTACIÓN SUPERFICIAL POR MEDIO DE LOSA O DE EMPARRILLADO DE VIGAS CON CAPACIDAD DE "PUENTE" DE LAS CAVIDADES QUE PUEDAN ORIGINARSE (Sowers, 1996).

A causa de lo anterior, para construir en este tipo de terrenos hay que tomar precauciones especiales en el diseño de las cimentaciones en fase de proyecto o realizar tratamientos del terreno. Dentro las primeras se encuentran las cimentaciones superficiales por medio de losas o de emparrillados de vigas con capacidad de "puenteo" de las cavidades de mayor tamaño que puedan originarse (Figura 7) y las cimentaciones profundas por medio de pilotes entubados en correspondencia con dichas cavidades y empotrados en la roca sin karstificar (Figura 8). A su vez, entre los tratamientos del terreno los más aconsejables resultan aquellos con inyecciones de morteros "secos" o de baja movilidad. Éstos, debido precisamente a su baja movilidad, permiten tratar los huecos del karst en la zona de influencia de la cimentación sin correr el riesgo de que se desplacen a través de las oquedades comunicadas y se trasladen a puntos alejados de esta zona, perdiendo su eficacia, tal y como sucedería si se inyectasen morteros más fluidos o lechadas de cemento.

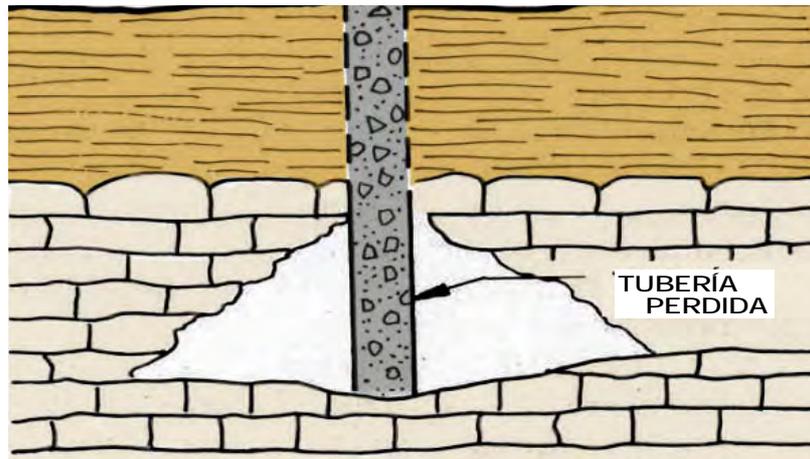


Figura 8. CIMENTACIÓN PROFUNDA POR MEDIO DE PILOTOS ENTUBADOS EN CORRESPONDENCIA CON LAS CAVIDADES Y EMPOTRADOS EN LA ROCA SIN KARSTIFICAR (Sowers, 1996).

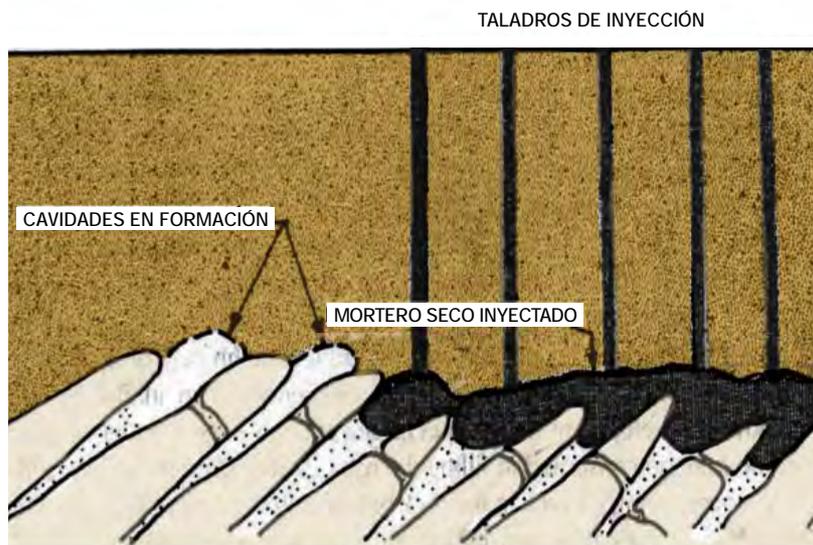


Figura 9. RELLENO DE CAVIDADES DE PEQUEÑO TAMAÑO CON MORTERO "SECO", EN EL CONTACTO SUELO-ROCA CON KARSTIFICACIÓN INICIAL (Sowers, 1996).

En general, en las soluciones de cimentaciones superficiales continuas, si el karst progresa lateralmente, irá aumentando la luz a "puentear" y, en consecuencia, las deformaciones de la losa o emparrillado, pudiendo llevarlos al colapso. En el caso de los pilotes, si el karst progresa en profundidad, aumentará la longitud de éstos sin confinamiento lateral y, por lo tanto, se correrá el riesgo de que fallen por pandeo. Por esta razón, en terrenos kársticos los tratamientos con inyecciones de baja movilidad resultan casi siempre más convenientes.

Los objetivos de estos tratamientos son:

- Rellenar cavidades de pequeño tamaño (Figuras 9 y 10).
- Formar, en las de mayor tamaño, "pasadores" o pilares que eviten el colapso de las mismas y, al mismo tiempo, mejorar las características del material de relleno que pudieran tener (Figuras 3 y 10).

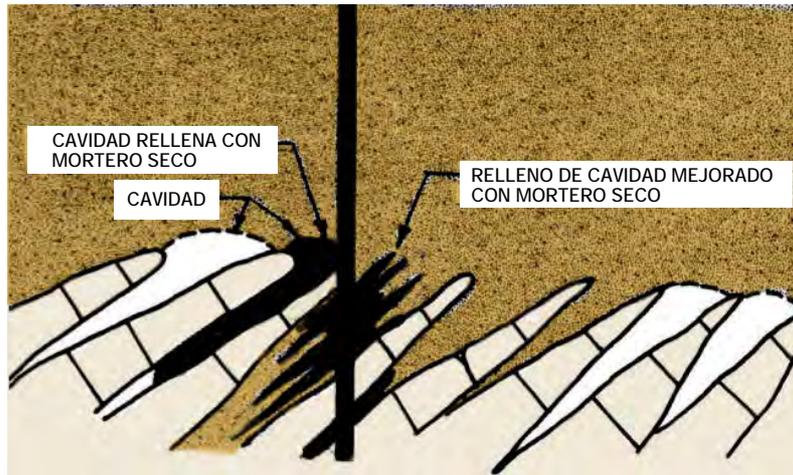


Figura 10. INYECCIÓN DE CAVIDADES DE PEQUEÑO TAMAÑO CON MORTERO “SECO” Y MEJORA POR DESPLAZAMIENTO DEL SUELO DE RELLENO (Sowers, 1996).

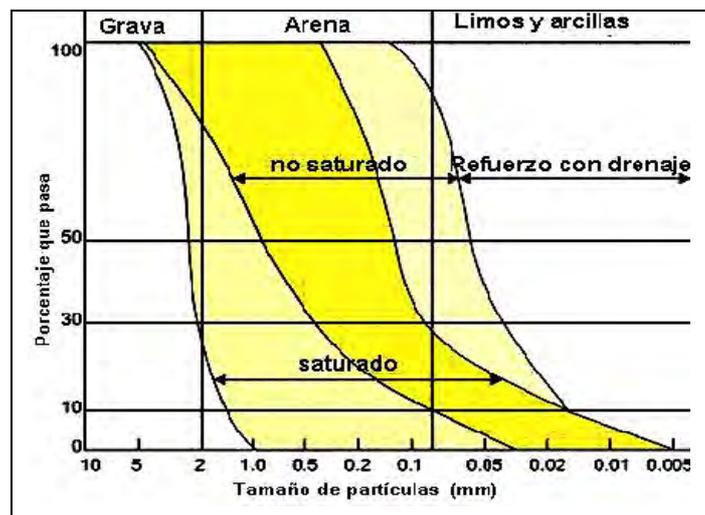


Figura 11. RANGOS APROXIMADOS DE APLICACIÓN DE LAS INYECCIONES DE BAJA MOVILIDAD.

Los resultados de las pruebas iniciales indicarán cuáles de los criterios de rechazo o de interrupción de las inyecciones (movimientos, presiones o volúmenes), indicados en el apartado anterior, predominan y, en consecuencia, permitirán decidir los objetivos a alcanzar (relleno de las cavidades o formación de “pasadores”). Asimismo, en el caso de estructuras existentes, los umbrales de riesgo prefijados en términos de velocidad de asientos, apertura de fisuras y distorsiones angulares, también condicionarán el objetivo a alcanzar (Ver apartado 7).

En cavidades de tamaño importante, después de la ejecución de los pasadores se suele efectuar una segunda fase con mortero más fluido, para rellenar todo el espacio entre ellos, de manera tal que prácticamente se vuelva a la situación previa a la karstificación. Sin embargo, esta solución, que puede ser buena en estructuras aisladas como la pila de un puente, puede ser mala en el caso de la cimentación de un edificio, porque puede crear un efecto “presa” y un aumento de la velocidad del flujo de agua debajo de los edificios vecinos, acelerando la karstificación de su terreno de cimentación.

En la mayor parte de los casos, se continúa con las inyecciones de baja movilidad por encima del techo de la zona karstificada, con criterios de rechazo apropiados, con el objeto de mejorar las características de las capas superiores, normalmente descomprimidas por los asientos producidos por las cavidades kársticas. En estas aplicaciones la limitación más importante está en las sobrepresiones intersticiales que puedan impedir una mejora efectiva de los suelos saturados poco permeables. Para obtener una mejora rentable en términos prácticos, la frontera de los suelos saturados tratables con esta técnica suele estar en los limos algo arcillosos (Figura 11), pues suelos más impermeables requerirían muchas fases de inyección con tiempos de espera importantes entre ellas y/o recurrir a medidas expeditivas de drenaje entre taladros.

3. Disposición de los taladros de inyección

En general los taladros se disponen con separaciones de 2.5 a 3 m, según mallas triangulares o cuadradas. En función de los objetivos fijados, se puede comenzar con una malla primaria y continuar, en caso de ser necesario, con mallas secundarias y terciarias intercaladas, inyectando hasta alcanzar los criterios de rechazo prefijados.

Para que la inyección del mortero “seco” sea posible, tanto el diámetro de la perforación como el diámetro interior de la tubería de perforación / inyección deben cumplir con los requisitos que se mencionan en los dos apartados siguientes.

La malla de taladros de inyección debe extenderse sobre el área a tratar, la cual se define, inicialmente, con los reconocimientos efectuados previamente (geofísica, sondeos y penetros) y, en el caso de construcciones existentes, se complementa con la información dada por los asientos medidos y las isolíneas trazadas a partir de ellos, las cuales permiten localizar el foco de la zona karstificada, en donde habrá que intensificar el tratamiento. Asimismo, los datos aportados por la perforación de los propios taladros de inyección (Velocidad de avance, características del detritus, etc.) y por la inyección en cada tramo de ellos (valores de presión y volumen en función de la profundidad) permiten afinar la ubicación de los puntos de tratamiento.

4. Ejecución de las inyecciones

La ejecución de estas inyecciones puede dividirse en las dos etapas que se reflejan en la Figura 12 y se resumen a continuación:

4.1. PERFORACIÓN

Normalmente se efectúa a rotación, utilizando una tubería con zapata o corona de corte en su extremo, que será también la de inyección, en la mayoría de los casos. Con el objeto de que la inyección de mortero sea auto-obturable, se debe cumplir que la relación entre el diámetro de la zapata o corona de corte, igual aproximadamente al diámetro de la perforación, y el diámetro externo de la tubería de perforación, se mantenga en torno a 1,3.

Dependiendo del tipo de obra, las operaciones de perforación e inyección se pueden independizar o hacerse juntas, es decir, utilizando la misma perforadora para extraer las barras de perforación/inyección, en lugar de gatos.

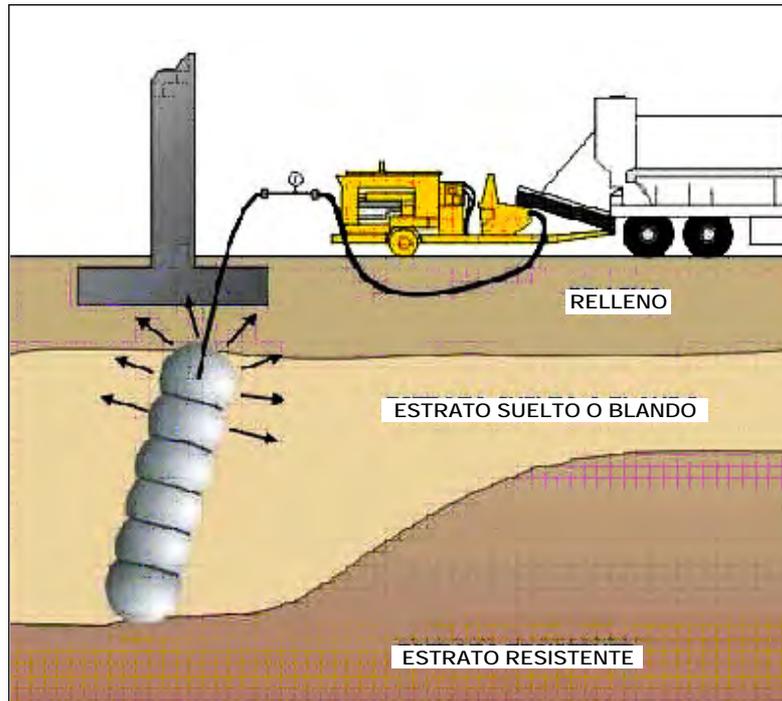


Figura 12. ESQUEMA DE EJECUCIÓN DE LAS INYECCIONES DE BAJA MOVILIDAD.

4.2. INYECCIÓN

Se hace levantando la tubería, con gatos, en caso de que se independicen las operaciones de perforación e inyección (Figura 13), o con la propia máquina de perforación, en tramos de 0,30 a 0,60 m, e inyectando un mortero “seco” (menos de 10 cm de asiento en el cono de Abrams) hasta cumplir con uno de los criterios de rechazo prefijados, en cuanto a movimientos, presiones y volúmenes.

Los movimientos en superficie son producidos por el desplazamiento y, en consecuencia, la mejora del terreno circundante. Los volúmenes mínimos de mortero que se inyectan en zonas en donde no hay cavidades varían, generalmente, entre 100 y 200 litros / metro, dependiendo del objetivo de mejora del terreno prefijado. Normalmente, la mejora del terreno suele ser suficiente cuando el volumen inyectado alcanza el 10 a 15% del volumen de terreno tratado. Mayores admisiones son índices de la existencia de cavidades.

Un aspecto fundamental de este proceso de inyección es la bomba, que debe ser de pistones y con las características especiales siguientes (Figura 14):

- Alta resistencia al desgaste por abrasión.
- Capaz de alcanzar presiones pico de 100 bares, para poder desbloquear obstrucciones, y de trabajar en rangos de 20 a 40 bares.
- El diámetro de sus cilindros debe ser mayor o igual que 75 mm.



Figura 13. EXTRACCIÓN TUBERÍA DE INYECCIÓN CON GATOS (Armijo,1997).

En general para que las inyecciones de baja movilidad se comporten como tales, la velocidad de inyección no debe superar, comúnmente, los 50 a 60 litros/minuto. Debido a ello, se llega, aproximadamente, a volúmenes de 10 a 15 m³ por turno de trabajo. En consecuencia, en tratamientos de terrenos kársticos este bombeo puede resultar lento y, en muchos casos, se debe trabajar con una perforadora y más de una bomba.



Figura 14. BOMBA PARA INYECCIÓN DE MORTEROS "SECOS".

5. DOSIFICACIÓN E INYECCIÓN DE MORTERO “SECO”

Una vez concluidas las operaciones de perforación descritas en el apartado anterior, se debe inyectar el mortero, que debe ser “seco” pero a la vez “bombeable” y con una resistencia mínima. Uno de los puntos clave para que esto pueda hacerse es la dosificación de la mezcla: arena + cemento + cenizas + agua. En la Figura 15 se presentan los rangos granulométricos recomendados por la práctica americana para las arenas a utilizar, con un límite inferior para el contenido de finos y un límite superior para el material grueso. En general, conviene que la granulometría se ajuste lo más posible a la línea ideal y que, en todo caso, la atraviese.

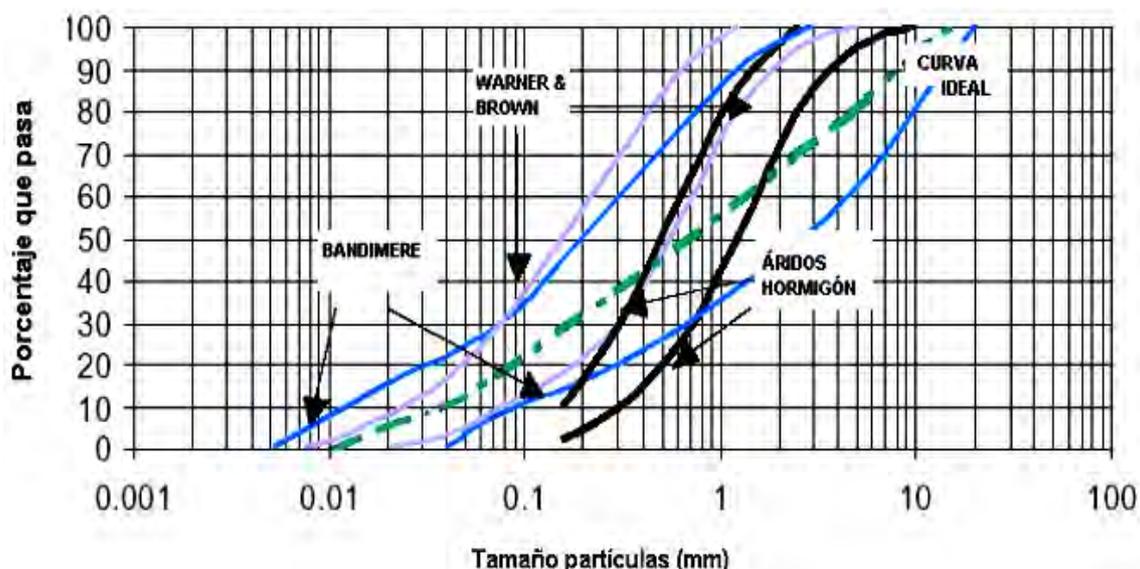


Figura 15. RANGOS GRANULOMÉTRICOS DE LOS ÁRIDOS PARA INYECCIONES DE BAJA MOVILIDAD (Shethji A. y Vipulanandan C., 2003).

Cuanto más se acerque la mezcla al límite inferior, será más “bombeable” pero se alejará más del objetivo de formación de bulbos. Por el contrario, cuanto más se acerque al límite superior, será mejor desde el punto de vista de la formación de bulbos, pero menos “bombeable”. Los diseños actuales están tendiendo hacia mezclas más gruesas, con el desarrollo de mejores bombas.

Después de definir la mezcla de sólidos, el paso siguiente es mezclarlos con agua y obtener el asiento en el cono de Abrams deseado, de menos de 4 a 5 cm cuando lo que se busca es la mejora del terreno y de 8 a 10 cm cuando el objetivo es el relleno de cavidades o la formación de “pasadores” en ellas.

En general, las bases de partida son una relación arena-cementantes 2 a 1 y una relación agua-sólidos que permita obtener los asientos en el cono de Abrams señalados (Figura 16). La relación cemento-cenizas dependerá de la resistencia a compresión simple buscada. Ésta no resulta condicionante en el tratamiento de terrenos kársticos, para los cuales normalmente se especifican morteros con resistencias mínimas de 5 MPa a 28 días. Siempre hay que hacer pruebas con diferentes dosificaciones.

Para que el mortero no se atasque en las mangueras y tuberías de inyección, éstas deben tener un diámetro interior mínimo de 5 cm, sin ningún tipo de obstrucciones, con codos o curvas de radio amplio y con juntas estancas.



DOSIFICACIÓN (en peso):

- Arena: 4
- Cemento + cenizas: 2
- Agua suficiente para cono < 8 a 10 cm



Figura 16. MORTERO "SECO" PARA INYECCIONES DE BAJA MOVILIDAD.

Como en las aplicaciones de este tipo de inyecciones a terrenos kársticos se requieren normalmente volúmenes importantes de mortero, el cual, debido a sus características particulares, no puede ser de planta, debe recurrirse a mezcladoras "de tornillo" especiales para morteros "secos", como la que se muestra en la Figura 17. Por lo general, en estas obras, las mezcladoras que vienen acopladas a las bombas suelen resultar insuficientes.

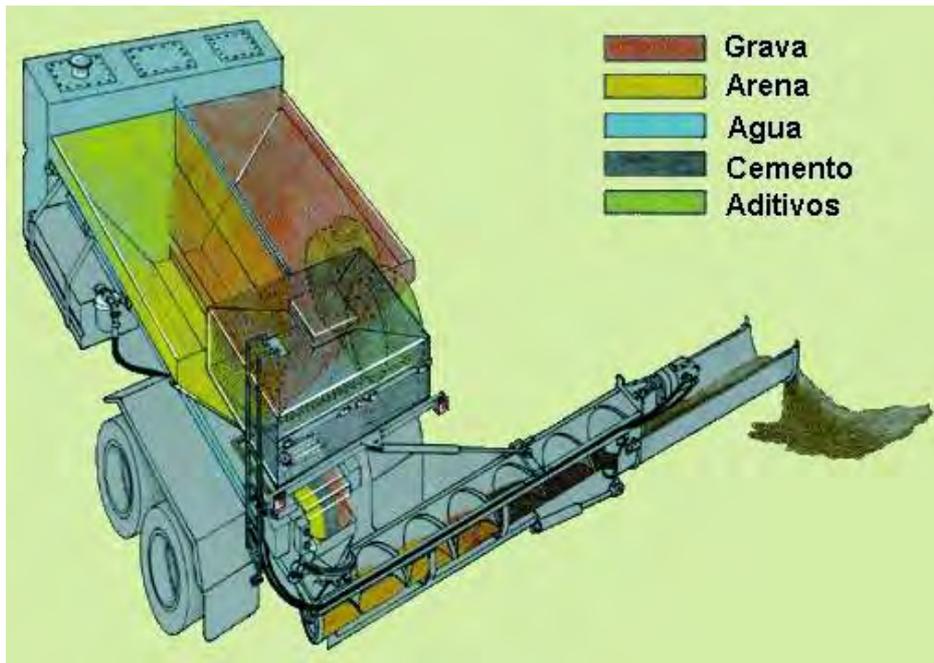


Figura 17. MEZCLADORA "DE TORNILLO" PARA MORTEROS "SECOS".

6. Controles

6.1. CONTROL DE EJECUCIÓN

El control de ejecución exige la realización de un parte por cada taladro de inyección que incluya la fecha y horario de construcción del mismo, junto con todos los datos sobre su situación, perforación (diámetro, método empleado, características del terreno encontrado y longitud alcanzada) e inyección (características del mortero, presión, volumen y longitud de cada intervalo de inyección). En este último aspecto, se debe poner especial énfasis en el control de la granulometría de la arena que se utilice, en el mezclado apropiado de los materiales y en el asiento en el cono de Abrams de los morteros que se inyectan (Figura 18), de los cuales se deben también tomar muestras para su posterior ensayo a compresión simple, a 7, 14 y 28 días.

Este control de ejecución debe incluir, además, un seguimiento de movimientos que comprenda:

- La realización de un inventario de daños existentes, antes del comienzo de la obra, tanto en el edificio a recalzar como en los edificios vecinos.
- La instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales, los cuales deben referirse a puntos fijos suficientemente alejados de la zona de influencia de la obra.
- La instalación de chinchetas para el control de apertura y cierre de fisuras.

Este seguimiento debe ser de dos tipos: "local", abarcando la zona de influencia de cada taladro, con lecturas casi continuas durante su ejecución y "general", abarcando toda la obra y su área de influencia, durante la ejecución de la misma. Las lecturas deben efectuarse, en este caso, con una frecuencia adecuada al ritmo de los trabajos. En general este control "general" debe realizarse al menos una vez por día.

Los datos aportados por los partes de ejecución junto con los del control de movimientos permiten ajustar los principales parámetros de inyección (dosificación del mortero, presión y volumen de inyección), cambiar los criterios de rechazo y decidir sobre la necesidad de realizar fases complementarias de inyección en toda la obra o solamente en ciertas áreas de la misma.



Figura 18. CONTROL ASIENTO EN CONO DE ABRAMS (< 8 a 10 cm).

6.2. CONTROL DE RESULTADOS

El cumplimiento de los objetivos de estabilización de la estructura construida sobre un terreno kárstico se debe verificar por medio de la continuación del control de movimientos, durante un tiempo suficientemente largo, después de terminada la obra.

En caso de no cumplirse con los objetivos, se debe decidir sobre la necesidad de realizar fases complementarias de inyección en toda la obra o solamente en ciertas áreas de la misma.

7. Ejemplo de aplicación

7.1. DESCRIPCIÓN DE LA PATOLOGÍA

En este apartado se incluyen, a modo de ejemplo de aplicación, los trabajos de inyección realizados con el objeto de disminuir la velocidad de asentamientos y evitar el colapso inmediato del edificio situado en el portal número 8 de la calle Justo Navarro, de Calatayud, debido a la karstificación de las capas de yesos y margas yesíferas subyacentes. Estos trabajos fueron efectuados por Geotecnia y Cimientos, S.A. (GEOCISA) y en ellos actuaron D. Fernando Aguerri Martínez como Director de Obra y D. José María Rodríguez Ortiz como asesor geotécnico.

La karstificación mencionada dio lugar a la formación de un socavón en superficie (Figuras 19 y 20), el cual originó daños importantes en los cerramientos y en la propia estructura del edificio, el cual asentaba con una velocidad media de 2 mm/día, antes de comenzar las actuaciones tendientes a estabilizarlo.

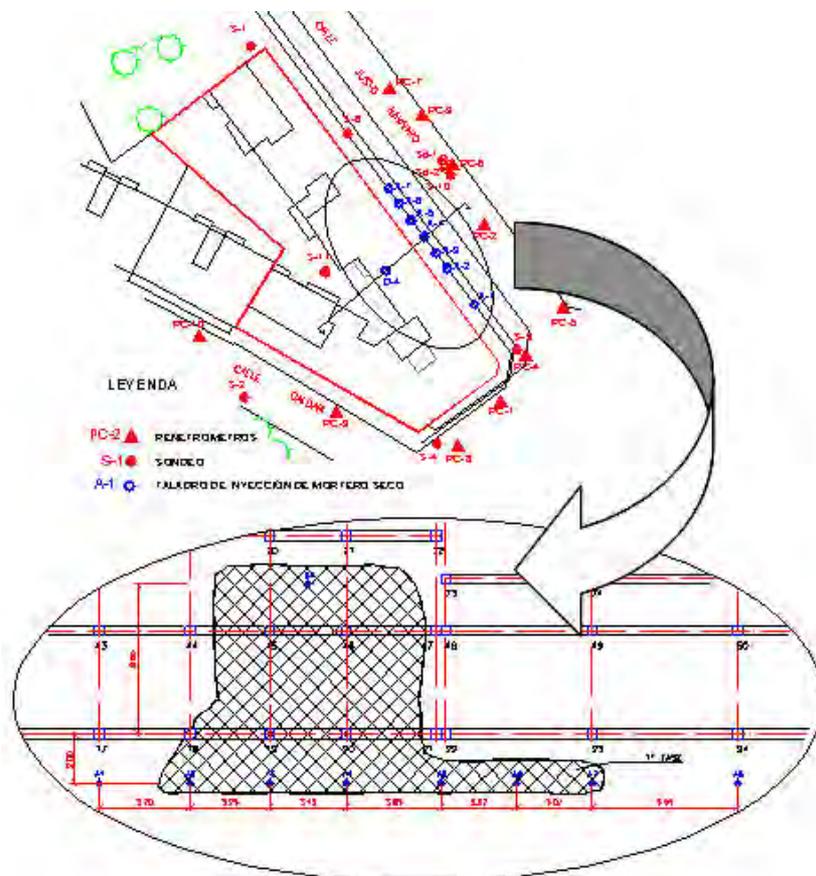


Figura 19. PLANTA DE SITUACIÓN DEL SOCAVÓN (Trama romboidal), DE LOS RECONOCIMIENTOS EFECTUADOS Y DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN DE MORTERO (Fase 1) EN EL EDIFICIO DE LA C/ JUSTO NAVARRO DE CALATAYUD.

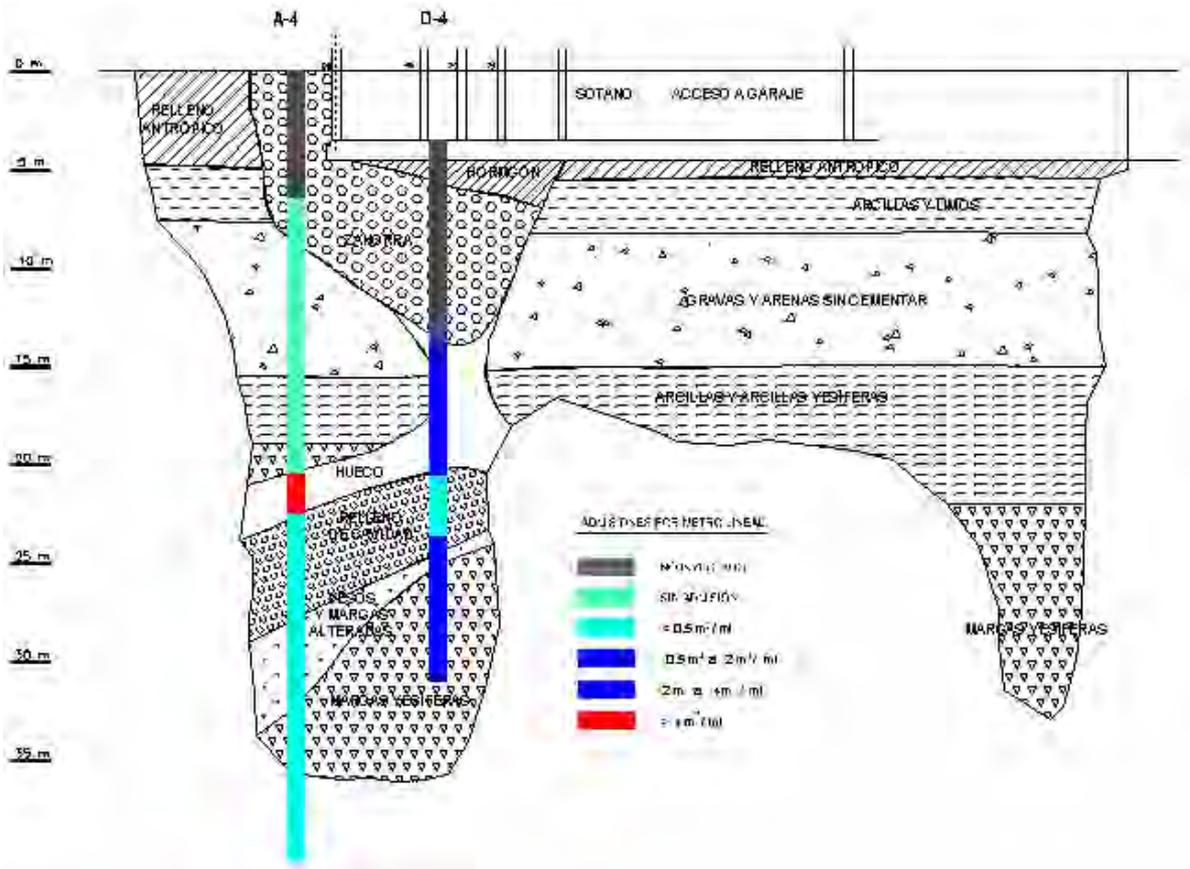


Figura 20. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN Y DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN, CON INDICACIÓN DE ADMISIONES DE MORTERO "SECO".

7.2. TRABAJOS INICIALES

Una vez detectado el socavón, fue rellenado inmediatamente con zahorra, con una admisión en torno a 150 m³ desde la calle y posteriormente con hormigón desde el sótano, con una admisión cercana a 300 m³. A continuación, para cumplir con el objetivo señalado en el apartado anterior, además del apeo de la estructura, cuya descripción escapa a los fines de este artículo, se pusieron dos tipos de inyecciones:

- Superficiales, con lechada de cemento.
- Profundas, con mortero "seco" o de baja movilidad.

Después del relleno con hormigón vertido señalado y con el objeto de asegurar el contacto entre la solera y este relleno, se realizó la inyección de lechada de cemento en la zona mencionada, con obturación en boca de taladro por medio de obturador mecánico, una presión límite de 1,5 a 2 bares y una dosificación agua / cemento ajustada según las admisiones obtenidas.

Una vez finalizada esta fase de inyección en la zona del socavón, se procedió a la inyección sistemática del encachado bajo solera en la zona donde apoyaban los puntales del apeo instalado en el sótano, también con una presión límite de 1,5 a 2 bares, para rellenar los huecos que pudiesen existir.

7.3. INYECCIONES DE BAJA MOVILIDAD (FASE 1)

El diseño y ejecución del tratamiento del terreno con inyecciones de baja movilidad estuvo basado en la información aportada por:

- Los sondeos de reconocimiento y ensayos de penetración continua que detectaron la existencia de huecos o cavidades entre, aproximadamente, los 17 y 25 m de profundidad, en el sustrato rocoso de yesos y margas yesíferas (Figuras 19 y 20). Estos sondeos revelaron, además, la presencia de algunos “blandones” en las capas de terreno situadas entre dicho sustrato rocoso y el plano de apoyo de las zapatas.
- La nivelación inicial del techo del sótano para conocer los asientos producidos y trazar las isolíneas correspondientes, las cuales permiten localizar el “foco” de la zona kárstica, en donde había que intensificar el tratamiento (Figura 21).
- El control de movimientos verticales que indicaba una velocidad de asiento media, en los pórticos más afectados (el de fachada y los dos pórticos paralelos siguientes), del orden de 1.5 a 2 mm/día (Figura 22).

Teniendo en cuenta lo anterior y considerando que la velocidad de asientos señalada podía producir el colapso del edificio en un plazo corto de tiempo (las distorsiones angulares existentes, calculadas a partir de la nivelación del techo del sótano indicaban que ya se estaba por debajo de 1/100 en muchos puntos), se decidió la ejecución de inyecciones de mortero “seco” o de baja movilidad de forma inmediata. Estas inyecciones tenían el objetivo principal de reducir dicha velocidad de asientos unas 10 a 15 veces, hasta valores del orden de 0.1 a 0.2 mm/día, de manera tal que se aumentara considerablemente el plazo para actuaciones futuras sin que se produjera el colapso mencionado.

Para lograr el objetivo expuesto, las inyecciones de mortero “seco” producirían dos efectos principales:

- Rellenar cavidades de pequeño tamaño o formar, en las de mayor volumen, “pasadores” o pilares que eviten el colapso de las mismas y, al mismo tiempo, mejoren las características del material de relleno que pudieran tener.

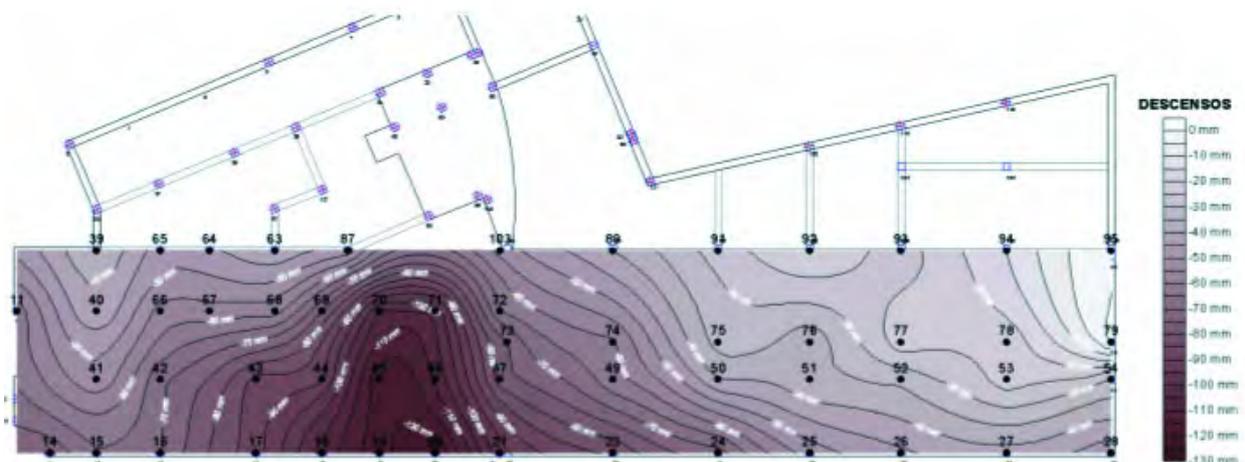


Figura 21. ISOLÍNEAS DE ASIENTOS DEL TECHO DEL SÓTANO
(Nótese el “foco” de la zona kárstica en el cuadro definido por los pilares 18,39, 72 y 21).

- Compactar la zorra de relleno y las capas de suelo suelto o blando situadas por debajo de las zapatas del edificio con descensos más pronunciados según el control de movimientos.

La ejecución de estas inyecciones se interrumpió cuando se alcanzó alguno de los siguientes criterios de rechazo:

- Se producen movimientos de la estructura (> 2 mm, normalmente),
- Se registran presiones > 8 bares a profundidades < 5 m, presiones > 15 bares a profundidades entre 5 y 20 m o presiones de 25 bares para profundidades > 20 m, para inyectar un caudal mínimo (El objeto es evitar la rotura del terreno), o
- Se alcanzan los volúmenes de inyección máximos prefijados:

VOLUMEN (litros)	SOBREPRESIÓN (bares)
100	15
650	10
4.000-5.000	0 (Hueco)

En total, en esta primera fase de inyección de mortero seco se realizaron 8 taladros con una admisión de 112 m³. Los trabajos de inyección tuvieron que interrumpirse tras alcanzarse el umbral de aviso de instrumentación referido a la velocidad de asiento, la cual se acercó al límite de 2 mm/día preestablecido (Figuras 22 y 23).

Estos taladros, cuya ubicación aparece indicada en las Figuras 19 y 20, se realizaron lo más pegados posible a la fachada del edificio y, en general, se perforaron hasta empotrarse 2 a 3 m en los yesos sanos (Figuras 24 y 25). Aunque inicialmente se había previsto distribuir las inyecciones en planta según una malla cuadrada de 3 m de lado que abarcara toda la zona afectada,

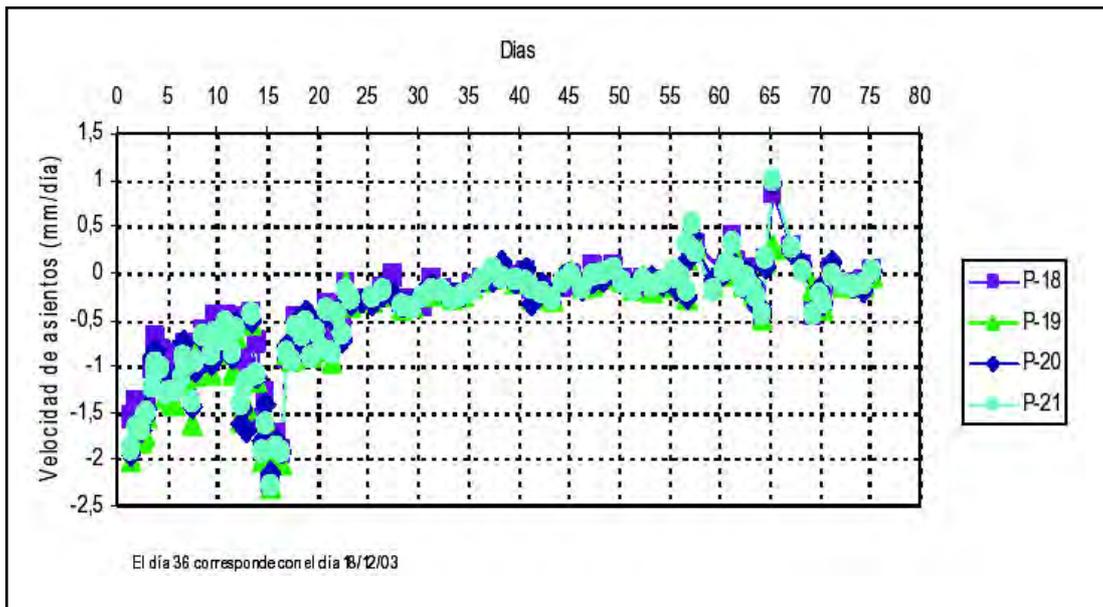


Figura 23. CURVA DE VELOCIDAD DE ASIENTOS EN FUNCIÓN DEL TIEMPO, CORRESPONDIENTE AL PÓRTICO DE FACHADA.



Figura 24. EJECUCIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN JUNTO A LA FACHADA DEL EDIFICIO.

debido a la situación del edificio, después de realizado el taladro D4 en el sótano, cuya ejecución tuvo que interrumpirse, se decidió, por razones de seguridad, trabajar solamente desde el exterior del mismo y al amparo de una marquesina de seguridad colocada en su fachada como protección en caso de desprendimiento de partes de la cornisa.



Figura 25. INYECCIÓN DE MORTERO “SECO” LEVANTANDO LA TUBERÍA POR TRAMOS DE 0.5 m.

En la Figura 20 mencionada se indican también las admisiones de mortero registradas en cada tramo de taladro, correspondiendo las mayores a los lugares en los que existían huecos. Las inyecciones se realizaron en retirada, por tramos de 0.5 m aproximadamente, hasta llegar a 2 m por debajo de la cota de cimentación, es decir, 4 m por debajo de la solera de sótano y 6 m por debajo del nivel de la calle. La frecuencia de lecturas de la instrumentación (control de movimientos verticales y apertura de fisuras) se aumentaba una vez que se alcanzaba, en cada taladro, la cota de inyección situada a 8 m por debajo de la solera de sótano, es decir, 10 m por debajo del nivel de la calle.

En cada uno de los tramos ascendentes se interrumpió la inyección de acuerdo con los criterios de rechazo indicados previamente, según se puede apreciar en los gráficos de presiones y admisiones, en función de la profundidad, preparados para cada uno de los taladros.

7.4. ACTUACIONES COMPLEMENTARIAS

La situación del edificio obligó a inyectar un importante volumen de mortero seco en un intervalo de tiempo relativamente corto y sin poder distribuir los puntos de inyección adecuadamente en la zona afectada, por razones de seguridad. Debido a ello, se produjo, inicialmente, un aumento de la velocidad de asiento, según era previsible, hasta alcanzar el umbral de riesgo prefijado, lo cual obligó a interrumpir los trabajos (Figura 22).

Después de transcurridas dos semanas, al fraguar el mortero inyectado y una vez reforzado transversalmente el apeo en el sótano e instalados en la fachada jabalcones con un sistema de gatos en sus apoyos, para apearla (Figuras 27 y 28), se produjo una disminución considerable de la velocidad de asiento, hasta estabilizarse en torno de los valores que se tenían como objetivo al comenzar con las inyecciones de baja movilidad, es decir, 0.1 a 0.2 mm/día (Figura 23).



Figura 26. APEO "ACTIVO" INSTALADO EN LA FACHADA DEL EDIFICIO.



Figura 27. DETALLE DEL SISTEMA DE GATOS COLOCADOS EN LOS APOYOS DE LOS JABALCONES.

De este modo se logró una situación de “estabilidad temporal” que daba un margen de tiempo para estudiar diferentes alternativas de solución al problema de este edificio, sin que se produjera el colapso del mismo. Si finalmente se tomara la decisión de estabilizarlo definitivamente, alternativa todavía en estudio a la hora de escribir este artículo, se deberían realizar fases complementarias de inyecciones de mortero seco, hasta reducir la velocidad de asiento a cero.

La distribución de taladros correspondientes a estas fases, que en principio serían tres, aparece indicada en las figuras 29 y 30. Las profundidades de inyección, la dosificación de los morteros, los criterios de rechazo y los controles de movimientos, junto con los umbrales de riesgo asociados a ellos, serían similares a los empleados en la fase 1. De acuerdo con los resultados que se obtuviesen con los controles mencionados, estas fases de inyección podrían disminuirse o aumentarse, de modo general o local, en sectores determinados de la zona afectada.

Para reforzar el control de movimientos mencionado y poder comprobar la eficacia de las inyecciones, se contaría con el apoyo de una instrumentación automática en sótano mediante electro-niveles, que se instaló para la operación de puesta en carga del apuntalamiento de fachada, y que permitiría conocer los movimientos en tiempo real.

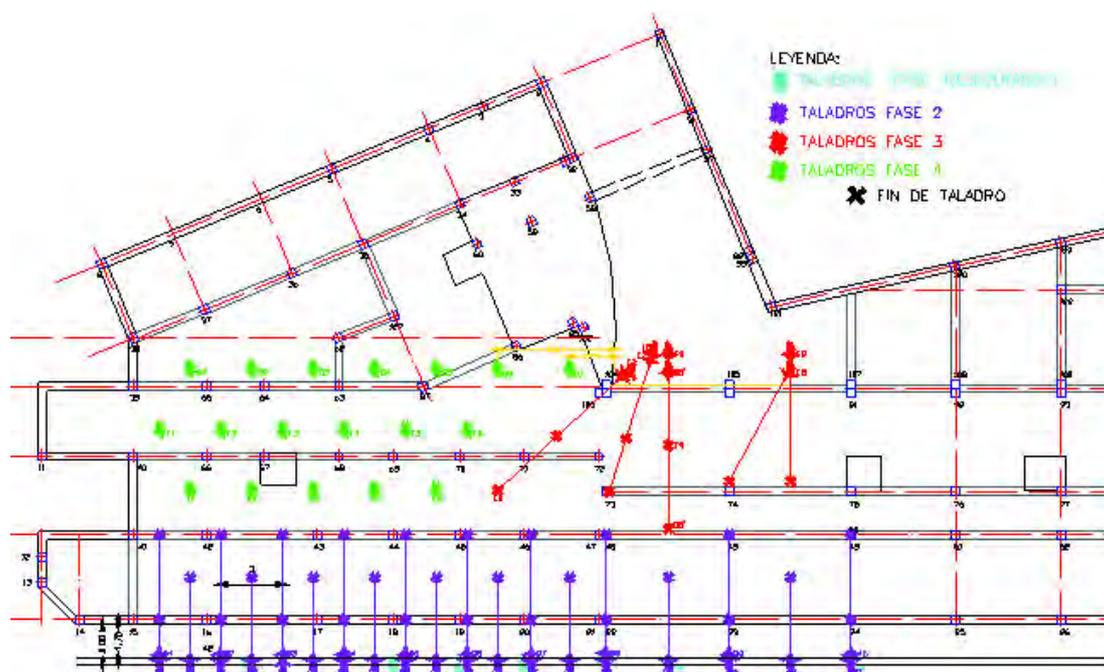


Figura 28. PLANTA DE SITUACIÓN DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN DE LAS FASES COMPLEMENTARIAS.

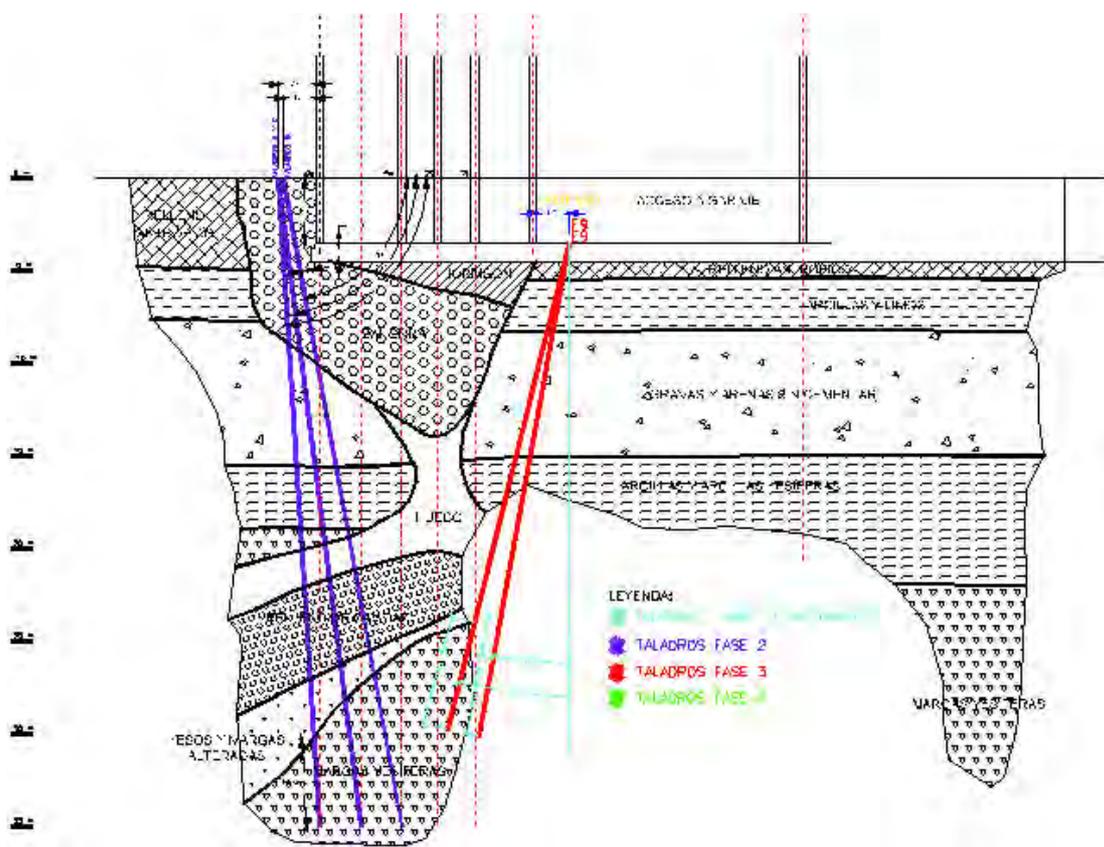


Figura 29. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN Y DE LOS TALADROS DE INYECCIÓN DE LAS FASES COMPLEMENTARIAS.

8. Resumen y conclusiones

Los fenómenos de karstificación dan lugar a la formación de cavidades en el terreno que se manifiestan en superficie por medio de asientos y de socavones, en una fase más evolucionada y dependiendo de las características de las capas superiores.

Debido a lo anterior, para construir en este tipo de terrenos hay que tomar precauciones especiales en el diseño de las cimentaciones en fase de proyecto o realizar tratamientos del terreno.

En las soluciones de cimentaciones superficiales continuas, si el karst progresa lateralmente, irá aumentando la luz a “puentear” y, en consecuencia, las deformaciones de la losa o emparrillado, pudiendo llevarlos al colapso. En el caso de los pilotes, si el karst progresa en profundidad, aumentará la longitud de éstos sin confinamiento lateral y, por lo tanto, se correrá el riesgo de que fallen por pandeo. A causa de esto, en terrenos kársticos, los tratamientos con inyecciones de baja movilidad resultan casi siempre más convenientes.

Los objetivos de estos tratamientos en dichos terrenos son:

- Rellenar cavidades de pequeño tamaño.
- Formar, en las de mayor volumen, “pasadores” o pilares que eviten el colapso de las mismas y, al mismo tiempo, mejoren las características del material de relleno que pudieran tener.

Los resultados de las pruebas iniciales indicarán cuáles de los criterios de rechazo o de interrupción de las inyecciones (movimientos, presiones o volúmenes), predominan y, en consecuencia, permitirán decidir los objetivos a alcanzar (relleno o formación de “pasadores”). Asimismo, en el caso de estructuras existentes, los umbrales de riesgo prefijados en términos de velocidad de asiento, apertura de fisuras y distorsiones angulares, también condicionarán el objetivo a alcanzar.

En la mayor parte de los casos, se continúa con las inyecciones de baja movilidad por encima del techo de la zona karstificada, con criterios de rechazo apropiados, con el objeto de mejorar las características de las capas superiores, casi siempre descomprimidas por los asientos producidos por las cavidades kársticas.

Normalmente, los taladros de inyección se disponen con separaciones de 2.5 a 3 m, según mallas triangulares o cuadradas. De acuerdo con los objetivos fijados, se puede comenzar con una malla primaria y continuar, en caso de ser necesario, con mallas secundarias y terciarias intercaladas, inyectando hasta alcanzar los criterios de rechazo prefijados.

La malla de taladros de inyección debe extenderse sobre el área a tratar, la cual se define, inicialmente, con los reconocimientos efectuados previamente (geofísica, sondeos y penetros) y, en el caso de construcciones existentes, se complementa con la información dada por los asientos medidos y las isolíneas trazadas a partir de ellos, las cuales permiten localizar el “foco” de la zona karstificada, en donde habrá que intensificar el tratamiento.

Para que la inyección del mortero “seco” o de baja movilidad sea posible, tanto el diámetro de la perforación como el diámetro interior de la tubería de perforación/inyección y la bomba a utilizar deben cumplir con los requisitos que se mencionan en los apartados 4 y 5 de este artículo.

En general, para que las inyecciones de baja movilidad se comporten como tales, la velocidad de inyección no debe superar los 50 a 60 litros/minuto.

Una vez concluidas las operaciones de perforación, se debe inyectar el mortero, que debe ser “seco” pero a la vez “bombeable” y con una resistencia mínima. Uno de los puntos clave para que esto pueda hacerse es la dosificación de la mezcla: arena + cemento + cenizas + agua. La granulometría de las arenas a utilizar debe estar dentro de los rangos que se indican en la Figura 15, con un límite inferior para el contenido de finos y un límite superior para el material grueso.

Después de definir la mezcla de sólidos, el paso siguiente es mezclarlos con agua y obtener el asiento en el cono de Abrams deseado, de menos de 4 a 5 cm cuando lo que se busca es la mejora del terreno y de 8 a 10 cm (4 a 5 cm) cuando lo que se persigue es el relleno de cavidades o la formación de “pasadores” en ellas. Las bases de partida son una relación arena-cementantes 2 a 1 y una relación agua-sólidos que permita obtener los asientos en el cono de Abrams señalados.

El control de ejecución exige la realización de un parte por cada taladro de inyección que incluya la fecha y horario de construcción del mismo, junto con todos los datos sobre su situación, perforación e inyección. En este último aspecto, se debe poner especial énfasis en el control de la granulometría de la arena que se utilice, en el mezclado apropiado de los materiales y en el asiento en el cono de Abrams de los morteros que se inyectan, de los cuales se deben también tomar muestras para su posterior ensayo a compresión simple.

Este control de ejecución debe incluir, además, un seguimiento de movimientos que comprenda:

- La realización de un inventario de daños existentes.
- La instalación de puntos para el control de movimientos verticales y horizontales.
- La instalación de chinchetas para el control de apertura y cierre de fisuras.

Este seguimiento debe ser tanto “local”, en la zona de influencia de cada taladro, con lecturas casi continuas durante su ejecución, como “general”, abarcando toda la obra y su área de influencia, durante la ejecución de la misma.

El cumplimiento de los objetivos de estabilización de la estructura construida sobre un terreno kárstico se debe verificar por medio de la continuación del control de movimientos, durante un tiempo suficientemente largo después de terminada la obra.

En el ejemplo que se incluye al final de este artículo se presenta una aplicación exitosa de las inyecciones de baja movilidad a la estabilización de un edificio cimentado sobre un terreno kárstico. En este ejemplo se resume el diseño de estas inyecciones, su ejecución y los controles efectuados para lograr la estabilización del edificio.

Referencias bibliográficas

- (1) Mitchell J.K. (1981). Soil Improvement: State of the Art, XICSMFE, Stockholm. Volume 4, pág. 509-565.
- (2) Armijo G.(1997).Internal reports about the micropiles for the Power Plant Building Restoration, prepared for Geocisa US, Baltimore, Maryland.
- (3) Sowers G. (1996). Building on Sinkholes, ASCE Press, New York.
- (4) Shethji A. y Vipulanandan C. (2003). Review of Compaction Grouting Materials for Soil Treatment, Center for Innovative Grouting Material and Technology (CIGMAT), Department of Civil and Environmental Engineering, University of Houston, Houston, Texas.

■ Aplicaciones del jet grouting en terrenos singulares: morrenas glaciares, rellenos heterogéneos y otros

Ferran BIOSCA GÓMEZ DE TEJADA

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. MBA
DIRECTOR DE NUEVOS DESARROLLOS DE RODIO

El objeto de esta charla es, mediante la descripción somera de varias actuaciones en las que el Autor ha colaborado, *combatir la idea errónea* muy divulgada entre algunos técnicos y que circula con frecuencia de que el *jet grouting es una técnica cuya aplicación debe limitarse a suelos arenosos limpios y uniformes*. Sí es cierto que en éstos, adecuadamente tratados, tanto la calidad del suelo como el volumen interesado son elevados, y que ello la hace muy competitiva económicamente frente a otras posibilidades, pero no debemos caer en el silogismo que representaría partir de las premisas opuestas y fruto de él descartar la aplicación de esta técnica en el resto de circunstancias. Las actuaciones a considerar son:

- A) Trabajos en Panticosa (Huesca) en el seno de una clásica morrena glacial.
- B) Trabajos en un depósito mixto de rellenos naturales y antrópicos en Gran Canaria.
- C) Trabajos en una arcilla blanda saturada en la laguna de México DF. (México).

Como fruto de estas exposiciones deseo transmitir al lector dos ideas principales:

1. El riesgo de utilizar el jet en cualquier suelo no está en que el diámetro de la columna resultante sea más grande o mas pequeño, sino en que sea distinto del esperado y utilizado para el diseño; de una manera simplista el problema no es el tamaño del ladrillo que se use sino que éste y el utilizado en el plano de colocación no coincidan. Esta idea, que es evidente en diámetro, debe considerarse también en características mecánicas (, , K y E). ***El riesgo y el potencial problema grave es la posible discordancia entre características reales de la columna y características de proyecto; el que éstas sean mayores o menores es un segundo nivel de consideraciones que influye principalmente en costes y rendimientos, pero no en la factibilidad técnica de la solución.***
2. Diseñada una solución en base a jet que sea técnicamente fiable, la etiqueta “barata” o “cara”, en definitiva su competitividad en términos estrictamente económicos, será siempre relativa a otras soluciones alternativas aplicando otras técnicas como micropilotes, inyecciones de baja presión u otras mejoras de suelo; dichas soluciones deberán ser igualmente viables y suficientemente seguras tanto desde el punto de vista del proceso de ejecución como de la calidad del producto obtenido como de su armonía con la estructura ya existente o futura si fuese el caso. Y llegados a la situación extrema y poco frecuente de no ver ninguna solución alternativa, considerar que en definitiva ***la única solución real es siempre la más barata, cueste lo que cueste.*** La sola posibilidad cuando no hay más soluciones es, a la vista de su coste, replantearse parcial o totalmente el proyecto cuando ello es posible (considerando, eso sí, el tiempo como una variable económica más).

A) Trabajos en Panticosa (Huesca) en el seno de una típica morrena de origen glacial

Dentro de este apartado vamos a hacer referencia a dos actuaciones vecinas pero diferentes. La primera es el recalce del "Gran Hotel" dentro de los trabajos de rehabilitación de este anciano edificio y la segunda contempla los trabajos de ejecución del vaso del futuro edificio que albergará el Centro de Alto Rendimiento Deportivo abreviadamente C.A.R. Previo a ambas exposiciones deseo manifestar nuestro agradecimiento al personal del Grupo Nozar que con su confianza en nuestra empresa, capacidad técnica y voluntad de cooperación han hecho posible el desarrollo y aplicación de lo que a continuación se expone.

A1. AMPLIACIÓN Y REFORMA DEL EDIFICIO DEL GRAN HOTEL

Tomando como punto de partida el viejo edificio del Gran Hotel, que constaba de planta baja más cuatro alturas, el proyecto de transformación creado y dirigido por un equipo liderado por D. Rafael Moneo más NB35 tenía como objetivo realizar un apeo total exterior de la fachada existente, realizar la demolición de todos los forjados y tabiques interiores (con los rigidizadores y apuntalamientos interiores necesarios, retirar la cubierta antigua, suplementar la fachada dotándola de un nuevo piso sobre los existentes y realizar una nueva cubierta.

Previo a la construcción de los nuevos pilares y forjados el proyecto contemplaba asimismo el recalce de las fachadas existentes conviviendo con el apuntalado exterior. Este recalce además de soportar los muros exteriores debía asimismo actuar como pantalla de contención de tierras permitiendo realizar una excavación interior para ejecutar dos sótanos más la losa de fondo.

Así planteado el marco general del problema, vamos a continuación a comentar diferentes circunstancias concurrentes que actuando conjuntamente han definido la singularidad del trabajo y la idoneidad de la solución aplicada, que nos lleva sino a decir que ésta era única, sí a afirmar que ha sido sin duda y con diferencia la más ventajosa de las posibles.



Foto 1. VISTA DEL LAGO EN LA BASE DEL CIRCO.



Foto 2. VISTA PARCIAL DEL CIRCO GLACIAL.

El marco geológico

Respecto al entorno geológico entiendo que las imágenes adjuntas lo caracterizan perfectamente: Nos hallamos en el Pirineo oscense y en uno de sus más bellos valles glaciares con las características comunes a todos ellos, a saber pendientes abruptas con zócalos rocosos sanos y continuos cubiertos con aluviales sin cohesión de potencia creciente a medida que se pierde cota. Fruto de su naturaleza glacial los tamaños en el aluvial no están seleccionados y se mezclan bolos decimétricos con otros de diámetro métrico dentro de una matriz generalmente abierta. Ha sido frecuente tener que trocear los bolos para poder retirarlos en camión durante el vaciado.



Foto 3. VISTA DE UNO DE LOS TORRENTES NATURALES.

Mención específica requiere el papel del agua en este marco. Son frecuentes los ibones o lagos naturales con agua todo el año y distribuidos a diferentes cotas sobre el circo o base del glaciar. Varían su caudal estacionalmente los torrentes que descienden hacia la citada base, y que cuando la pendiente disminuye penetran bajo la superficie fluyendo hacia el lago base del circo, a través de cauces enterrados de permeabilidad preferencial respecto a su entorno. Estas circunstancias demandaban que las pantallas fuesen altamente impermeables para permitir la excavación conviviendo con flujos variables de agua fruto de lluvias y deshielo, obligados al hallarse el edificio objeto de la actuación junto a la orilla del lago.

La coexistencia de bolos frecuentes de tamaño métrico con la falta de cohesión de la matriz arcillosa más la errática permeabilidad de dicha matriz conforma un marco que en nuestra experiencia basta para descartar las posibilidades de ejecutar muros pantalla o pilotes. Ello es así principalmente por dos razones: La falta de efectividad de trépanos picando contra bolos grandes y duros en el seno de matrices sin cementación que permiten al bolo moverse algo amortiguando el efecto del trépano y dificultando su rotura y la dificultad llegando a veces hasta la imposibilidad de utilizar bentonitas, pues su baja viscosidad unida a la fabrica localmente abierta de la matriz en cuestión hace que sean frecuentes sobre consumos desorbitados de lodos bentoníticos, llegando a situaciones en las que es necesario amorterar como paso previo indispensable a la excavación con bentonita. Frecuentemente debe considerarse que el efecto de la utilización de trépano agrava el problema anterior del sobre consumo de bentonita, mientras que ésta por flotabilidad penaliza la ya precaria efectividad del trépano. En resumen, un cúmulo de inconvenientes que a nuestro criterio hace DESCARTABLES este tipo de soluciones.

Descartados los grandes agujeros, quedamos limitados a las llamadas técnicas de “pequeño diámetro” o en el argot de las cimentaciones “agujero pequeño”. En ellas puede hablarse de micropilotes y/o de inyecciones. La gran ventaja es que el “agujero pequeño” puede utilizar martillos de diámetros entre 4 y 5 pulgadas que sí son efectivos en el contexto descrito. ¿Qué prueba puede haber más indudable de ello que el mero hecho de que el trépano se factura por hora de trabajo mientras que la perforación con martillo se factura por metro perforado?



Foto 4. BOLOS GRANÍTICOS EN UNA MATRIZ MUY HETEROGÉNEA.

El micropilote presentaba tres problemas principalmente en esta aplicación:

- a) Es imposible lograr la continuidad requerida entre elementos contiguos para una pantalla de contención de tierras sin cohesión como la que aquí era necesaria por mucho que se junten los micropilotes. Del agua ya ni hablemos.
- b) La reducida inercia del micropilote en respuesta a las demandas de flexión que la excavación aquí planteaba harían necesarios muchos niveles de arriostrado y anclaje para reducir las luces de flexión a valores compatibles con una sola fila de micros, y colocar una doble fila conllevaba sólo atarlos como mucho en cabeza. En esta disposición las dos filas de micros no funcionan como una pantalla conjunta pues ambas filas de micros al no pasarse esfuerzos cortantes entre una y otra fila son incapaces de colaborar en un esfuerzo conjunto de flexión y se comportan como un pórtico, mucho más ineficiente que una pantalla a estos efectos.
- c) La conexión de los micros con el muro existente de características que luego ampliaremos presentaba un punto muy delicado dada la diferencia de módulos de deformación del acero del micro respecto al del muro en una relación del orden 100:1, lo que motivaba la aparición de puntos duros y en consecuencia zonas de concentración de tensiones. Además la geometría condicionada de los taladros en el seno del muro comprometía el lograr la superficie de contacto necesaria para la adecuada adherencia por fuste, amén del debilitamiento que significaban la alta densidad de micros a perforar en la base del muro, la parte más débil por su naturaleza ciclópea.

Es impensable una solución en base a inyecciones de lechada de cemento tradicionales por varias razones:

1. Falta de control de donde va la lechada inyectando volúmenes sin confinar, con segura invasión del propio volumen interior a excavar.
2. Resistir los esfuerzos de flexión previstos obligaría a un gran espesor de suelo inyectado, a buen seguro tan antieconómico como técnicamente difícil de garantizar.
3. Coexistencia difícil con granulometrías abiertas y flujos de agua.
4. No aceptables la utilización de geles químicos por su agresividad al medio ambiente.
5. Falta de garantías de un contacto adecuado con la cimentación existente y por ello recalce no fiable con posibles asientos bruscos durante el proceso de excavación.

La única solución que se nos ocurre como teórica alternativa a la realizada con jet es plantear un recalce- pantalla en base a la utilización de tubos de acero equipados con manguitos, inyectados mediante I.R.S. (inyección repetitiva selectiva) con obturadores dobles. Esta técnica, con una densidad alta de 3 ó 4 micropilotes por m de muro consigue minorar algo el inconveniente de la continuidad de la pantalla, pero nada el resto de inconvenientes. El uso adecuado de la IRS permite combatir algo los problemas 1º, 3º y 5º, pero no los soluciona totalmente.

En este marco así planteado se inscribe la solución en base a jet grouting simple que propusimos representada en las Figuras 5 y 6 adjuntas: Realizar una doble fila de columnas de jet de diámetro 55 cm. espaciadas 45 cm. entre columnas de la misma fila, de forma que columnas contiguas de la misma fila fuesen suficientemente secantes como para formar un sólido común. La variación respecto a las habituales dos fila fue desdoblar las columnas de cada fila entre dos nuevas filas de forma que columnas de una fila y las de la contigua estuviesen siempre al tresbolillo hasta un total de cuatro filas para lograr tanto un adecuado apoyo de la base de la zapata existente como para optimizar el macizado en la zona a excavar. Este efecto puede verse en las dos secciones teóricas adjuntas a cota base de zapata y máxima excavación.

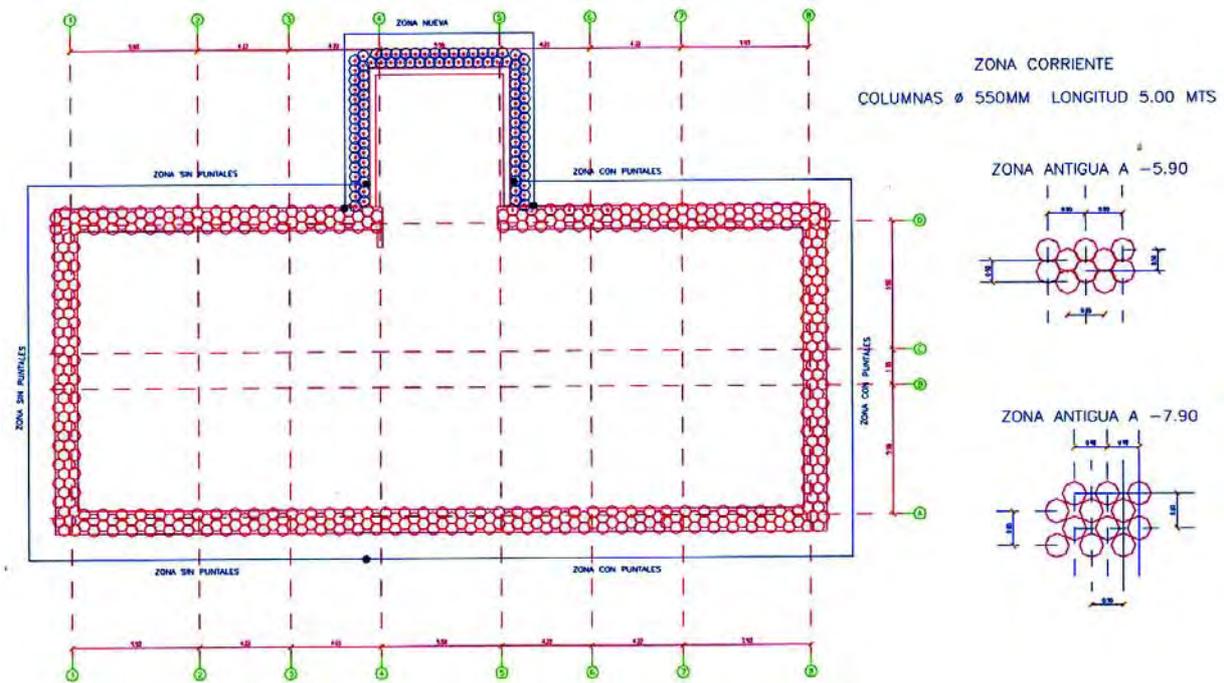


Foto 5. DISPOSICIÓN EN PLANTA DE LAS COLUMNAS DE RECALCE-APANTALLADO.

Las columnas de recalce como consecuencia del peso del edificio que sostenían no necesitaron ser armadas mediante acero en el eje de cada columna, pues las compresiones fruto del peso del recalce anularon las tracciones de la flexión. El esquema adjunto representa la disposición de las columnas, y sí hay que hacer notar que en función de la altura máxima a excavar al amparo de esta solución, en un tramo hubo que colocar puntales provisionales apoyados en el fondo de la excavación de forma provisional para colaborar con la pantalla a resistir los esfuerzos de flexión.

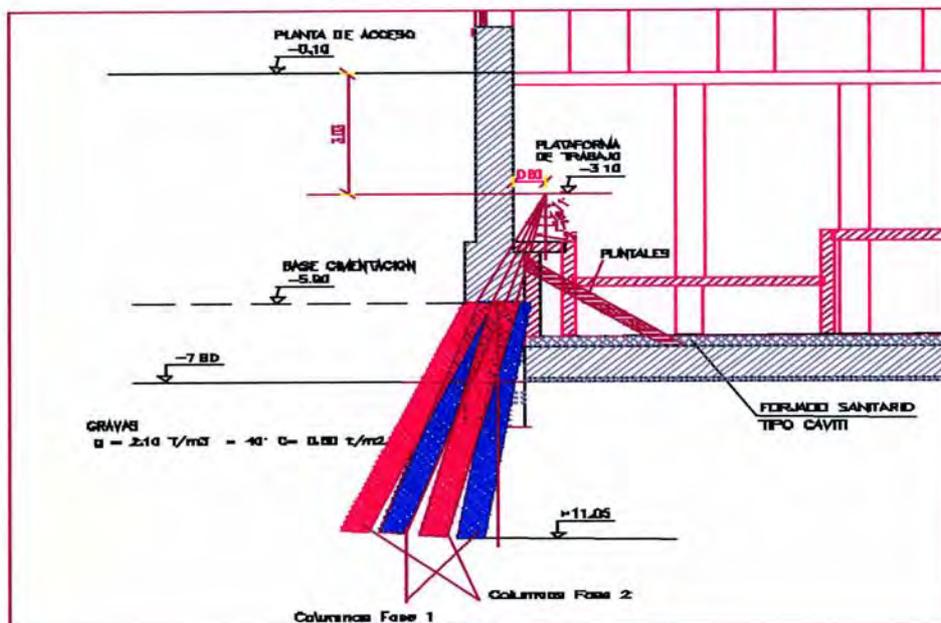


Foto 6. ESQUEMA DE LA DISPOSICIÓN DE LAS DOS FILAS DE COLUMNAS DE JET UNO.

En la figura 5 puede verse una zona de columnas en color azul que era un apéndice nuevo a adosar al exterior del edificio. La excavación- cimentación de esta zona se resolvió igualmente con una doble fila de columnas verticales y paralelas conectadas mediante una viga de atado de cabezas. En esta zona sí fue necesario resistir flexiones y para ello se armaron todas las columnas en su eje con un redondo de Ø 20 corrugado que se entregó en la mencionada viga de atado, de la que arrancaban igualmente las esperas del nuevo muro a levantar.

El volumen de obra realizado fue:

- 7.527 m de perforación en muro o terreno.
- 3.511 m de columna inyectada con Jet Grouting.
- 1.106 T de cemento empleadas para ello.
- 792 m de barra de acero corrugada Ø 20 mm.

La obra fue realizada tal como se ha descrito, con los sobre costos adicionales de perforación lógicos por el terreno atravesado. El posterior proceso de excavación al amparo de esta pantalla, construcción de la losa definitiva de fondo, arranque de los muros sobre ésta, encofrados a una cara contra la pantalla de jet, mostraron tanto la calidad de la empresa constructora en este tipo de actuaciones como la idoneidad de la solución, ejecutada por Rodio en el año 2.002.

Amén de la necesaria resistencia para poder contener de forma provisional la excavación, las columnas de jet formaron una superficie continua en todo el perímetro excavado, sin fugas locales de terreno y una contención del agua que permitió, sin más que pequeñas actuaciones puntuales y localizadas de sellado, realizar el ferrallado, el encofrado a una cara y el hormigonado en condiciones de seguridad y calidad adecuadas.

A continuación incluimos algunas vistas de diferentes fases del proceso de la obra:



Foto 7. VISTA DEL EXTERIOR APUNTALADO.



Foto 8. OTRA VISTA DEL EXTERIOR APUNTALADO Y DEL ACCESO AMPLIADO PARA MAQUINARIA PESADA.



Foto 9. DEMOLICIÓN Y RETIRADA DE ESCOMBROS COEXISTIENDO CON LOS APUNTALAMIENTOS.

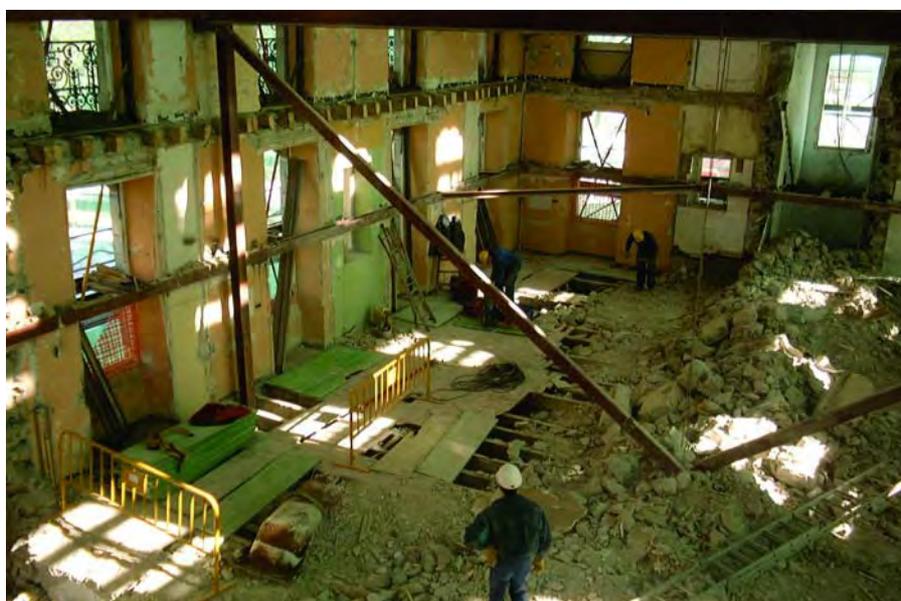


Foto 10. OBSÉRVENSE EL ESPESOR DE LOS MUROS Y LA LONGITUD Y DENSIDAD DE LOS APEOS.



Foto 11. FINALIZADA LA DEMOLICIÓN Y EL RECRECIDO DE LA NUEVA PLANTA SUPERIOR, CON NUEVA CUBIERTA, SE INICIAN LOS TRABAJOS DE SUBSUELO.



Foto 12. CONSIDÉRESE LA ELEVADA EFECTIVIDAD DEL APUNTALAMIENTO EXTERIOR E INTERIOR TRABAJANDO CONJUNTAMENTE, NECESARIOS PARA PERMITIR LA POSTERIOR OPERACIÓN DE RECALCE Y EXCAVACIÓN.



Foto 13. VISTAS DEL PROCESO DE RECALCE DESDE EL INTERIOR.



Foto 14. ÍDEM CON LIMITACIONES EN PLANTA Y ALTURA.



Foto 15. OBSÉRVESE LA NATURALEZA DEL SUELO TRATADO CON JET, TRAS LA FERRALLA, Y LA APERTURA DE FRENTES QUE EL TRATAMIENTO PERMITIÓ CON INFLUENCIA DIRECTA EN RITMOS Y COSTES.



Foto 16. MAQUETA INICIAL DEL PROYECTO.



Foto 17. LA OBRA FINALIZADA.

A2. CONSTRUCCIÓN DE UN EDIFICIO DE NUEVA PLANTA PARA ALBERGAR EL C.A.R.

A pocos cientos de metros del emplazamiento de la obra anterior se va a levantar un edificio nuevo, con un perímetro del orden de 320 m de longitud y un área en planta del orden de 3.850 m². Al ser una construcción nueva no hay limitaciones de altura ni servidumbres de otras estructuras o servicios. Siguen siendo válidos todos los condicionantes antes expuestos desde el punto de vista geológico, agravados por el hecho de que al estar este edificio más alto en la ladera, ya los movimientos de tierra y desbroces previos a nuestro trabajo han mostrado una mayor densidad de bolos con un tamaño significativamente mayor que en el solar anterior.

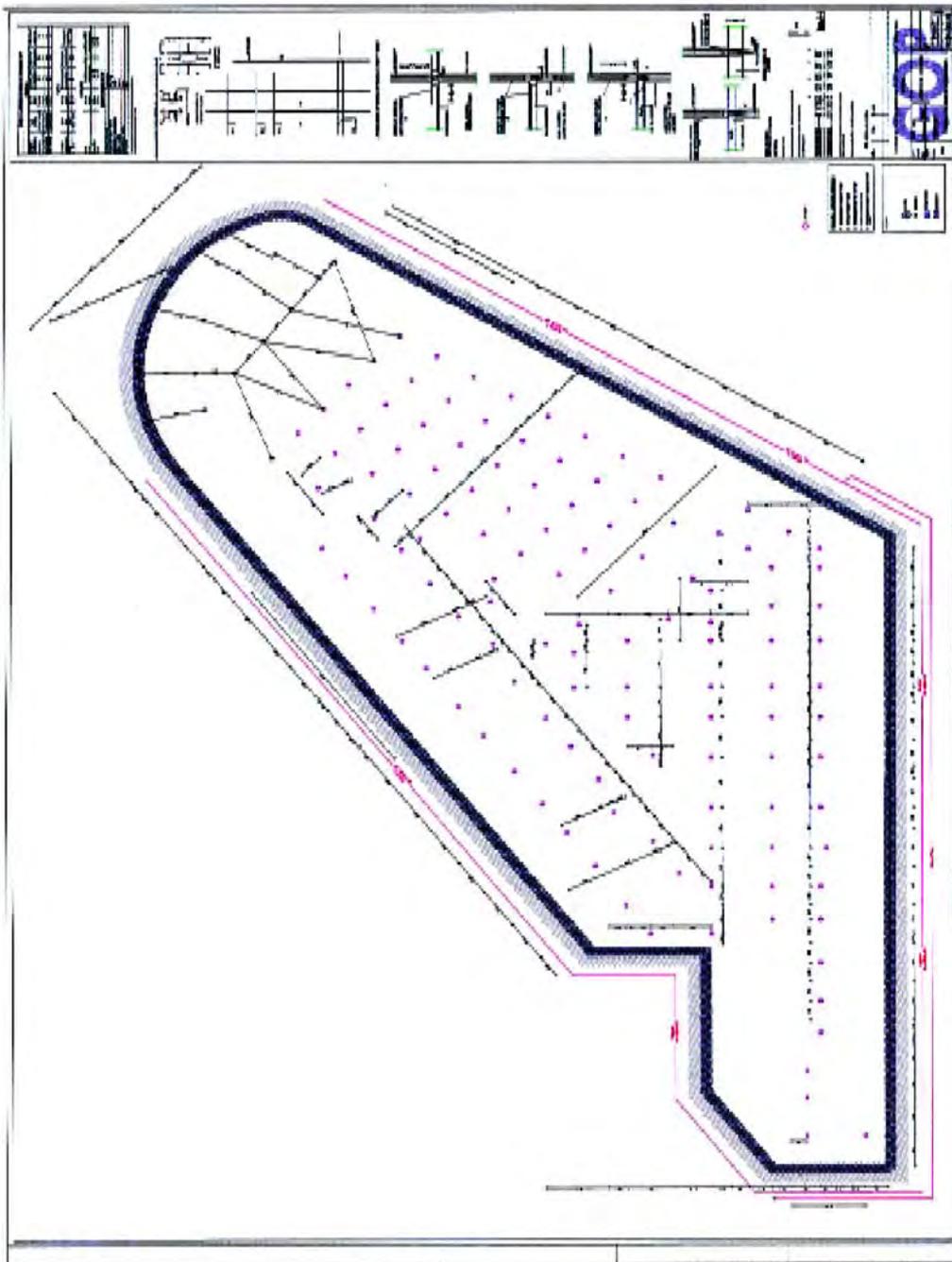


Foto 18. VISTA EN PLANTA DEL VASO A EXCAVAR AL AMPARO DE LA PANTALLA DE JET ARMADO.

- La primera de orden práctico y es que la naturaleza del terreno combinada con el sobre ancho del manguito de la barra de armado trabajando en tramos de 4 m hace que muchas veces no se pueda descender la totalidad del armado hasta el fondo de la columna y si se utiliza la propia máquina para forzar la introducción cabe el riesgo incontrolable de que la barra pueda hincarse fuera de la columna inyectada
- La segunda, a relacionar en parte con la anterior, es que como anteriormente he expuesto la fábrica del suelo se ha mostrado sensiblemente más abierta, lo que en nuestra experiencia puede provocar que al clavar una barra en el seno de una columna recién inyectada en un terreno de matriz abierta pueden darse vaciados parciales de lechada en algunas zonas de la columna sin que este problema pueda algunas veces llegar a acusarse arriba. Esta posibilidad combinada con la responsabilidad del trabajo de la barra durante la excavación nos ha llevado a, sistemáticamente, dejar iniciar el fraguado de la lechada en las columnas y recurrir a reperforar a las 24 ó 48 horas siguientes la columna, bajar la barra y reinyectar a baja presión controlando la admisión.

Las mediciones correspondientes a los trabajos realizados han sido 13.320 m de columna de jet grouting simple con un consumo de 315 Kg de cemento por m de columna inyectada y 12.984 m de barra de acero corrugada Ø 40 mm.

Las excavaciones parciales hasta ahora realizadas han permitido verificar la calidad de la pantalla así realizada, que forma un verdadero hormigón armado ciclópeo, como en algunas de las fotos siguientes puede observarse.

*Sí tenemos interés en hacer mención especial en que, en esta obra, tanto Rodio como la Dirección de Obra como el Contratista somos conscientes y hay un acuerdo tácito en aceptar el que no puede decirse que la aplicación de esta técnica sea intachable y sean garantizables, una por una, todas las columnas de jet que la componen a modo de un pilote prefabricado. **Entendemos que esta reflexión debiera ser debidamente extrapolada al resto de aplicaciones de la técnica en general.***

Existe el problema llamado efecto "sombra" de la inyección. Consiste en que la existencia de bloques de roca intercalados entre la matriz arenosa, al ejecutarse la inyección con el sistema de jet, provoca rebotes del chorro de lechada contra la roca quedando sin tratar el volumen de suelo tras la roca que en caso de no haber existido el obstáculo sí habría sido tratado. Esta sombra de la inyección se traduce en definitiva en una reducción de la sección prevista de la columna, tan indeterminada como lo es la posición desconocida de las rocas. Para el caso de una pantalla como la aquí diseñada implica que pueden darse zonas en las que las reducciones de las columnas provoquen disminuciones en el espesor previsto, llegando incluso a poderse producir de forma inevitable, cortes en las columnas. Para combatir este problema mediante la perforación se identifican la frecuencia de la existencia de bolos, su tamaño y posición, pudiendo llegarse (o no) a identificar la existencia de zonas problemáticas en las que reforzar, modificar o incluso descartar el tratamiento.

Así mismo puede darse la circunstancia de que en algunas zonas del tratamiento la naturaleza del suelo, bien por que sea tan abierto que no es capaz de retener la lechada fluida, bien porque haya restos orgánicos intercalados o contaminación química que dificulte/impida el fraguado o por la presencia temporal o permanente de gradientes de agua que laven la lechada previamente a su fraguado, haga que se produzcan cortes en la inyección.



Foto 20. VISTA DEL TERRENO RICO EN BOLOS.

En el estado actual de esta técnica la manera más usual de responder a estas incertidumbres es sobredimensionar el proyecto aumentando el factor de seguridad necesario como consecuencia de la previsión de un porcentaje estadístico de mermas en la sección de cualquier columna. La ya larga historia de aplicación de este tipo de soluciones en España y Andorra (ya del orden de 20 años) con resultados mayoritariamente satisfactorios defiende de forma suficiente la seguridad de su utilización, pero deseamos insistir que una adecuada ejecución no excluye la posibilidad de problemas locales que pueden exigir la necesidad de tratamientos parciales más intensivos o incluso la aplicación de otra solución complementaria.



Foto 21. VISTA GENERAL DEL SOLAR CON TRES SONIDAS TRABAJANDO.



**Foto 22. EQUIPOS DE ALTO RENDIMIENTO QUE MINIMIZAN LOS CAMBIOS DE BARRAS
(proporción altura del hombre respecto longitud del mástil).**



Foto 23. COMO DIFICULTAD ADICIONAL, LA CONVIVENCIA DE LAS INYECCIONES CON EL «GENERAL INVIERNO».

En esta obra se han realizado:

- 14.267 m de perforación
- 13.320 m de jet simple
- 4.986 toneladas de cemento (media de 307 Kg de cemento por m de columna)
- 12.984 m de barra corrugada de acero de \varnothing 40 mm



Fotos 24 y 25. VISTA DE LAS ESPERAS PENDIENTES DE LA EJECUCIÓN DE LA VIGA DE ATADO.





Foto 26. VISTA CONTACTO PANTALLA-VIGA DE ATADO.



Foto 27. INICIO DE LOS TRABAJOS DE ANCLAJE.

B) Trabajos de recalce de un complejo deportivo sito sobre un relleno en Las Palmas de Gran Canaria mediante jet grouting doble lechada-aire

El caso que a continuación vamos a exponer consistía en un complejo deportivo formado por 6 campos de fútbol y uno de futbito situados como recoge el plano adjunto, ocupando una extensión total del orden de $600 \times 120 \text{ m}^2$, pero situados en cotas levemente diferentes, con escalones del orden de los 4 m entre campos vecinos. Entre campo y campo se situaba un edificio de una sola planta, que servía de vestuario, de forma que su pared trasera hacía las veces de muro de contención del terreno superior, quedando la cubierta de hormigón armado enrasada con el nivel superior. La demanda de espacio en planta que este equipamiento exigía junto con la relativamente simple tipología estructural motivó el que de forma consciente se eligiese para su emplazamiento el lugar en el que actualmente se halla.

Este complejo, antes del año tras su inauguración comenzó a acusar asientos diferenciales muy notables. Estos asientos en las zonas de los campos de deporte requerían actuaciones para que pudiesen ser utilizados, pero estas eran muy sencillas pues bastaba retirar las moquetas de césped artificial, renivelar añadiendo material, recompactar, reponer las capas superficiales y recolocar la moqueta.

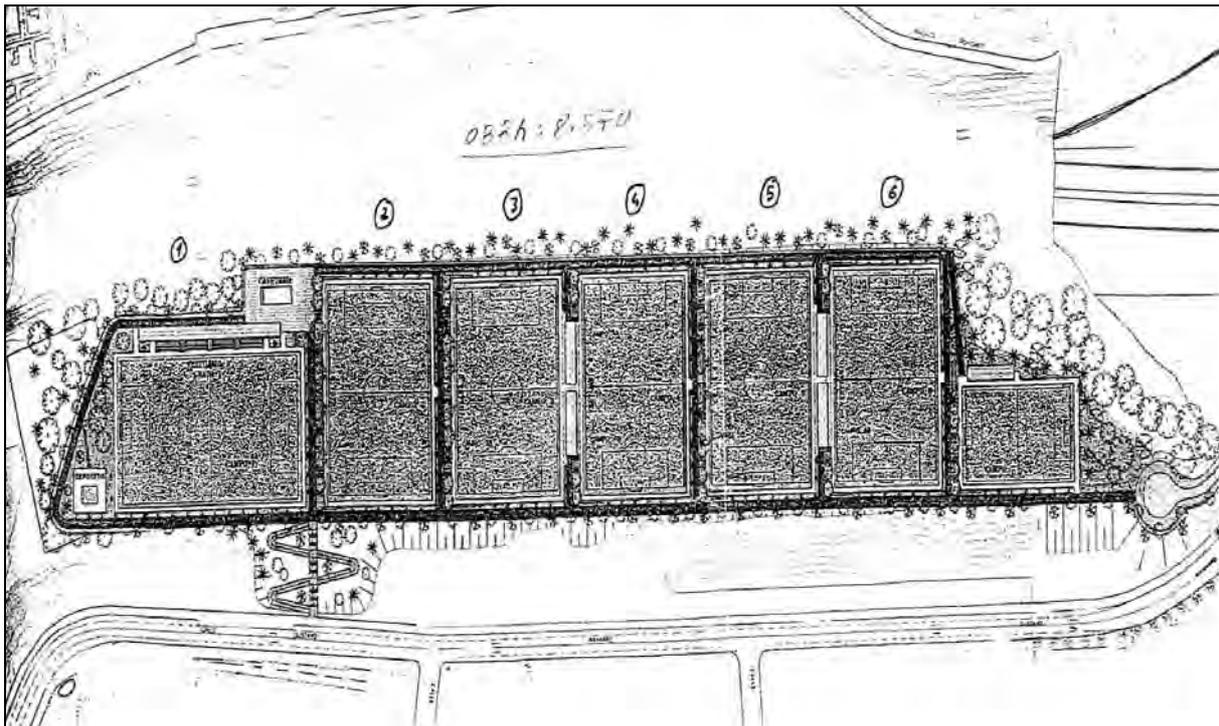


Foto 28. VISTA GENERAL DEL COMPLEJO DEPORTIVO «LA BALLENA»..

Sin embargo los edificios por su mayor rigidez, a pesar de ser estructuras simples y relativamente flexibles, no podían adaptarse a asientos del orden de los varios decímetros: la losa de fondo se deformaba, marcaba fisuras y en los cerramientos de bloques de hormigón aparecían muchas fisuras de amplitud considerable que comprometían la utilización de las instalaciones por temas estéticos y a partir de un cierto nivel, de seguridad. Al ser además un proceso vivo del cual no se tenía estimación del final, no era fácil el diseñar una reparación en términos de qué hacer y cuándo.



Foto 29. VISTAS DE LAS LESIONES POR ASIENTOS DIFERENCIALES.

La primera actuación lógica para intentar combatir un problema de este tipo es revisar la información geológica y geotécnica de la que se disponía. Se realizaron una serie de sondeos que corroboraron la poca información disponible en fase de proyecto: El complejo se hallaba sobre unos antiguos rellenos naturales que en las últimas décadas habían sido cubiertos con sucesivos aportes de rellenos antrópicos, actuando a modo de vertedero más o menos incontrolado. Adjuntamos algunas fotos que ilustran el aserto anterior. En estas condiciones pudo determinarse la potencia del relleno que presentaba un valor máximo del orden de 26 m según las perforaciones, y bajo éste el terreno natural tenía características mecánicas suficientes.

La dificultad era en este caso doble pues no había sólo que identificar las potencias de rellenos en las diferentes zonas del complejo, sino que además el propio relleno era tan heterogéneo en su naturaleza y en consecuencia en sus características mecánicas, en sus niveles de compacidad fruto de diferentes procesos de vertido que era francamente cuestionable el poder caracterizar sus módulos de deformación mediante toma de muestras y/o ensayos, y en consecuencia el estimar tanto cual era el asiento previsible para cada zona como estimar qué porcentaje del asiento total se había ya producido. Este proceso que desde el punto de vista estrictamente técnico ya es complejo y cuestionable, a tenor de la escala económica en la que se mueve el global de la obra y sus gastos de conservación desde el punto de vista económico es prácticamente inabordable.

Nos hallamos en una situación en la que la estructura no era la causa del asentamiento sino un pasajero del semi estrato en su proceso de asiento, en gran medida desconocido.

Además de considerandos teóricos, estaba también la vertiente práctica que exigía un tipo de solución que minimizase el tiempo de intervención y que además pudiese convivir con el máximo respeto a las instalaciones existentes (tabiquería y servicios principalmente).

La relación entre la anchura del edificio a recalzar y la potencia de relleno a tratar hacían descartar por mera geometría tratamientos inclinados desde el exterior del edificio cubriendo el espacio en planta bajo éste y que sirviesen como conexión entre la estructura y el estrato natural. Se descartaron soluciones de mejora del suelo aplicables en parte del relleno ante el riesgo que entrañaba la falta de modelos teóricos adecuados que permitiesen relacionar porcentaje de la potencia del relleno tratado con porcentaje de un asiento total (desconocido) producido. Por ello

se nos fijó como criterio de diseño para cualquier solución de recalce el que conectase la estructura de hormigón con el estrato de terreno natural de forma directa y adecuada.

Para respetar la losa de cimentación nos veíamos forzados a aplicar alguna solución de “pequeño diámetro” tanto por la relativamente pequeña carga a soportar como por la necesidad de respetar tanto como fuese posible el armado de la losa. Además las dimensiones en planta dentro de los edificios así como la altura libre (inferior a 3 m) obligaban a trabajar con maquinaria muy pequeña comprometiendo tanto la verticalidad de la perforación como el rendimiento por efecto de los necesarios cambios de barra.

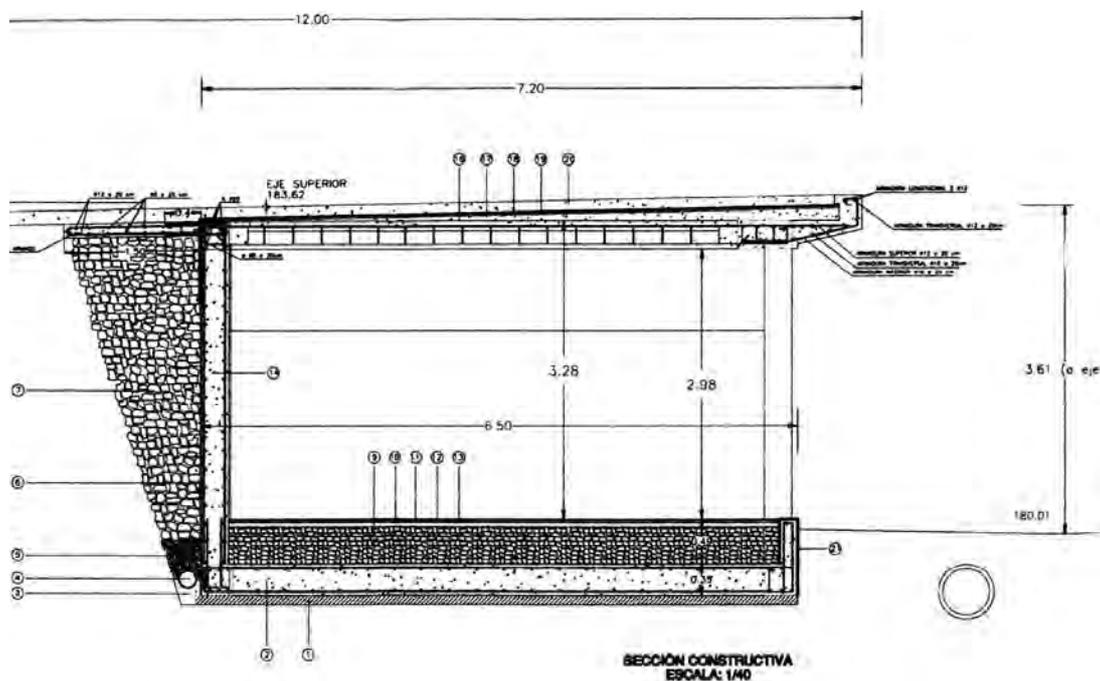


Foto 30. SECCIÓN DE LA EDIFICACIÓN EN HORMIGÓN ARMADO, CON UN CAMPO DE FÚTBOL A LA IZQUIERDA A NIVEL DE TECHO Y OTRO A LA DERECHA A NIVEL DE SUELO DEL VESTUARIO.

Para resolver los inconvenientes anteriores se propuso la solución de trabajar sobre la cubierta, previo apuntalamiento mecánico suficiente de ésta para garantizar que el peso de la máquina más su tiro no provocasen daños a la estructura. El apuntalamiento se diseñó para permitir la circulación sobre la cubierta de un equipo con un peso equivalente a 50 toneladas. La aplicación de esta solución exigía realizar nuevas perforaciones a través de la losa de cubierta, adicionales a las de la losa de cimentación, valiendo los considerandos previos realizados para ésta.

A la vista de los condicionantes antes expuestos descartamos una solución en base a micropilotes por tres razones:

- El reducido canto de la losa de cimentación limitaba la capacidad de adherencia por fuste entre micro y losa; la solución a este problema llevaba a aumentar los diámetros de perforación lo que dañaba la integridad de la losa (y de la losa de cubierta). Además podían ser necesarias aplicaciones de resinas epoxídicas para solucionar dicha unión en unas condiciones de aplicación difíciles por lo reducido del espacio.
- La rigidez del acero del micro provocaba una serie de puntos duros bajo la losa en los que se producían concentraciones de tensiones no deseables.



Foto 31. APUNTALADO INTERIOR ENTRE LA LOSA BASE Y LA DE CUBIERTA.

- La esbeltez del micropilote (relación entre su diámetro y su longitud) combinada con la probable falta de verticalidad debían a buen seguro provocar flexiones que sobrecargaban el trabajo a esfuerzo axial previsto para la armadura, haciendo cuestionable la evaluación del factor de seguridad de partida.

No veíamos ninguna solución en base a inyecciones a baja presión por dos razones:

- Una inyección de cualquier compuesto en un terreno tan variopinto como el que aquí nos ocupa, que además no está confinado lateralmente podría tener admisiones incalculables, el proceso de guiado de estas inyecciones sería a nuestro criterio excesivamente subjetivo amén de que los resultados finales serían muy difíciles tanto al nivel de establecer objetivos como al de evaluar el cumplimiento de aquellos.
- Una solución en base a tubos manguito sobre barra de acero sería un compromiso intermedio entre ambas soluciones expuestas sufriendo los inconvenientes de ambos.

En este punto nos planteamos aplicar una solución de recalce en base a columnas de jet grouting, pues:

- Requiere una perforación reducida (\varnothing menor de 15 cm).
- Tiene un módulo de deformación del orden de la décima parte del módulo del hormigón, y de la centésima del módulo del acero, por lo que reduce mucho la aparición de puntos duros.
- Fruto de su operativa tras la perforación de \varnothing menor de 15 cm la columna que se realiza puede variar entre \varnothing 50 y 250 cm. En estas condiciones el elemento de hormigón a recalzar (zapata o losa en este caso) no se cuelga del fuste sino que se apoya sobre el área de la columna entre su diámetro y el de la perforación; cambiamos una resistencia a cortante en el canto del hormigón por un trabajo de apoyo a compresión.

- La velocidad de aplicación de esta técnica al no requerir ni entubados ni armados es bastante alta lo que hace que se minimice la duración del proceso de recalce.
- El conseguir un diámetro de columna grande es tan bueno desde el punto de vista del contacto con la estructura a recalzar comparado con el diámetro de perforación como desde el punto de vista de la disminución de la esbeltez para la misma longitud de la columna.
- El hecho de no requerir trabajos adicionales como vigas de atado, de conexión etc hace tanto que no se ocupen espacios sobre el suelo como que la reparación sea tan simple como limpiar y taponar pequeños agujeros de corte regular en el hormigón. Esto agiliza mucho los trabajos post-recalce.



Foto 32. SONDA CAPAZ DE REALIZAR COLUMNAS DE JET DE 30 m SIN CAMBIO DE BARRAS EMPLAZADA SOBRE LA CUBIERTA APUNTALADA PARA EL RECALCE.

Visto el balance entre puntos a favor y posibles inconvenientes (principalmente riesgos de estricción en algunas secciones de las columnas debidos a obstáculos sólidos (como lavadoras, que algunas se veían en superficie) o a zonas de suelos contaminados u orgánicos no detectados pero potencialmente existentes y mayor susceptibilidad a ser cargadas por rozamiento negativo dada la rugosidad de su fuste y la elevada adherencia que la ejecución de la técnica brinda) la Dirección de Obra aceptó nuestra propuesta de utilizar jet, y el paso siguiente fue seleccionar qué tipo de jet.

Obviamente dadas las longitudes de las columnas (entre 26 y 30 m) para garantizar un buen apoyo en una capa suficientemente compacta del terreno natural interesaba realizar la columna con la mayor área que fuese posible (compatible con el peso de la estructura) para minimizar las perforaciones, ganar rendimiento y disminuir el daño a las losas.

Por otra parte dada la naturaleza del terreno interesado nos parecía potencialmente peligroso el utilizar mucha agua libre para el corte por el riesgo de compactaciones e incluso colapsos locales que pudiese provocar. Por ello descartamos el jet doble agua-lechada y el jet triple, quedándonos con el jet doble aire-lechada.

Seleccionada la técnica y ante la heterogeneidad del terreno y su dificultad para clasificarlo, la recomendación común a todas las obras de jet de realizar un campo de pruebas era en este caso, a nuestro criterio, una necesidad imperiosa que la Dirección de Obra compartió y autorizó.

Se realizaron seis columnas con diferentes parámetros de inyección que dieron como resultado una columna óptima de diámetro del orden de 1.50 m y un consumo de cemento del orden de los 610 Kg de cemento por m de columna inyectada.

Con un área de columna superior a 1.75 m², y aceptando una tensión de trabajo del orden de los 15 Kg / cm², podíamos estimar una carga de trabajo superior a las 250 toneladas para cada columna. El espesor de la losa (35 cm) no permitía separaciones entre columnas que agotasen



Foto 33. VISTA DEL CAMPO DE PRUEBAS PREVIO A SU EXCAVACIÓN.

la carga de trabajo de la columna, el criterio de diseño fue la luz de losa aceptable entre columnas contiguas, revisada inteligentemente a la vista de la disposición de tabiques y servicios. Ello brindaba un margen de capacidad portante suficiente frente a efectos desfavorables del rozamiento negativo, añadiendo al efecto del recalce de la estructura un efecto adicional de minimizar los asentamientos del terreno bajo la estructura.

La separación entre columnas fue del orden de los 4,5 m y se realizaron un total de 20 columnas con 30 m de inyección cada una de ellas en los 65 m de longitud del vestuario recalzado. Estas columnas más otras tres adicionales que se hicieron por otros motivos fueron ejecutadas en la primera quincena de septiembre de 2003 a un ritmo de dos columnas por día.



Foto 34. VISTA DE UNA DE LAS COLUMNAS DEL CAMPO DE PRUEBAS. DEBEN OBSERVARSE SUS DIMENSIONES Y CÓMO ENGLOBA LOS MATERIALES EXISTENTES FORMANDO UN TODO UNO RELATIVAMENTE HOMOGÉNEO; FRUTO DE ELLO SU SUPERFICIE EXTERIOR LATERAL QUE GARANTIZA UNA EXCELENTE ADHERENCIA COLUMNA-SUELO.

En el tiempo transcurrido desde la aplicación del tratamiento se ha podido constatar que a diferencia del entorno que ha seguido sufriendo asentamientos muy significativos (superiores a los 10 cm), la estructura recalzada se ha mantenido dentro de la precisión de los aparatos de nivelación por lo que a efectos prácticos puede concluirse que el objetivo ha sido logrado.

C) Utilización del jet grouting en un túnel con frente mixto en la Ciudad de México

Esta parte de la exposición es un resumen extractado de un completo artículo publicado por la Fundación ICA con el mismo título, y enfocado hacia el objeto de esta exposición general que es el Jet Grouting en terrenos singulares. Además de lo poco frecuente del diseño, se da además la circunstancia de que es una de las aplicaciones pioneras (la segunda cronológicamente) del jet en ese país en la que desde Rodio pudimos colaborar con la empresa ICA para el diseño del proyecto, del campo de pruebas y apoyando la obra. Todos los errores, carencias o imprecisiones que puedan aparecer en esta nota se deben a mí, eximiendo totalmente de ellos a los Ingenieros de ICA Sres. J. Scmitter y A. Sámano que lideraron el trabajo y han realizado el mencionado artículo y a los que agradezco públicamente su inestimable colaboración.

La zona céntrica de la Ciudad de México está situada sobre un suelo arcilloso muy compresible que presenta importantes hundimientos regionales debidos al bombeo continuo del agua subterránea para el abastecimiento de la Ciudad.

Según el fenómeno mencionado, desde el inicio de este siglo y hasta la fecha, la zona céntrica se ha hundido casi 10 m. En los años cincuenta se hizo notorio que los asentamientos diferenciales acumulados a través de los años, habían cambiado la pendiente hidráulica de la red de drenaje de la Ciudad, invirtiendo el flujo y provocando serias inundaciones durante la época de lluvias.

Las soluciones adoptadas por las autoridades de la Ciudad incluyeron a corto plazo, sobreelevar los bordos del existente "Gran Canal del Desagüe" anexándole grandes plantas de bombeo para elevar y disponer las aguas servidas. A largo plazo planearon y construyeron el Sistema de Drenaje Profundo el cual se encuentra alojado a una profundidad suficiente para que su funcionamiento por gravedad no sea afectado por el hundimiento regional, aún en proceso.

El Sistema de Drenaje Profundo, integrado por una red de Interceptores ligados a un Emisor Central, se encontraba en sus etapas finales de construcción; el diámetro interno de sus Interceptores es de 5 m y se encuentran alojados a una profundidad del orden de 30 m, habiendo atravesado durante su construcción en túnel, casi todas las formaciones de suelos de la Ciudad y la mayor parte de las formaciones rocosas predominantemente volcánicas de la periferia.

C1. PROYECTO DE LA CONEXIÓN FINAL O «DE CIERRE» DEL ANILLO

El tramo del Interceptor Oriente recientemente construido al norte de la Ciudad entre las lumbreras (pozos es el equivalente en castellano) L8 y L8C, cuyo trazo descendente con una pendiente del 0.6 % se muestra en la Figura 35, es un túnel de casi 322 m de largo con diámetro terminado de 5 m, localizado a 25 m de profundidad, el cual vino a ser una "conexión final" entre la porción del Interceptor recientemente excavado en los depósitos lacustres y el pozo L8C excavado hace casi 25 años (ref. 3) en la formación rocosa de las estribaciones de la Sierra del Tepeyac.



Foto 35. TRAZADO EN PLANTA DEL TRAMO DE CONEXIÓN FINAL, PRÓXIMO AL CAJÓN EN SUPERFICIE.

Dado que la empresa ICA contaba con un escudo cuyo frente puede ser presurizado con lodo para estabilizar los suelos blandos por excavar, teniendo además un perfilador perimetral (copy cutter) y una trituradora de piedras en el sistema de circulación de lodos, se propuso su utilización al gobierno de la Ciudad, mereciendo su aprobación, ya que se pensó que podría utilizarse con ventaja para construir el citado tramo, donde se anticipaba la presencia de fragmentos rocosos y suelos duros, en el entendido que adicionalmente debía resolverse la construcción del pequeño subtramo con frente mixto de roca y suelo, mediante algún otro procedimiento alternativo como excavación “convencional”, previo mejoramiento de los suelos a excavar mediante “Jet-Grouting” (ref. 5).

En la Figura 36 se puede observar que cerca de la traza del túnel existe un Cajón de drenaje construido como túnel falso a una profundidad máxima del orden de 10 m, el cual durante 25 años (y también durante la ejecución de la presente obra) sirvió como un vertedor de demasías, entre el Gran Canal del Desagüe y la lumbrera L8C, del Drenaje Profundo.

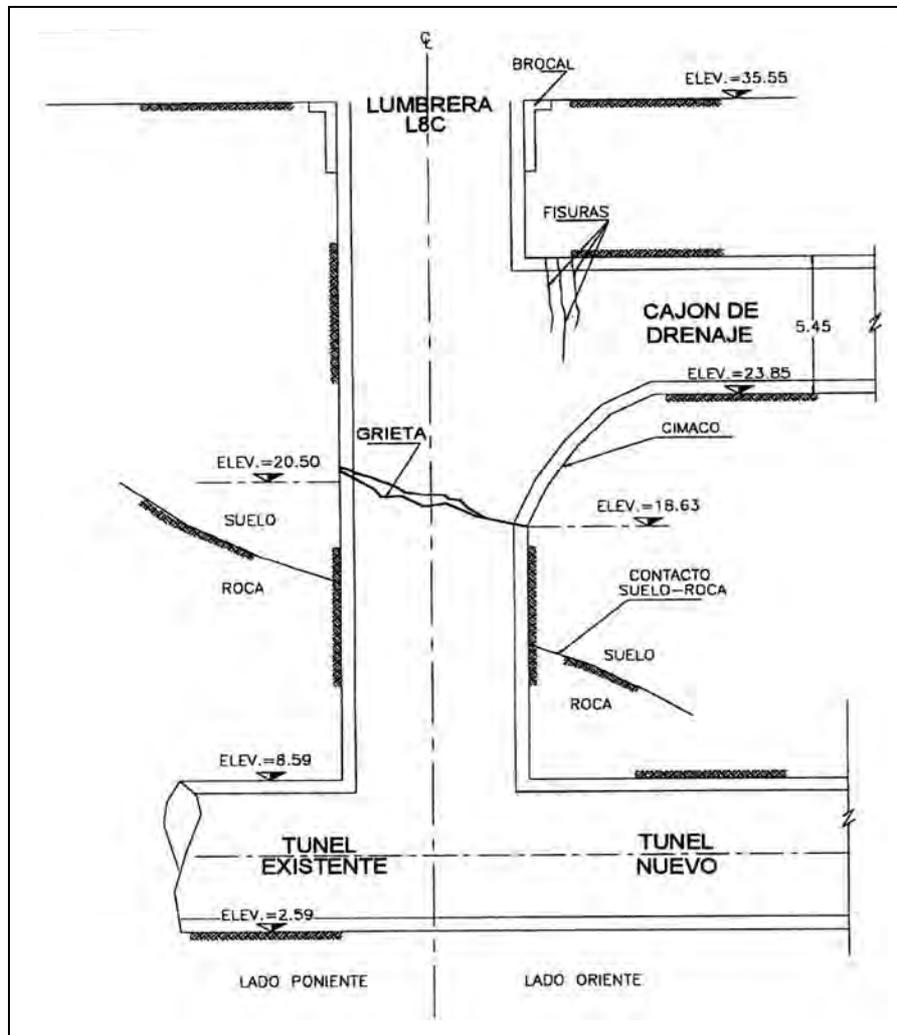


Foto 36. SECCIÓN DEL ENTRONQUE DEL NUEVO TRAMO EN EL ANTIGUO POZO.

Cabe señalar que la conexión rígida del mencionado Cajón de drenaje con la lumbrera L8C, provocó un notorio agrietamiento circunferencial en las paredes de ésta, atribuible al hundimiento diferencial ocurrido a través de 25 años, entre ambas estructuras (ver Figura 36). La presencia del

Cajón de drenaje condicionó en gran medida el trazado del túnel, el cual fue alojado preferentemente fuera de la “sombra” en planta. de aquél, excepto en su obligada llegada a la lumbrera L8. Con tal traza fue posible llevar a cabo desde la superficie del terreno el tratamiento mediante “Jet Grouting” del sub-tramo con frente mixto.

El particular arreglo estratigráfico existente a lo largo del trazo del túnel, el cual fue determinado mediante sondeos exploratorios realizados hasta 58 m de profundidad, mostrando una frontera inclinada entre los suelos de origen lacustre y la roca de origen volcánico (Fig. 37), dio pie al título de *Utilización de “Jet-Grouting”, en un túnel con frente mixto, de la Ciudad de México*, dado a este escrito.

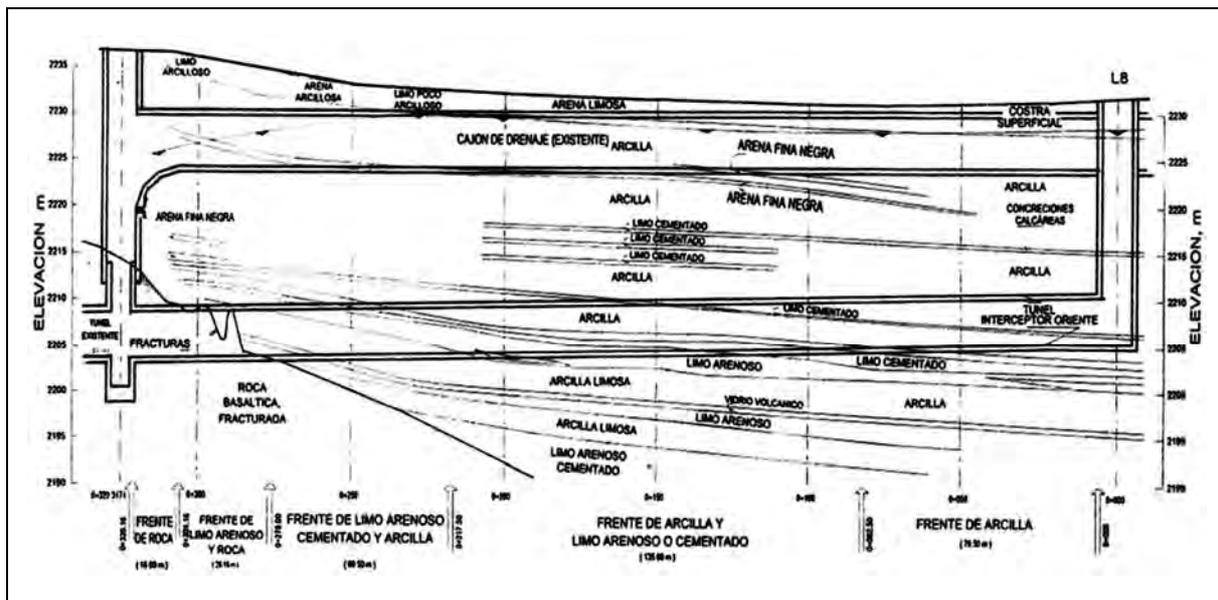


Foto 37. PERFIL GEOLÓGICO DE LA ZONA (Diferentes escalas vertical y horizontal).

Dos de los principales problemas para la construcción de la “conexión final” lo constituían, por un lado, la necesidad de implementar procedimientos constructivos para realizar la excavación del túnel en las diferentes condiciones estratigráficas del sitio y por el otro el requerimiento de procurar un revestimiento “articulado”, capaz de soportar sin fracturarse, las importantes deformaciones diferenciales que ocurrirán con el transcurso del tiempo entre los suelos lacustres del valle y la roca volcánica que les subyace, evitando con ello el que ocurran agrietamientos similares al observado entre el Cajón de drenaje y la lumbrera L8C.

C2. PERFIL GEOTÉCNICO DEL SUBSUELO

El perfil geotécnico reflejado en la Figura 37 se obtuvo con la información de los sondeos exploratorios realizados a lo largo de la traza y ahí se pueden visualizar diferentes frentes de excavación para el túnel, en arcilla, arcilla y limo arenoso cementado, limo arenoso cementado y arcilla, limo arenoso y roca, y roca franca, que pueden simplificarse en tres zonas geotécnicas de suelos lacustres, suelos lacustres descansando en roca volcánica y roca volcánica franca.

En gran promedio, la estratigrafía del tramo está compuesta por Depósitos superficiales de limo, de consistencia blanda a media, de 3.0 m de espesor, descansando en la Formación arcillosa superior, compuesta por arcilla de alta plasticidad, de consistencia muy blanda, **con contenidos de agua de 180 a 450 %**, y con intercalaciones de arena fina limosa y limo arenoso.

Subyaciendo a los estratos anteriores y hasta una profundidad comprendida entre 27.5 y 31.5 m, se encuentra la Primera capa dura, constituida por una alternancia de arena y limo, localmente cementado, con espesores de 0.3 a 0.5 m y con un contenido de agua entre 10 y 60 %.

Más abajo, con un espesor promedio de 4.0 m se encuentra la denominada Formación arcillosa inferior, compuesta por arcilla limosa de alta plasticidad.

Entre 32.0 y 36.0 m de profundidad, al centro del tramo excavado, se detectaron los Depósitos profundos constituidos por intercalaciones de arena limosa, limo arcilloso y arcilla arenosa, de consistencia dura.

Finalmente aparece una formación de roca volcánica andesítica, sobre la que descansan los depósitos lacustres descritos anteriormente. La configuración del manto rocoso, determinada mediante sondeos exploratorios hechos con corona de diamante, dentro de los cuales también se llevaron a cabo ensayos de permeabilidad "Lugeon", detectándose que en la parte fisurada de la roca, con un espesor cercano a 2 m, se midieron 67 U.L. mientras que en la roca que le subyace se determinaron 32 U.L. Esta información permitió diseñar un tratamiento de la roca mediante inyecciones de agua con cemento, a través de tubos de manguitos.

C3. DISEÑO DEL TÚNEL

3.1. Zona de suelos lacustres

En la zona de suelos lacustres predominantemente arcillosos, como resultado del diseño se seleccionó un revestimiento inicial anular de 25 cm de espesor, formado por dovelas prefabricadas de hormigón armado, colocadas por el mismo escudo presurizado con lodo con el que se efectúa la excavación. Como revestimiento definitivo se hormigonó *in situ* una camisa de hormigón armado, de 20 a 26 cm de espesor, utilizando como cimbra exterior a las dovelas del soporte inicial, dejando un diámetro interior terminado de 5 m.

Tanto en el soporte inicial como en el revestimiento definitivo, los elementos mecánicos del diseño se calcularon superponiendo los efectos de las cargas verticales y horizontales, el peso propio de los anillos y la reacción lateral del terreno.

Para evaluar la presurización del frente de excavación y asegurar su estabilidad, se utilizó el criterio de Broms y Bennermark aplicado a las arcillas del Valle de México (ref. 6) según el cual la presión P_a aplicable al frente esta dada por la expresión abajo indicada:

$$P_a = -yh - 4.4 C_u$$

Donde:

P_a Presión estabilizadora aplicable al frente, t/m^2

$-yh$ Presión total vertical debida al peso propio del terreno, actuando a la profundidad del eje del túnel, t/m^2

C_u Resistencia no drenada del subsuelo arcilloso, vecino al frente del túnel, t/m^2

Con la información obtenida en los ensayos de laboratorio y la profundidad del túnel, se determinó aplicar una presión estabilizadora P_a , no menor de 1.0 kg/cm^2 .

3.2. Zona de suelos lacustres descansando en roca volcánica, "frente mixto"

El soporte inicial del tramo ubicado en la zona del "frente mixto", constituida por suelos lacustres mejorados con la técnica del "Jet Grouting" para alcanzar una resistencia a la compresión no confinada del orden de 10 kg/cm^2 , y descansando en roca volcánica, fue resuelto mediante marcos

de acero "I" de 30 cm de peralte y 52 kg/m de peso, retaque de madera y hormigón proyectado de 5 cm de espesor.

El comportamiento deformacional del túnel en el sentido transversal, en la zona del frente mixto, se analizó mediante el método de los elementos finitos, cuya malla se presenta en la Figura 9. Con dicha metodología se estimaron desplazamientos en clave del orden de 1 cm, valor que coincidió con los medidos posteriormente en las convergencias. El revestimiento definitivo de este tramo fue resuelto mediante una camisa de hormigón armado hormigonado *in situ*, similar al utilizado en la zona de suelos lacustres.

3.3. Zona de roca

Finalmente el tramo de túnel vecino a la lumbrera L8C, alojado en la roca, fue resuelto mediante un soporte inicial similar al del tramo con frente mixto, seguido de un revestimiento definitivo de hormigón armado de 30 cm de espesor.

3.4. Flexibilidad longitudinal del revestimiento definitivo

Independientemente de la solución estructural dada al soporte inicial y al revestimiento definitivo del túnel, la ocurrencia de importantes asentamientos diferenciales en el área urbana donde se construyó el presente túnel, debido a la presencia de puntos rígidos rocosos en contacto con suelos lacustres compresibles que se hunden, condujo a realizar un análisis especial para procurarle al revestimiento definitivo una flexibilidad longitudinal acorde con la configuración de asentamientos esperada durante la vida útil de la obra estimada en 50 años.

Según fue calculado, el túnel recién construido, experimentará asentamientos diferenciales desde cero en la vecindad rocosa de la lumbrera L8C, hasta un valor máximo cercano a 2 m, en su unión con la lumbrera L8, que se localiza en franca zona de suelos compresibles.

La determinación de tales asentamientos diferenciales se hizo partiendo de cuatro fuentes de información:

- a) Un análisis de asentamientos a partir de pruebas de consolidación realizadas en el Laboratorio Central de I.C.A.
- b) La determinación mediante nivelación topográfica, de la configuración deformada que ha presentado el Cajón de drenaje entre el Gran Canal del Desagüe y la lumbrera L8C, a través de sus 25 años de vida.
- c) Los registros de la CNA y de la DGCOH, recopilados de 1952 a 1994 (refs. 7 y 8), relativos a los hundimientos que ha experimentado la superficie del terreno y a los abatimientos del nivel freático que se han presentado en el subsuelo, en la zona de estudio.
- d) La configuración deformada de los estratos de origen lacustre, que forman el subsuelo del sitio localizados durante la exploración geotécnica, los cuales se consideró que eran horizontales en el año de 1890, antes de que se iniciara el bombeo de agua del subsuelo.

Para el análisis de asentamientos se definieron las relaciones entre el hundimiento esperado en la superficie y el correspondiente a la profundidad del túnel, haciendo intervenir el módulo de variación volumétrica (mv) de los estratos, bajo la hipótesis de que este módulo se mantiene constante con el tiempo.

Como resultado del análisis, en la Figura 38 se muestra la configuración teórica de asentamientos diferenciales que presentará el túnel en 50 años (año 2047), con respecto a un plano de referencia "horizontalizado". Ya se dijo que el túnel en cuestión fue construido con una pendiente descendente de 0.6 %, quedando su rasante hidráulica en la elevación 2205.3 m en la lumbrera L8 y en la 2203.5 en la lumbrera L8C.

Analizando los esfuerzos que estarían presentes en el revestimiento longitudinal del túnel a causa de tal deformación, se obtuvieron diagramas de momentos que el túnel trabajando como "viga", con su refuerzo longitudinal normal, era incapaz de soportar. Uno de los momentos flectores más elevados, estimado en 36,000 t-m, se presentaría en el contacto roca suelo.

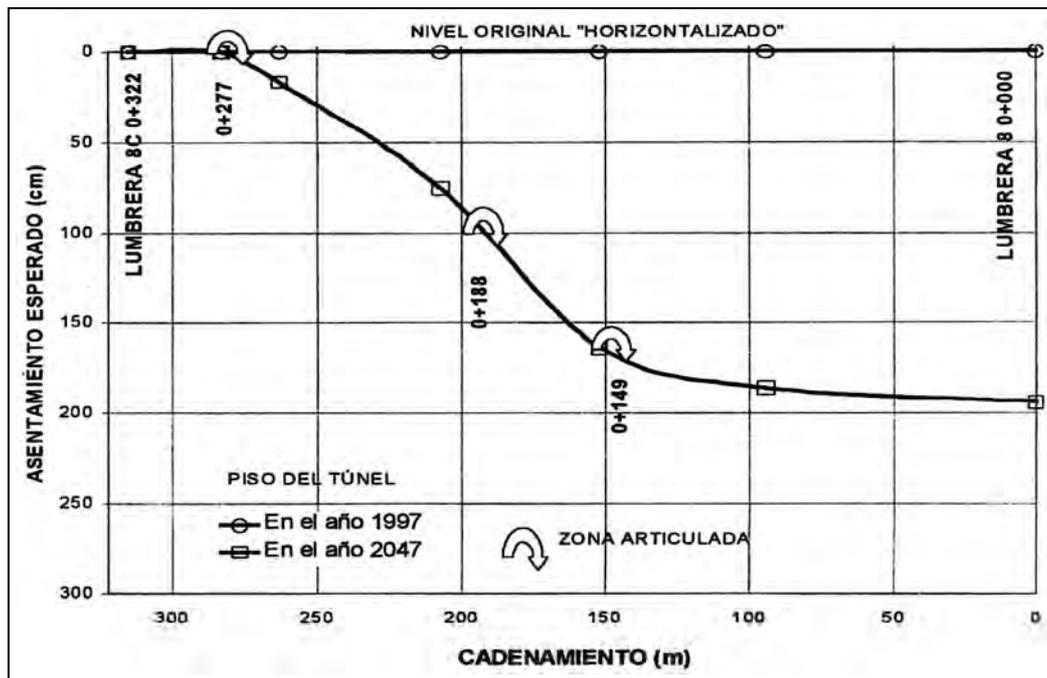


Foto 38. DEFORMADA PREVISTA PARA EL TRAMO RÍGIDO Y PUNTOS DE $M_{flector Max}$

Tal diagrama de momentos fue calculado con el programa STAAD III (ref. 9), considerando la existencia de nodos a cada metro, cuyas características de rigidez fueron definidas con base en los valores promedio de los parámetros de deformabilidad de los estratos situados en la vecindad de la conducción en cada zona estratigráfica, incluyendo el tramo excavado en roca y también considerando las propiedades esfuerzo y deformación del revestimiento longitudinal del túnel.

Lógicamente se consideró preferible "articular" el túnel, para que pudiese amoldarse a la configuración que tendrá a través del tiempo, en lugar de procurarle un sobre refuerzo longitudinal, lo cual a su vez engendraría otro tipo de problemas de interacción entre el túnel y el suelo que le rodea.

Con el diagrama teórico de momentos flectores que se presentarían si el túnel no fuese articulado, se seleccionaron los sitios donde deberían colocarse zonas articuladas para anular los valores más abultados de aquéllos, en los PK: 0 + 149, 0 + 188 y 0 + 277 (ver Fig. 38).

Al colocar una zona articulada se disipan los momentos flectores de la "viga", pero aparecen en consecuencia nuevos giros y desplazamientos horizontales en las zonas del revestimiento que supuestamente tendrían esfuerzos de tensión. Tales desplazamientos horizontales se estimaron (ref. 9) en un máximo de 2 cm para la zona articulada más desfavorable (contacto roca suelo).

Después de analizar varias alternativas para formar las zonas articuladas, se seleccionó la junta flexible e impermeable, mostrada en la Figura 39, la cual tiene posibilidad de deformarse 2 cm, sin perder estanqueidad. Con el objeto de procurar un razonable factor de seguridad en la deformación horizontal esperada, en cada zona articulada se procuraron tres juntas flexibles, separadas a 4 m entre sí (Fig. 39). Adicionalmente para mantener el alineamiento del revestimiento del túnel, al ocurrir los desplazamientos horizontales mencionados, se colocaron pasadores de acero redondo liso de una pulgada de diámetro y 50 cm de longitud, a cada 60 cm (aprox. 13°), medidos en el sentido circunferencial.

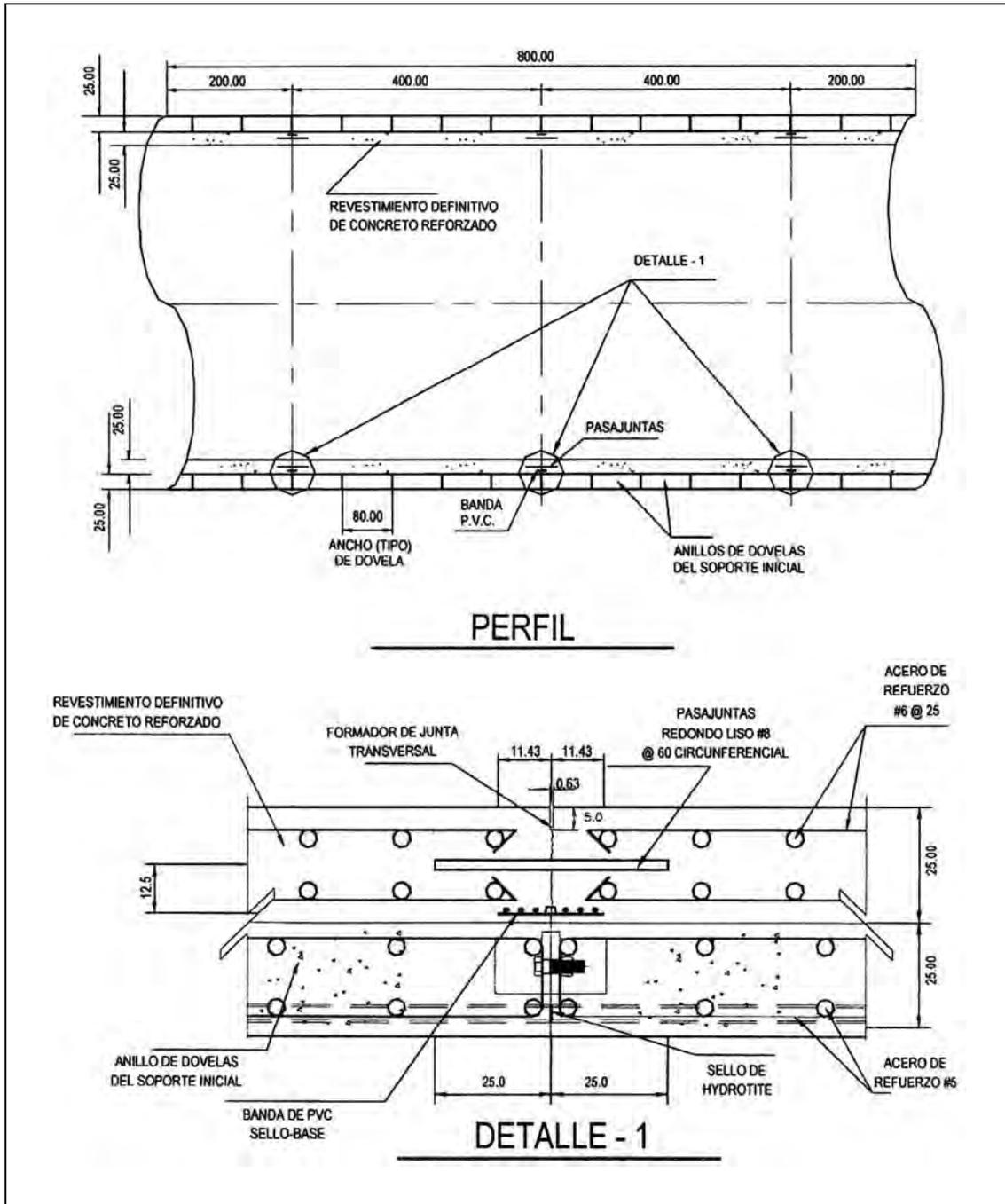


Foto 39. ARTICULACIÓN ENTRE SECCIONES DEL TÚNEL.

Cada junta flexible del revestimiento definitivo se hizo coincidir con la correspondiente junta del soporte inicial de anillos de dovelas. Para inducir el agrietamiento del concreto en el punto de interés, se colocó un “formador de junta” como se ve en la ya mencionada Figura 39.

C4. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS

En la Figura 40 se han esquematizado los procedimientos constructivos utilizados en cada una de las tres zonas geotécnicas ya descritas.

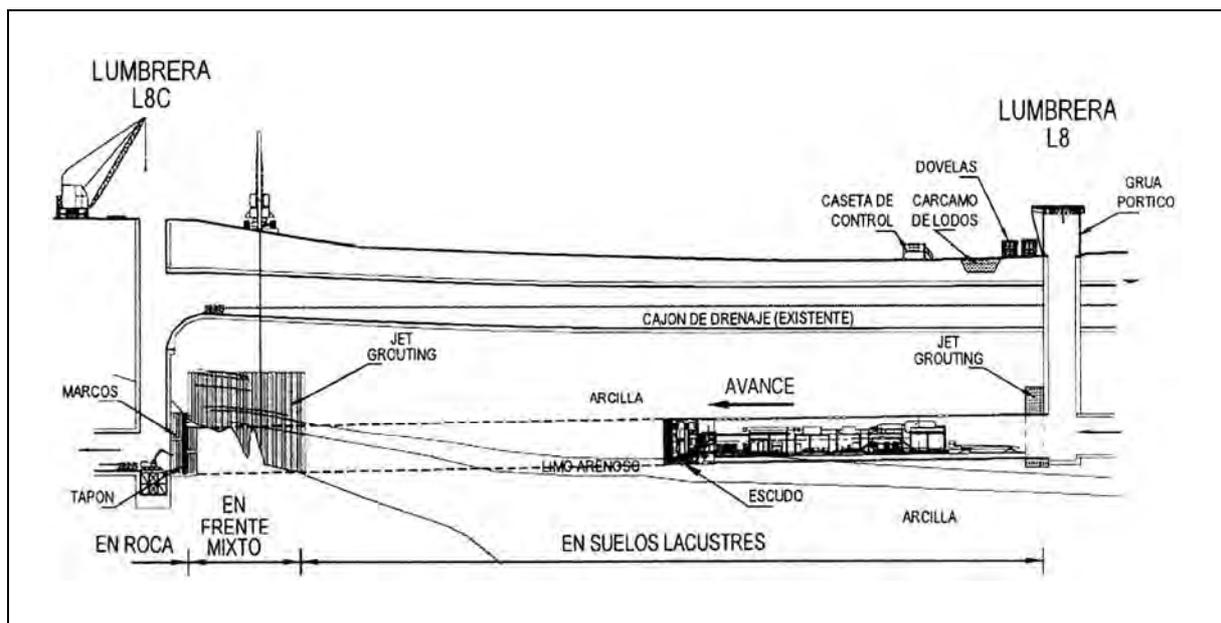


Foto 40. PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN LOS TRES TRAMOS EXISTENTES: ROCA, SUELO Y MIXTO.

4.1. Zona en suelos lacustres

Para la construcción de los primeros 284 m del túnel en la zona de arcillas lacustres, partiendo de la lumbrera L8, se utilizó un escudo con frente presurizado con lodo, de la casa Markham Okumura de 6.11 m de diámetro externo, el cual permitió colocar el soporte inicial ya indicado, mediante anillos de dovelas de hormigón armado, constituidos por 7 piezas de 25 cm de espesor y 80 cm de longitud, siguiendo el procedimiento usual descrito para otros túneles del Drenaje Profundo (ref. 10). El perfilador perimetral (copy-cutter), montado en la cabeza cortadora, permitió sobrecortar el terreno y facilitar el control direccional del equipo.

La trituradora de bolos facilitó el bombeo de los lodos cargados de detritus desde el frente de excavación hasta los sistemas de recuperación y de decantación en la superficie.

La excavación con escudo se realizó a través de toda la zona arcillosa y terminó al “empotrarse” en la zona del “frente mixto”, excavando casi 7 m en planta de la roca subyacente, perdiéndose en el proceso varias decenas de “dientes” de la cabeza cortadora.

Al terminar su cometido, el escudo fue desmantelado en el sitio, dejando su camisa como parte del soporte inicial, pero rasurando y extrayendo a través de la lumbrera L8, el resto de su equipo, incluyendo su cabeza cortadora.

4.2. Zona en frente mixto

Para excavar este sub-tramo del túnel cuya clave estaba formada por suelos y el piso por roca, se formó una bóveda de suelo mejorado, aplicando la técnica del "Jet Grouting" (ref. 11). El proceso denominado de "un solo fluido" fue aplicado en el presente proyecto. Para poner a punto la técnica, se realizaron pruebas de investigación en el sitio de la obra y también en un terreno "virgen" de subsuelo arcilloso, ubicado en el Ex Lago de Texcoco (ref. 12), obteniéndose columnas formadas en la arcilla del Valle de México, **con diámetros comprendidos entre 63 y 111 cm y con resistencias a la compresión no confinada, medida a la edad de 30 días del orden de 70 t/m (35 veces mayor que la del suelo original), para un contenido de cemento de 400 kg/m³.**

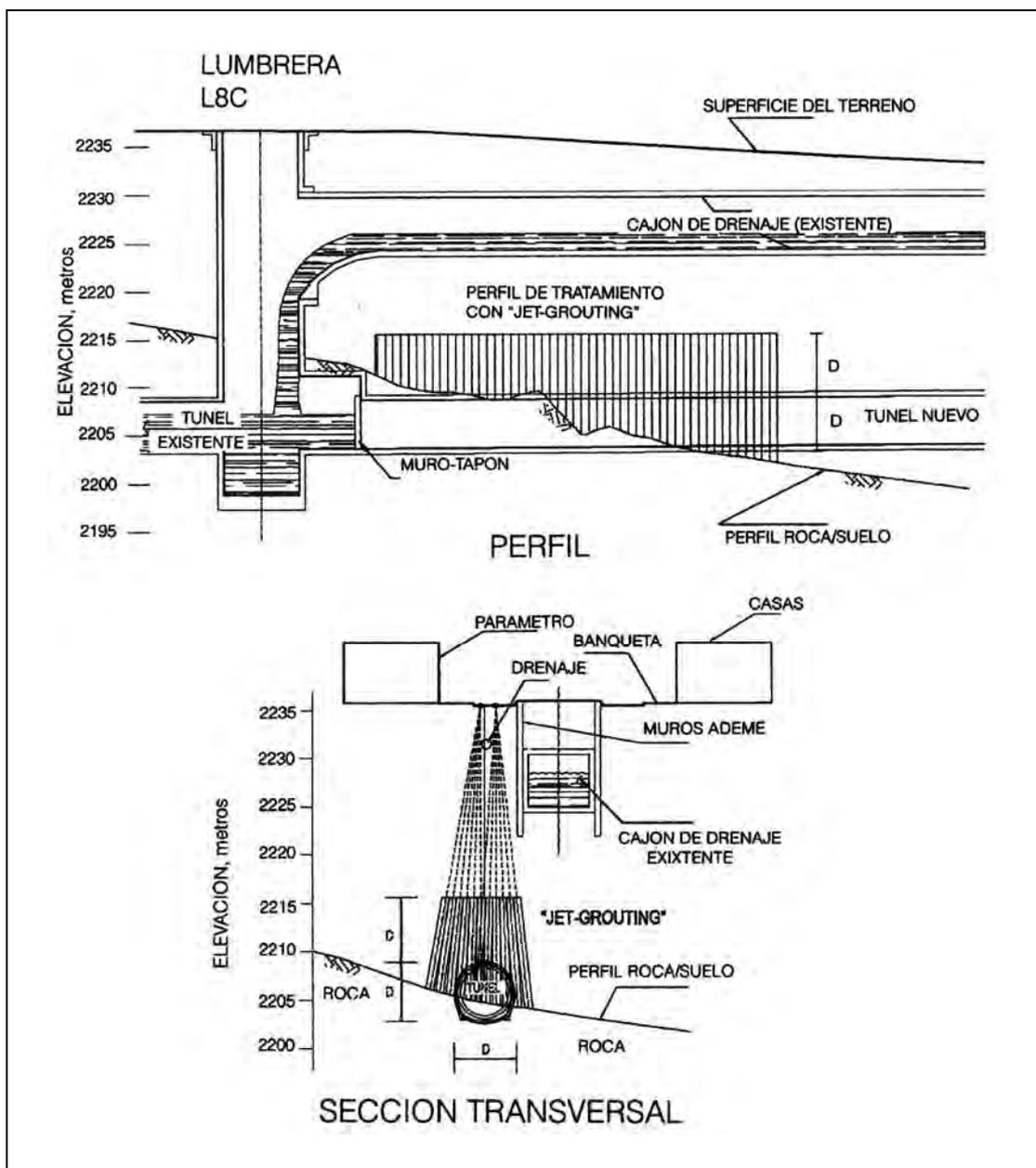


Foto 41. ESQUEMA DE LA SOLUCIÓN CON JET GROUTING: SEMI- BÓVEDA ADHERIDA AL CONTACTO ROCOSO.

En la Figura 41 se presenta la geometría del tratamiento realizado en la zona con frente mixto, utilizando esta novedosa técnica de "Jet Grouting", que también se aprovechó para estabilizar el terreno a la salida inicial del escudo desde la lumbrera L8, donde por cierto había un brocal enterrado (Figura 42).

Una vez logrado el mejoramiento del terreno, los trabajos de excavación en túnel se llevaron a cabo en un tramo de 22 m, bajo condiciones secas y estables, mediante excavación convencional con equipo similar al usado en la zona de roca, formando el soporte inicial del tramo a base de hormigón proyectado y cerchas de acero, y posteriormente el revestimiento definitivo mediante hormigón armado colado en el lugar, dejando juntas flexibles en las zonas articuladas ya descritas.

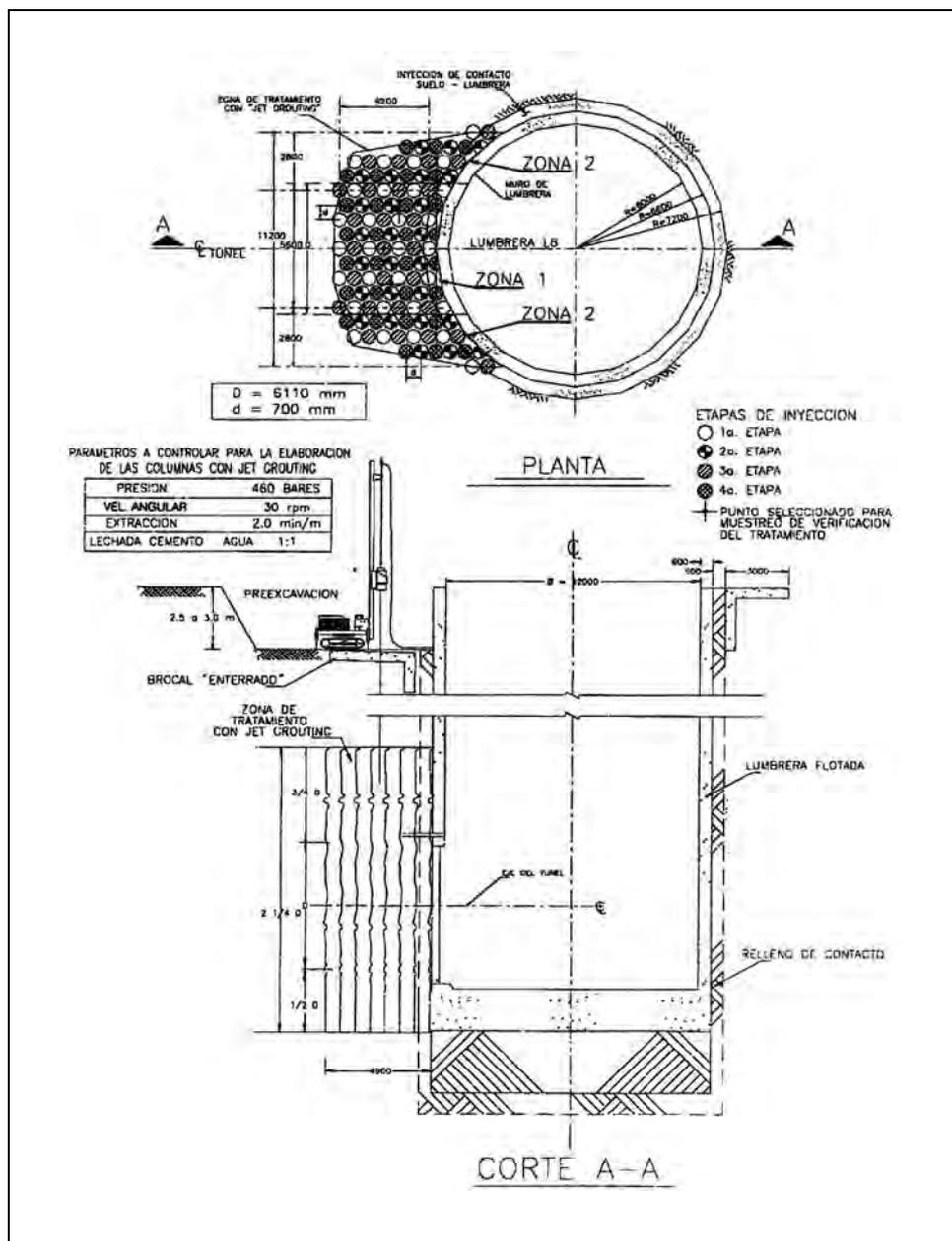


Foto 42. TRATAMIENTO CON JET SIMPLE DE *BREAK-OUT* EN EL POZO L8 DE SALIDA DE LA TUNELADORA.



Foto 43. VISTA DE LA EJECUCIÓN DEL TRATAMIENTO DE *BREAK OUT* JUNTO AL POZO.



Foto 44. VISTA DE UNA DE LAS COLUMNAS DURANTE EL ANÁLISIS DEL CAMPO DE PRUEBAS.

4.3. Zona en roca

Desde el principio de los trabajos, pero después de haber cerrado temporalmente la operación del Cajón de drenaje ya mencionado, se realizó un tratamiento de la roca mediante inyección de manguitos en la zona propuesta para efectuar la llegada del túnel y posteriormente se llevó a cabo la excavación de sus 16 m de longitud mediante martillo hidráulico, primero la media sección superior y después el banco. El soporte inicial se formó mediante hormigón proyectado y cerchas metálicas y el revestimiento definitivo con una capa de hormigón armado, de 30 cm de espesor, colada en el sitio. Durante la construcción del resto del túnel, que coincidió con la época de lluvias, se conservó en operación el Cajón de drenaje habiéndose colocado para ello un muro tapón temporal en el tramo de túnel en roca (ver Fig. 41).

Referencias

- 1 Carrillo N., (1948) "Influence of the artesian wells in the sinking of Mexico City". Contribution to the Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam.
- 2 Marsal, R.J. and M. Mazari, (1959) "El Subsuelo de la Ciudad de México". Contribución del Instituto de Ingeniería, UNA M, al Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, México.
- 3 Túnel S.A., (1975) "Memoria Técnica de las Obras del Drenaje Profundo del Distrito Federal", México, D.F.
- 4 Schmitter J.J. y Orozco M.J., (1995). "Comentarios al uso de un escudo de frente abierto, auxiliado con aire comprimido, para excavar el tramo L8-L8C del Interceptor Oriente, en el Distrito Federal". Informe Interno preparado por ICA-SOLUM.
- 5 López Portillo V.M. y Porcellinis B.P., (1996) "Dos métodos de excavación de túneles en terrenos inestables". Memoria de la reunión conmemorativa: 40 años de investigación y práctica en geotecnia, "Los retos geotécnicos del futuro". Fundación ICA, A.C.
- 6 Schmitter J. J. Y Rendón R., (1981) "Tunneling Under Compressed Air in Mexico City". Soft Ground Tunneling Failures and Displacements, editado por O. Reséndiz N. y M. P Romo O., A.A. Balkema Rotterdam.
- 7 Comisión Nacional del Agua, (1991) "Boletín de Mecánica de Suelos 10, datos del Valle de México, periodo 1983-1986", México, D.F.
- 8 D.D.F., S.G.O. y D.G.C.O.H., (1994) "Hundimiento total, en el Valle de México", período 1983-1994, México, D.F.
- 9 Hidroconsultoría S.A. DE C.V., (1997) "Revisión de la conducción circular de interconexión e las lumbreras L8 y L8C del Interceptor Oriente, del Sistema de Drenaje Profundo de la Ciudad de México", Informe Interno, México, D.F.
- 10 Schmitter J. J. y López R., (1993) "Slurry shield tunnelling for Mexico City drainage". Revista Tunnels and Tunnelling, January 1993, London.
- 11 Biosca G.F., (1997). "La técnica del Jet Grouting y su aplicación a los túneles". Segundo Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, AMITOS.
- 12 Sámano A.A., (1998). "Jet Grouting en la arcilla del Valle de México". XIX Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, Puebla, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
- 13 Orozco M.J.C., (1997). "Administración gerencial aplicada en la construcción de un túnel del drenaje profundo de la Ciudad de México". Segundo Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, AMITOS.

Conclusión del artículo

Con esta creativa solución, que tuvo sus antecedentes en otra obra realizada a principio de los años 90 en el paso de la ría de Bilbao durante la ejecución de la línea 1 de dicho metro en el tramo Ripa-Arenal en la que el Autor tuvo el placer de intervenir, espero haber expuesto suficientes ejemplos de que la técnica del Jet Grouting, en sus diferentes variantes, es una herramienta capaz, versátil y fiable que manejada con la adecuada imaginación y el rigor necesario puede solucionar multitud de problemas de la ingeniería civil en multitud de terrenos y circunstancias.

El que la naturaleza del suelo sea más o menos adecuada a la técnica marcará el proyecto y el costo de la solución, y será la comparación con otro tipo de soluciones la que establecerá la idoneidad o no de la solución con Jet Grouting.



Foto. 45. VISTA DE DETALLE DE LA PANTALLA EN SU MÁXIMA EXCAVACIÓN.



Foto. 46. DETALLE DE LA PRUEBA DE CARGA DE UN MICRO.



Foto. 47. VISTA GENERAL DEL VASO EXCAVADO.

SuperJet-Grouting: Nueva tecnología para la mejora *in situ* del terreno

Ignacio ZULOAGA-FÁBREGA

INGENIERO CIVIL, MSc (DIC), CIV, MICE, MASCE
KELLER-TERRA

1. Introducción

El Jet-Grouting es una tecnología que utiliza la inyección radial de fluidos, a muy alta velocidad, para desagregar (erosionar) el terreno, sustituyendo parcialmente el material erosionado y mezclándolo con un agente de cementación para formar un nuevo material que denominamos Soilcrete(r). La elaboración de este material fresco que introducimos en el terreno, además de contribuir por sí mismo a la mejora de las propiedades geomecánicas y físicas de la zona inyectada (una vez que haya fraguado), consigue confinar el terreno circundante significativamente a distancias de hasta 1/2 diámetro de la columna (1).

La aplicación de esta técnica, tan versátil, nos permite introducir en el terreno nuevos materiales en la forma de columnas enteras o truncadas, que consiguen mejorar las características geotécnicas resistentes de la zona tratada, reducir su deformabilidad, o disminuir su permeabilidad. Sus aplicaciones se han extendido a una gran variedad de trabajos que incluyen: cimentaciones, recalces, soporte de excavaciones, mejoras del terreno, obras auxiliares para la construcción de túneles, estabilización de laderas, control del agua freática, etc. En España el uso de sistemas de uno, dos o tres fluidos (Figura No. 1) ha sido exitosamente aplicado desde hace más de una década (2).

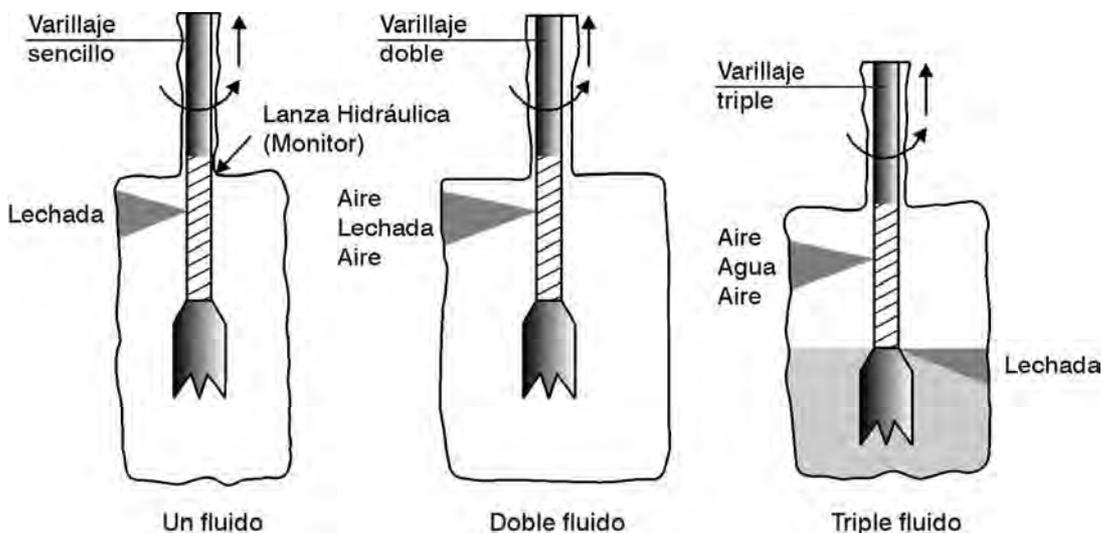


Figura No. 1. SISTEMAS ESTÁNDAR DE JET-GROUTING.

Una mejora muy valiosa a los sistemas tradicionales ha sido el SuperJet-Grouting. Esta nueva tecnología que se desarrolló en Japón y patentada posteriormente (3 y 4) representa un avance muy importante sobre las técnicas convencionales de Jet-Grouting para la mejora *in situ* del terreno.

El SuperJet-Grouting fue empleado por primera vez en Estados Unidos, como parte de las soluciones para el diseño y construcción de una nueva autopista que extiende la Atlantic City Expressway en el acceso a Brigatine, Nueva Jersey, en 1998 (5). La técnica es un perfeccionamiento del sistema de doble fluido que aprovecha un diseño eficiente, mejorándose la herramienta de inyección, a la vez que se logran optimizaciones en la configuración de las toberas que incrementan considerablemente la energía de inyección. El resultado es una excelente calidad de ejecución con diámetros muy superiores a los alcanzados hasta ahora. Esta nueva tecnología es efectiva en casi todo tipo de suelos, es óptima para la ejecución de tapones de fondo, el control del agua freática y tratamientos puntuales.

2. SuperJet-Grouting

El SuperJet-Grouting es un gran avance en la aplicación de tecnologías avanzadas para mejorar la calidad de ejecución y economía del Jet-Grouting. Esta técnica aplica directamente las eficiencias logradas en el diseño del *monitor** para gobernar de una manera precisa la energía de la materia inyectada, valiéndose de una fuerza de corte nunca antes alcanzada.

Este nuevo método, con una velocidad de rotación y parámetros de extracción adecuados, ha permitido construir columnas de hasta 5 m. de diámetro (4); mejorando los diámetros alcanzados



Foto No. 1. SUPERJET-GROUTING, COLUMNAS DE GRAN DIÁMETRO.

* La sección inferior del varillaje de inyección que dirige los fluidos de inyección (lanza hidráulica).

hasta ahora, en un 400%; considerando que los diámetros típicos que se obtienen por otros métodos de Jet-Grouting son de entre 0.6 y 2.0 m. en el mejor de los casos. Destacamos que este aumento del diámetro es conseguido sin disminuir la calidad del producto. En la Foto No. 1 se muestra el resultado obtenido en una prueba de campo.

El sistema de SuperJet-Grouting logra estos avances localizando la inyección de los fluidos, hidráulica y mecánicamente, para cortar y erosionar grandes volúmenes de terreno. El rechazo de la lechada inyectada es expulsado a la superficie, simultáneamente a la inyección, evitándose la presurización e hidrofractura y dejando un resultado de gran calidad.

En la Foto No. 1 se muestra el radio de influencia de los elementos formados a través de un solo taladro con SuperJet-Grouting pudiendo ejecutarse conjuntos de elementos inyectados de gran tamaño que estén parcial o totalmente enlazados con una reducción en el número de perforaciones y una mejora de los tiempos de ejecución.

2.1 DESARROLLO DE LA APLICACIÓN

El proceso para el desarrollo de la aplicación práctica del SuperJet-Grouting, como método capaz de obtener columnas de grandes diámetros, está basado en experimentos que perfeccionan la relación entre la energía descargada y la capacidad erosiva (6), todo ello con el objeto de fabricar equipos capaces de construir columnas de grandes diámetros. En general, la energía de un fluido de corte, el producto de la presión dinámica y el caudal de flujo, gobierna la distancia erosionable del terreno. Por consiguiente, a mayor energía dividida por unidad de volumen del terreno, mayor será la capacidad de erosión del jet (6).

Los experimentos llevados a cabo (6) aclaran la relación entre la energía del fluido de corte y la distancia de corte del jet para alcanzar diámetros superiores. Para ello, los estudios, pruebas de campo y aplicaciones prácticas, han demostrado que se necesitan al menos de 8 GPa*litr/min para lograr columnas de 5 m. de diámetro en arenas.

El diseño y fabricación de herramientas, más duraderas a las altas presiones y los enormes caudales requeridos para descargar de una manera segura y eficaz el jet, han sido el resultado de muchos años de estudios, experimentación y pruebas, cuyos resultados se muestran en las Fotos Nos. 1, 3 y 4.

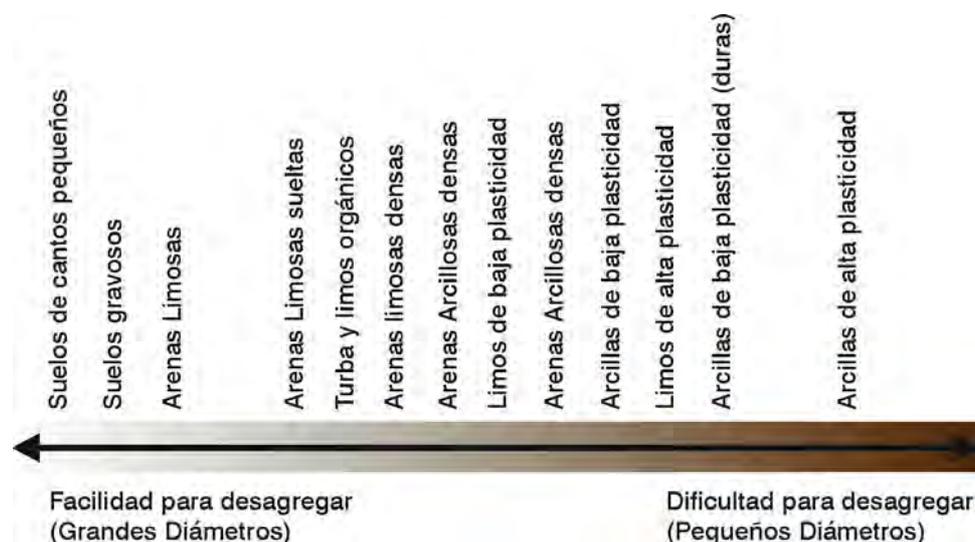


Figura No. 2. ESCALA DE DESGASTE DEL SUPERJET-GROUTING (7).

Por otro lado, como las técnicas de Jet, incluyendo el SuperJet-Grouting, tienen que expulsar el fluido de inyección en una dirección perpendicular al eje de la perforación, y especialmente en nuestro caso en el que manejamos grandes caudales, se producen flujos turbulentos que reducen la energía disponible para el corte y dificultan la erosión. Para ello, el método descrito por Yoshida et al. (3 y 6) mejora notablemente la energía disponible mediante la introducción de una curva gradual, antes de la descarga final, con el objeto de obtener la especificación óptima para lograr grandes diámetros de corte.

Tal y como señala la Figura No. 2, suelos de diferente tipo muestran mayor o menor dificultad para ser desagregados (erosionados) (7). Suelos del tipo granular son relativamente fáciles de desagregar ya que no tienen aglutinantes (a no ser la humedad) y son de hecho auto-erosionables cuando están sometidos a un ambiente turbulento como el inducido por el jet. En el otro lado de la escala, las arcillas plásticas son difíciles de erosionar ya que las partículas se encuentran unidas por lo que se denomina cohesión y por la succión. Así mismo, debemos anotar que las velocidades de ascenso del rechazo no son generalmente suficientes para extraer partículas de mayor tamaño que la arena fina. Por otro lado, las arcillas plásticas se disgregan en pedazos en vez de en partículas, esto ligado a lo descrito anteriormente limita significativamente el radio de acción del jet.

También hay que resaltar que la ejecución de pruebas de campo es fundamental para alcanzar de forma óptima los objetivos de ejecución previstos en el proyecto, y así ajustar los procedimientos a las condiciones encontradas *in situ*.

3. Descripción del método

El SuperJet-Grouting emplea boquillas opuestas de inyección de lechada, envueltas por chorros de aire comprimido (sistema de doble fluido) para aumentar la energía de corte. El monitor de este nuevo sistema está diseñado para minimizar las interferencias al flujo de los fluidos a través de los inyectores y éstos a su vez están diseñados para dirigir el chorro y minimizar la dispersión de la lechada (3 y 5). Lo anterior combinado con un incremento en el flujo y una optimización en la velocidad de rotación y ascenso, produce columnas de grandes diámetros y calidad.

Al emplear jets de lechada optimizados envueltos en conos de aire comprimido obtenemos mayores diámetros que con las técnicas convencionales y un alto grado de reemplazo del terreno por la lechada (3 y 5), esto es consecuencia de los siguientes factores:

- El aire actúa como un regulador entre la corriente del jet y el agua freática presente, permitiendo una mayor penetración del jet.
- Se evita que el terreno erosionado por el jet caiga sobre sí mismo, reduciéndose notablemente la energía perdida a consecuencia de la turbulencia para cortar el terreno.
- El terreno erosionado es removido eficientemente de la zona de inyección por la acción “burbujeante” del aire comprimido.

4. Proceso constructivo

Para la producción del SuperJet-Grouting hacen falta al menos dos componentes especializados para ejecutar los trabajos:

- Un equipo de perforación especialmente construido para tal fin, que proporciona acceso al lugar del terreno a ser tratado, y estabilidad durante la erosión hidráulica y la mezcla con lechada.



Foto No. 2. EQUIPOS EJECUTANDO TRABAJOS DE SUPERJET-GROUTING.

- Bombas hidráulicas capaces de suministrar los fluidos en los volúmenes y presiones apropiados. En la Foto No. 2 se muestran los equipos de perforación.

En el proceso de ejecución del SuperJet-Grouting, de forma abreviada, existen dos pasos básicos, y dos pasos accesorios. Estos son: perforación, controles de la perforación, la subsiguiente inyección, y controles de ejecución. Se muestra esquemáticamente en la Figura No. 3 el proceso de ejecución.

El método de perforación se elige de acuerdo a las condiciones del terreno, los rasgos característicos del sitio de la obra, y las especificaciones de diseño con relación a la longitud e inclinación de inyección. La perforación a rotación es la utilizada normalmente en suelos de grano medio hasta fino. En algunas casos se necesita perforar al abrigo de revestimiento, pero generalmente se emplean perforaciones sin camisa con circulación directa de agua o de lechadas con bentonita. Si se emplea camisa, esta debe ser removida después de que el varillaje del jet haya sido introducido y se inicie la inyección. El uso de una cabeza de rotación instalada a lo largo de un mástil-corredora (torre de inyección) de varios metros de longitud, permite el empleo de varillajes (sartas de inyección) con elementos de una sola pieza de esa longitud. En suelos de grano grueso, o aquellos que contienen cantos o durezas, se emplea generalmente la perforación a roto-percusión, con el inconveniente de que se necesitan equipos mayores con mástil de longitud superior al elemento del varillaje mas largo que se utilice.

La selección de una sola varilla o de varillas roscadas de grandes longitudes (digamos 25 m.) es muy beneficiosa no sólo para maximizar la productividad, sino, más destacadamente, para minimizar las interrupciones y por lo tanto el potencial de bloqueos en las toberas y anillos durante la inyección.

En algunas ocasiones se utilizan preforos como guía, nominalmente de 150 mm de diámetro. Esto facilita la descarga del rechazo, colabora con el mantenimiento de la verticalidad, y permite una revisión visual de la continuidad de la inyección de las zonas adyacentes.

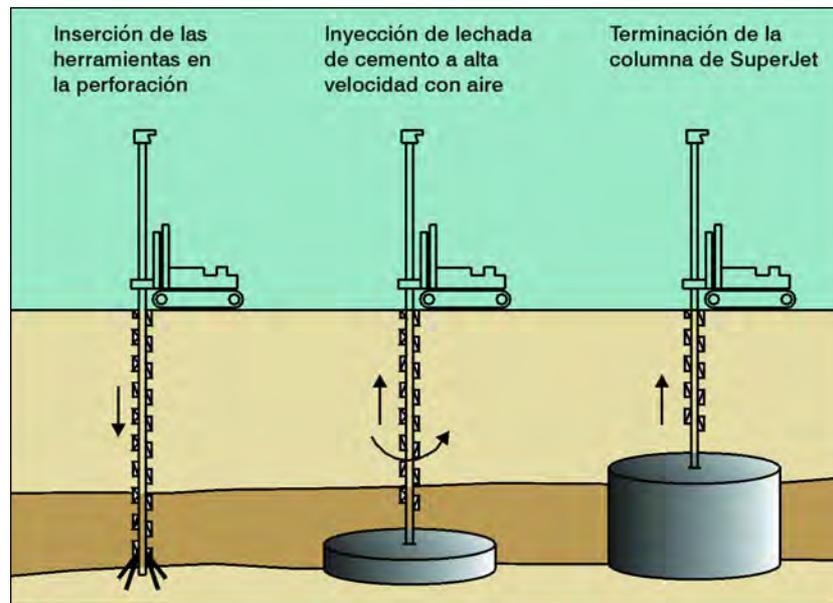


Figura No. 3. PROCESO DE EJECUCIÓN DE UNA COLUMNA DE SUPERJET-GROUTING.

La lechada es preparada en plantas automáticas (*batch plants*), especialmente diseñadas para facilitar una mezcla vigorosa de las partículas coloidales, con proporciones exactas y con una producción suficiente (hasta 30 m³/hora) para ejecutar la inyección de las columnas de superior tamaño sin que se interrumpa el proceso de SuperJet-Grouting.

Durante la inyección de jet, es fundamental que el rechazo (suelo erosionado + lechada) pueda alcanzar la superficie sin estorbo. En el caso de que no se mantenga un paso anular para el rechazo generalmente se producen movimientos incontrolados del terreno, levantamientos o desplazamientos laterales. En el caso de arcillas blandas han sido reportados levantamientos de hasta 1 m (8).

A causa de los caudales manejados es necesario diseñar procedimientos especiales para prevenir lo que en la práctica se llaman “taponazos”, así como la conducción de los rechazos y su disposición final. Este último aspecto es de esencial importancia en áreas urbanas y/o en los sitios donde el rechazo pueda estar contaminado.

En algunos casos, como paso previo a la realización de la inyección, se mide la inclinación de la perforación, mediante inclinómetros, con el objeto de conocer la desviación y tomar medidas correctoras. En la literatura referida podrán encontrar reportes de instrumentaciones del monitor (5). En el caso particular de taponos de fondo, el objetivo de reducción de permeabilidad se alcanza acercando las columnas.

5. Técnicas de comprobación

Se deben de practicar dos tipos de controles: de ejecución y del resultado obtenido (2). La Norma Europea EN 12716 (9) detalla los procedimientos de supervisión, control y ensayo que se deben seguir para la ejecución de SuperJet-Grouting. Sugerimos la lectura de la mencionada norma para el lector interesado en conocer en detalle los controles aplicables. En esta sección, ampliaremos lo señalado en la mencionada normativa.



Foto No. 3. RESULTADOS DE LA PRUEBA DE CAMPO DE SUPERJET-GROUTING.

5.1. LA PRUEBA DE CAMPO

- Cuando no se disponga de experiencia comparable, y aún cuando se disponga, es conveniente que se proyecte y realice un ensayo de campo preliminar a pie de obra que se adecúe a las condiciones encontradas. Esta prueba deberá abarcar todas las condiciones pertinentes probables que se puedan encontrar en el lugar de la instalación, con el fin de: permitir una selección del sistema más efectivo y de los parámetros de la inyección, verificar que los resultados están conformes a los requisitos del proyecto, que se está empleando el sistema y los parámetros de inyección adecuados.
- Cuando se realicen ensayos preliminares, si es posible la excavación, se deberá efectuar la valoración de las características geométricas y mecánicas mediante la inspección visual de los elementos inyectados expuestos y ensayos de laboratorio sobre muestras recogidas por extracción de testigos o por excavación.
- En los casos en los que no es posible excavar las columnas de prueba debido a su profundidad, la presencia de aguas freáticas u otras restricciones en el sitio de trabajo, se puede obtener suficiente información con sondeos o pozos de control a distancias variables de las columnas de prueba, o después de la inyección, por medio de la perforación y registro de parámetros de resistencia o toma de muestras. Adicionalmente a las técnicas descritas anteriormente, el registro automatizado de parámetros de la inyección tales como presiones de inyección y volumen de lechada, permiten comprobar la información que proporcionan los otros procedimientos de supervisión.

5.2. MÉTODOS DE CONTROL NO SEÑALADOS EN LA NORMA EUROPEA

Ampliamos el contenido de la mencionada norma europea, señalando la aplicabilidad de varios métodos de comprobación de los que disponemos para el control de los resultados obtenidos con la aplicación del SuperJet-Grouting. Matizamos que su aplicación dependerá de los objetivos que se estén buscando con respecto al resultado del tratamiento esperado.

Para la comprobación de resultados (10) se pueden aplicar las siguientes técnicas que pasamos a describir muy sucintamente.

5.2.1. Técnicas generalmente aplicables

MÉTODOS MECÁNICOS:

- **Ensayos *in situ* y toma de muestras:** Son sin lugar a dudas los procedimientos más efectivos en términos de coste para localizar una masa de terreno inyectado. La toma de muestras se realiza después de finalizar la inyección. Los ensayos *in situ* deben ser ejecutados antes y después de la inyección, ya que se requieren datos comparativos. Los ensayos *in situ* dan un excelente resultado en suelos de grano fino, no siendo posible emplearlos en formaciones geológicas que contengan rocas de tamaños suficientes como para desviar o frenar las herramientas. La interpretación de los resultados a medida que aumenta la profundidad presenta algunos problemas debido al incremento de la resistencia lateral.
- **Perforación:** Son métodos para extraer y observar las condiciones geotécnicas de probetas del subsuelo. Se pueden obtener muestras del terreno, razonablemente "intactas", dependiendo de como se ejecuten las operaciones de perforación y extracción. Hay que tomar en cuenta que la perforación es capaz de inducir micro fracturas en el producto terminado; incrementando substancialmente los resultados de permeabilidad que obtengamos en el laboratorio. En algunos casos se han utilizado tomadores de muestras especiales, capaces de recoger lechadas sin fraguar, inmediatamente después de ejecutar una columna. Se reporta en la literatura la introducción de tubos de PVC de 75 mm de diámetro (*schedule* 80) en columnas recién inyectadas para ser retiradas al día siguiente como un método efectivo de tomar muestras en algunos tipos de terreno (9).
- **Pruebas de campo:** Descritas en el apartado 5.1

MÉTODOS HIDRÁULICOS:

- **Ensayos de permeabilidad en el laboratorio:** Son métodos directos de uso común. El *ensayo de permeabilidad con altura constante* es el más económico y sencillo de realizar. No obstante su uso está limitado a suelos relativamente permeables como, gravas, arenas y limo limpio. Para materiales más impermeables, el tiempo requerido por este ensayo se hace muy largo. El *ensayo con altura variable* es apropiado para suelos con permeabilidad de moderada a baja. Se debe tener en cuenta una forma apropiada de la Ley de Darcy, que considere el decremento del gradiente hidráulico con el tiempo (11).
- **Ensayos de permeabilidad de campo:** La permeabilidad de un terreno puede variar ampliamente aún en un mismo terreno. Por ejemplo, pequeños lentes de grava en un depósito de arena permitirá un flujo superior por la capa gruesa. También en los depósitos naturales, el coeficiente de permeabilidad en la dirección horizontal es generalmente mayor que en la dirección vertical. Por esa razón es más adecuado la determinación del coeficiente de permeabilidad mediante ensayos *in situ* que el hacerlo en el laboratorio. Existen varios ensayos de bombeo, siendo el más simple de todos aquel que emplea un solo pozo. Debido a su relativo alto coste, estos ensayos se emplean sólo en grandes proyectos. Para una correcta ejecución e interpretación de los resultados, hace falta gran experiencia.

OTROS MÉTODOS COMPLEMENTARIOS:

- **Documentación de obra, partes diarios y registro de parámetros:** Adicionalmente a los documentos que deben estar disponibles en la obra tales como especificaciones técnicas, planos de ejecución (perfil del terreno, forma de los elementos, número de los elementos, con referencia numérica, situación y orientación de cada elemento, tolerancia sobre la posición,

situación de obstrucciones, servicios y drenajes, y secuencia de ejecución), exposición del método a ser empleado, informe geotécnico que describa las condiciones del suelo, especificaciones técnicas de los equipos a ser utilizados, descripción de los materiales, informe de los ensayos preliminares, etc. Se deben registrar, en los partes diarios, los siguientes parámetros de control durante la ejecución del SuperJet-Grouting:

- Mezcla de lechada:
 - Relación 1
 - Densidad de la lechada
 - Decantación
 - Viscosidad Marsh
 - Tiempo de fraguado
 - Ensayos de compresión
- Volumen de lechada inyectada
- Presión de la lechada inyectada
- Presión del aire inyectado
- Caudal de flujo del aire
- Número, tamaño y disposición de las toberas
- Velocidad de rotación del monitor
- Velocidad de ascenso del varillaje
- Control de los aditivos tales como: bentonita, fluidificantes, cenizas volantes, etc.
- **Control del rechazo:** Una forma eficaz de controlar la efectividad de un tratamiento con SuperJet-Grouting, siempre y cuando las condiciones geotécnicas así lo permitan, es que una vez que se ha determinado el proceso de inyección por otros métodos, el rechazo se correlacione con los resultados obtenidos y utilizar esta información de allí en adelante como una forma rápida de evaluar la resistencia *in situ* del tratamiento.

5.2.2. Técnicas aplicables ocasionalmente

MÉTODOS MECÁNICOS:

- **Extensómetros:** Son instrumentos para medir la deformación longitudinal. Pueden ser utilizados para medir la deformación de una capa del terreno o para medir la deformación de una estructura o de la superficie del terreno. Hay muchos tipos de extensómetros. Los más sencillos consisten en dos puntos de referencia o pernos entre los que se mide regularmente la distancia que los separa. La exactitud de los extensómetros varía ampliamente entre los distintos tipos. Un arreglo de dos estacas clavadas al terreno, a ambos lados de una grieta, se puede considerar un extensómetro simple que puede ser auscultado periódicamente. La exactitud de tal sistema está sujeta a la precisión de su construcción, es decir: a la rigidez del anclaje de las estacas, a que tan exactamente se mide la distancia, que tan precisa ha sido su colocación, y la sensibilidad del equipo al medio ambiente. Se considera, en la práctica, como el próximo nivel de extensómetros a los medidores de junta / grietas, que pueden ser de varios tipos: pasador y calibre, cuadrícula de plástico y elementos de superposición. Estos instrumentos son razona-

blemente fiables y bastante económicos. Existe otro nivel superior que incluyen los extensómetros de cable y de cinta para medir las variaciones a grandes distancias. Algunos extensómetros más sofisticados emplean ondas ultrasónicas para medir la distancia entre dos puntos (LVTD) o (DCDT).

- **Placas de asientos:** Para la medición de movimientos verticales del terreno, se emplea en muchas ocasiones la topografía óptica de precisión sobre puntos topográficos preparados para tal fin. Este método es relativamente económico. Los puntos topográficos, se construyen normalmente con placas metálicas (0.5 × 0.5m) ancladas al terreno, con una tubería soldada. Una ventaja de este procedimiento, es que la tubería puede ser extendida verticalmente hacia arriba, a medida que avanza el relleno. La exactitud de éste método esta ligado a la exactitud de la nivelación topográfica, la calidad de la referencia y la integridad de las extensiones que se hallan instaladas a la placa. Si la obra así lo requiere, se podría automatizar la recogida de datos empleando sensores remotos de asientos que funcionan con fluidos. Estos también se pueden utilizar en lugares donde no existe acceso permanentemente para auscultar o cuando la aplicación requiera de mediciones instantáneas.

MÉTODOS QUÍMICOS:

- **Indicadores de pH:** La lechada para jet, es generalmente más alcalina que el terreno o el agua freática. En estos casos, indicadores de pH pueden ser utilizados para identificar la presencia de lechada cuando se emplea un indicador de color que reacciona al pH de la lechada.
- **Tintes químicos:** Tintes químicos o colorantes para alimentos pueden ser utilizados para identificar el flujo de agua a través de una zona inyectada. El colorante es normalmente introducido en el agua en algún punto corriente arriba de la zona de interés. Algunos colorantes son muy intensos de color mientras otros son incoloros pero visibles bajo luz ultravioleta.

MÉTODOS GEOFÍSICOS:

- **Métodos sísmicos:** El alto coste y naturaleza destructiva de los métodos físico-mecánicos, junto con el interés en conocer más datos sobre el terreno nos están llevando a confiar cada vez más en técnicas geofísicas. Hay muchísimas ventajas al emplear métodos geofísicos incluyendo: obtención rápida de la información, técnica no destructiva, no hace falta disponer de residuos, información continua tanto vertical como horizontalmente, y la obtención de varios tipos de información con una misma técnica. Ahora bien, también existen limitaciones que en la actualidad pueden contribuir a que los resultados no sean satisfactorios, entre las que nos encontramos: ausencia de muestras físicas, experiencia limitada en aplicaciones de jet, métodos que son específicos a las condiciones *in situ* y están sujetos a interpretaciones subjetivas que no siempre son concluyentes, y que pueden ser de aplicación costosa. Aún así el potencial de la aplicación de métodos sísmicos es relativamente alto; actualmente existen aplicaciones que identifican vacíos, discontinuidades en la estratificación, determinan el Módulo de Young, el Módulo de Cortante y otras constantes elásticas.

5.2.3. Técnicas aplicables únicamente en casos especiales

MÉTODOS GEOFÍSICOS:

- **Resistividad-conductividad:** Entre los métodos geofísicos que miden las propiedades del terreno nos encontramos estas técnicas que miden las propiedades eléctricas del suelo. La aplicación de los métodos eléctricos para la verificación del SuperJet-Grouting es muy limitada en la actualidad. Está fundamentada en la diferencia entre la resistencia eléctrica del agua y el flui-

do de la inyección en los poros intersticiales de un medio poroso. Los expertos señalan que uno de las mayores desventajas es la poca penetración de la corriente eléctrica comparada con la distancia de inyección. Si bien son métodos que prometen mucho, en la actualidad su uso no es muy extenso (10).

- **Geo-Radar:** El Geo-Radar es una técnica similar a la que emplea la policía para controlar la velocidad de los vehículos y a la utilizada por aviones y embarcaciones en la navegación. La diferencia del Geo-Radar radica en el uso de ondas de longitud superior. Generalmente el Geo-Radar está limitado a pequeñas profundidades y no funciona muy bien en arcillas. Su profundidad de aplicación está muy limitada por la zona de saturación, zonas arcillosas o materiales que tengan una alta conductividad tales como la sal u objetos metálicos fabricados por el hombre. Así mismo, pequeños cambios en el terreno no pueden ser detectados. Sin embargo, este método es útil para evaluar vacíos o inclusiones cerca de la superficie. Para verificar la inyección se puede emplear el Geo-Radar empleando técnicas “downhole” o “crosshole”.

6. Algunas consideraciones sobre el diseño

La definición de la resistencia de la mezcla de terreno y lechada es muy importante en el caso de recalces y aplicaciones en túneles. La resistencia a la compresión de proyecto debe estar fundamentada en un análisis, ya que la determinación de una resistencia a la compresión innecesaria incrementa de una forma importante los costes de ejecución. En la mayoría de las aplicaciones de recalces, una resistencia a la compresión simple desde 2 hasta 3.5 MPa es más que adecuada. Cuando el tratamiento del terreno se combina con el diseño de cimentaciones superficiales convencionales, normalmente, no hacen falta resistencias altas y sería más apropiado emplear resistencias consistentes con los requerimientos de capacidad portante del terreno.

En aplicaciones de recalces es importante comprobar y prevenir que el tope de contacto entre las cimentaciones y la columna de jet no se asiente. Esto se puede evitar si mantenemos una presión hidrostática de lechada a través o adyacente a la cimentación. El “sangramiento”^{*} se puede reducir empleando aditivos. Para este propósito se utiliza normalmente la bentonita, no obstante, esto reduce la resistencia de la columna.

Una pequeña cantidad de suelo orgánico es capaz de reducir significativamente la resistencia de la mezcla suelo/lechada. Para alcanzar resistencias elevadas en suelos orgánicos, el sistema de SuperJet-Grouting está preparado para hacer salir la mayoría de la parte orgánica por su efectividad de erosión y caudales superiores a los métodos convencionales.

Para la formación de “tapones de fondo” y recalces es sumamente importante las dimensiones y localización de las columnas, cuestión que como hemos visto es capaz de producir el SuperJet-Grouting. En todo caso, se deberían realizar pruebas de campo para verificar los parámetros propuestos, y si las condiciones del sitio lo permiten, se debe excavar, tomar muestras y medir las columnas de prueba. Subsecuentemente, los parámetros de inyección pueden ser modificados, si fuese necesario, para alcanzar los objetivos de tamaño o forma.

La permeabilidad de la mezcla del suelo y lechada es de suma importancia en la efectividad de las aplicaciones para tapones y barreras de contención. Tal y como señalamos anteriormente con la especificación de la resistencia, la especificación de la permeabilidad debe de ser razonable o el proyecto será de unos costes inaceptables o inviable técnicamente. En estas aplicaciones, generalmente, la fuente primaria de filtraciones ocurre en los detalles constructivos, tales como la penetración de los anclajes a través de las barreras de contención y pantallas, y/o las columnas adyacentes si la superposición es insuficiente.

* Pérdida de agua de la lechada.

En el diseño de tratamientos de SuperJet-Grouting es importante considerar que para una presión de inyección, parámetros de rotación y extracción dados, el volumen de terreno tratado disminuye con la cantidad de arcilla presente, y para parámetros constantes de operación (jet) y geotécnicos (terreno), el diámetro de las columnas disminuye con la profundidad. Lo anterior asegura que cualquier intervención que requiera de columnas de diámetros constantes o que se incrementen con la profundidad nos obligue a ajustar el proceso de trabajo según las condiciones encontradas en el campo.

En último lugar, las columnas de jet deben ser construidas siguiendo una secuencia que evite, en todo momento, que se fluidifique demasiado el terreno debajo de las construcciones o plataformas de trabajo.

7. Propiedades de las Columnas de SuperJet-Grouting

Las propiedades de las columnas de SuperJet-Grouting son una función de diversos factores, incluyendo: el sistema empleado, los parámetros de la inyección, localización del nivel freático, tiempo de curado, y principalmente las características del terreno. Dependiendo de la aplicación, las propiedades más importantes que se deben especificar son: geometría, localización, resistencia y permeabilidad.

En la mayoría de los suelos inorgánicos se pueden obtener, normalmente, resistencias a la compresión en el rango de entre 2 y 10 MPa. Permeabilidades del orden de 10^{-6} cm/seg son generalmente posibles y en algunos casos se pueden alcanzar permeabilidades tan reducidas como 10^{-8} cm/seg. En la Figura No. 4 se señalan las resistencias típicas de las columnas de SuperJet-Grouting.

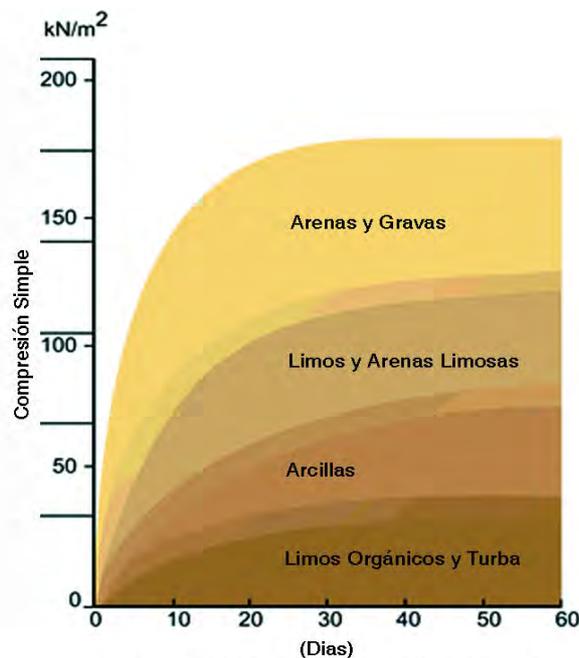


Figura No. 4. RESISTENCIAS TÍPICAS DEL SUPERJET-GROUTING.

8. Aplicaciones

El SuperJet-Grouting tiene numerosas aplicaciones inéditas. Al poderse interconectar elementos de muy gran diámetro, ahora podemos diseñar y ejecutar:

- Configuraciones económicas para el soporte vertical y lateral de estructuras.
- “Tapones de fondo” económicos para el control de agua freática a grandes profundidades, para acceder a estructuras subterráneas que necesiten ser construidas, renovadas o modificadas.
- Estabilización de terrenos sujetos a liquefacción.
- Construcción de paneles, sin rotar el varillaje durante la extracción, para formar pantallas verticales de pequeño espesor para el control del agua freática (o aguas contaminadas).
- Pantallas de estanqueidad en sitios congestionados con obstrucciones subterráneas.
- Inclusiones rígidas en taludes de balsas de contención de residuos para mejorar su estabilidad.
- Protección contra la erosión en obras marítimas y fluviales.

Esta técnica puede ser aplicada tanto en sitios congestionados con obstrucciones subterráneas, como también a lo largo de diques para mejorar su estabilidad. En la Figura No. 5 se muestran algunas geometrías que se pueden ejecutar con el SuperJet-Grouting.

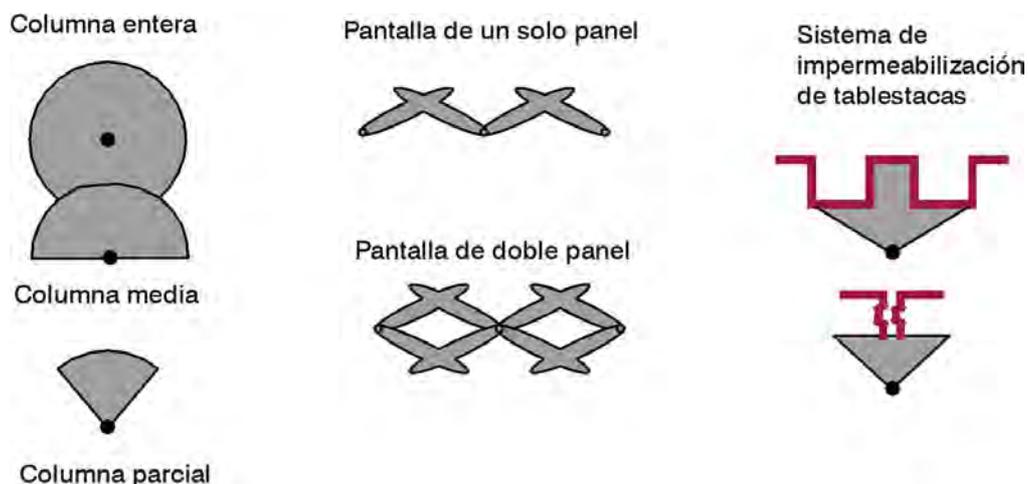


Figura No. 5. GEOMETRÍAS TÍPICAS DEL SUPERJET-GROUTING.

9. Caso práctico

El presente ejemplo hipotético, explica una de las ventajas del SuperJet-Grouting sobre los métodos convencionales de Jet-Grouting.

En la Figura No. 6 se muestra, esquemáticamente, la planta de mejora *in situ* del terreno para construir una contención arriostrada, que permita la excavación a cielo abierto de un tramo de línea de metro. El terreno tiene un perfil compuesto por arcillas fisuradas. En esta ocasión se eligió reforzar la pantalla de tablestacas con un tratamiento de Jet-Grouting para mejorar el terreno de apoyo y arriostrar el pie de la contención. Así mismo, esta solución proporciona a la estructura de contención un soporte que no fluye (yield), reduciéndose significativamente los momentos flectores en la contención.

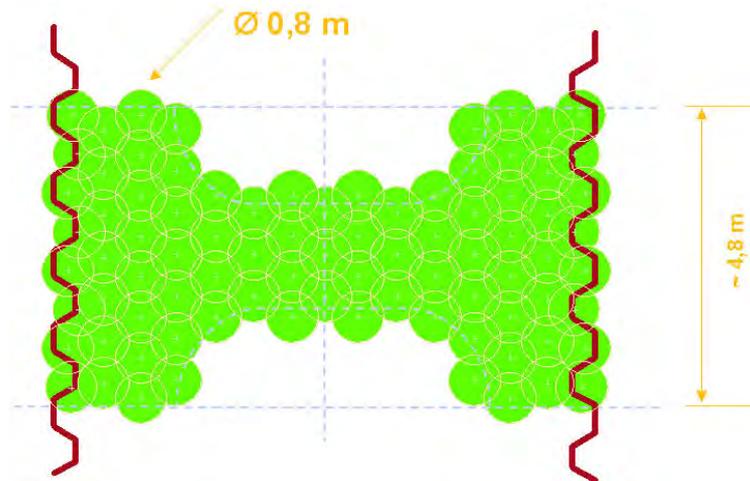


Figura No. 6. PLANTA DE PROYECTO CON JET-GROUTING CONVENCIONAL (85 COLUMNAS).

Otra de las razones para elegir el tratamiento con Jet-Grouting fue la existencia de túneles a mayor profundidad y de servicios públicos. De igual forma, se tomó en consideración la facilidad y flexibilidad de aplicación de esta técnica de mejora *in situ* del terreno.

En la Figura No. 7 se muestra la planta de ejecución utilizando SuperJet-Grouting. Este nuevo método permite construir columnas de gran tamaño y volúmenes tratados muy superiores a los alcanzados con los métodos convencionales.

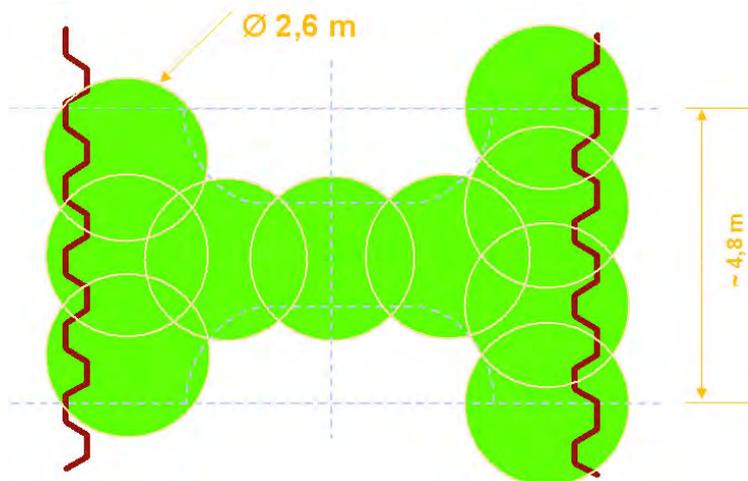


Figura No. 7. PLANTA DE EJECUCIÓN CON SUPERJET-GROUTING (10 COLUMNAS).

Una comparación entre el nuevo método de ejecución y los métodos convencionales confirman la superioridad del SuperJet-Grouting para la mejora *in situ* del terreno.

En la Foto No. 4 se muestra el resultado de una prueba de campo en un suelo arcilloso con un diámetro superior a los 2.30 m.



Foto No. 4. PRUEBA DE CAMPO DE SUPERJET-GROUTING EN TERRENO ARCILLOSO ($\varnothing = .30$ m).

10. Referencias

1. Kauschinger, J. L., Hankur, R.I, y Perry, E. B., (1992), "Methods to Estimate Composition of Jet Grout Bodies", Proc. ASCE Conf. Grouting, Soil Improvement and Gesynthetics, New Orleans, págs. 194-205.
2. Oteo Mazo, C., (1991), "Jet-Grouting", Curso sobre Mejora y Refuerzo del Terreno, CEDEX, Laboratorio de Geotecnia, Madrid.
3. Yoshida, H., Shibazaki, M., Kubo, H. Y y Jinbo, S., (1991), "Method for Improving Ground of Large Section Area", US Patent: 5.006.017, United States Patent and Trademark Office, Washington.
4. Yoshida, H., Jimbo, S. y Uesawa, S. (1996), "Development and Practical Application of Large Diameter Soil Method", Grouting and Deep Mixing: Proceedings of IS Tokyo '96, A.A. Balkema, Rotterdam, págs. 721-726.
5. Burke, G., Cacoilo, D. y Chadwick, K., (2000), "SuperJet-Grouting: A New Technology for In Situ Soil Improvement", Transportation Research Board Record 2000, Washington.
6. Shibazaki, M., Yokoo, M. y Yoshida, H. (2003), "Development Oversized Jet Grouting", Grouting and Ground Treatment: Proceedings of Third International Conference '2003, ASCE, Reston, págs. 294-302.
7. Burke, G.K., (2002), "The State of the Art of Jet Grouting in the United States", Proceedings of Ninth International Conference on Piling on Deep Foundations, Niza.
8. Kauschinger, J. L., y Welsh, J. P., (1989), "Jet Grouting for Urban Construction", Proceedings: 1989 Geotechnical Lecture Series, Boston Society of Civil Engineering: Desing Construction and Performance of Earth Support Systems, MIT, Cambridge, Mass.
9. AENOR, (2001), "Ejecución de Trabajos Geotécnicos Especiales. Inyecciones de Alta Presión. Jet Grouting", Comité Europeo de Normalización, EN 12716, Bruselas
10. ASCE, (1995), "Verification of Geotechnical Grouting", Geotechnical Special Publication No. 57, New York, 177 págs.
11. Cedergren, H. R. (1967), "Seepage, Drainage and Flow Nets", John Wiley & Sons, New York, 397 págs.