



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

6ª SESIÓN TÉCNICAS DE MEJORA DEL TERRENO

Con la colaboración del



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

Madrid, 2006

**JORNADAS TÉCNICAS
SEMSIG-AETESS**

6ª Sesión

**TÉCNICAS DE MEJORA
DEL TERRENO**

Con la colaboración del
**COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS**

Madrid, 23 de Febrero de 2006

1 PRESENTACIÓN

Con la Jornada sobre Técnicas de Mejora del Terreno continuamos la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y del Subsuelo (AETESS) comenzamos hace 6 años.

Durante este tiempo, hemos desarrollado los temas de: *Pilotes para la Edificación, Muros Pantalla en Ámbito Urbano, Micropilotes, Mejora del Terreno mediante Inyecciones y Jet Grouting, Anclajes* y, por último, este de *Técnicas de Mejora del Terreno*.

En el transcurso de estos años hemos contado con el apoyo de organismos públicos y empresas privadas que han alentado nuestra iniciativa y colaborado con nosotros para hacer de estos encuentros un foro de discusión donde se reúnen anualmente los profesionales de la ingeniería del terreno interesados en poner en común, actualizar y discutir los aspectos más importantes desarrollados en torno a las diferentes técnicas que se utilizan actualmente en obras civiles y de edificación.

En estos años, la acogida de estas jornadas entre los profesionales dedicados a la geotecnia ha superado favorablemente nuestras expectativas, lo que provoca en ambas Sociedades la grata sensación del deber cumplido, pues la promoción de nuestra profesión y su corpus científico-técnico es uno de nuestros principales objetivos.

Así pues, queremos agradecer su participación a todas las personas que han colaborado en estas jornadas y animarles a estar con nosotros en las futuras actividades que ambas Sociedades organicemos.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 23 de febrero de 2006

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 *Técnicas de Mejora del Terreno*, organizada por el Comité Mixto SEMSIG-AETESS, que tuvo lugar en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos en Madrid el 23 de febrero de 2006.

El tema elegido para esta 6ª Jornada, 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 250 participantes.

La primera parte de esta Memoria recoge la dedicada al “Diseño y control”, y en ella se han recogido las intervenciones de D. César Sagaseta Millán, Catedrático de Ingeniería del Terreno de la ETS de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad de Cantabria, y D. Claudio Olalla Marañón, Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos del Laboratorio de Geotecnia de CEDEX.

El debate, celebrado con posterioridad, estuvo presidido por D. Vicente Cuéllar Mirasol, Director del Laboratorio de Geotecnia de CEDEX, y compuesto por los ponentes ya mencionados.

La segunda parte trató de los temas relacionados con la ejecución de las obras, desarrollándose en torno a las intervenciones de los siguientes ponentes: D. Rafael Gil Lablanca (KRONSA), D. Rafael de Santiago Ruzafa (KELLERTERRA), D. Ramón Viñas Pujol (GEOCISA), D. Juan José Rosas al Alaguero (IFC), D. Francisco Samper Urbano (GEOCISA) y, por último, D. Ricardo Martín González (TERRATEST), quien expuso el artículo de D. Goran Vukotic (TERRATEST),

La Mesa Redonda posterior estuvo presidida por D. José María Echave Resines (TERRABAUER) y compuesta por los ponentes anteriormente citados.

3 CONTENIDO

3.1 Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno

César Sagaseta Millán. (Universidad de Cantabria)

3.2 Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos.

Claudio Olalla Marañón. (CEDEX)

3.3 Vibroflotación en un relleno con material de dragado.

Rafael Gil Lablanca (KRONSA)

3.4 Mejora del suelo con columnas de grava en vía seca

Rafael de Santiago Ruzafa (KELLERTERRA)

3.5 Ejecución de columnas de grava en el mar

Ramón Viñas Pujol (GEOCISA)

3.6 Columnas de mortero con desplazamiento.

Juan José Rosas Alaguero (IFC)

3.7 Mejora del terreno mediante la técnica de estabilización en masa

Francisco J. Samper Urbano (GEOCISA)

3.8 Deep soil mixing. Estabilización con columnas de cal-cemento en vía seca.

Goran Vukotic (TERRATEST)

Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno

César SAGASETA MILLÁN

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

1. Introducción

El título de esta comunicación es muy general, como también lo es el de la Jornada en la que se encuadra. Bajo el epígrafe de «Técnicas de mejora del terreno» caben multitud de métodos, y obviamente no se va a hablar de todos. Por ello, se ha hecho una selección, basada en las que luego se van a tratar en la sesión dedicada a ejecución y obviando las que ya han sido tratadas en otras Jornadas de la serie.

Se presentan en primer lugar una enumeración y unos comentarios sobre posibles intentos de clasificación de técnicas, para luego entrar en los aspectos de dimensionamiento, objeto de la comunicación.

En lo posible, para mayor facilidad, se procura seguir la nomenclatura, notación, definiciones y secuencia expositiva de la Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera (Ministerio de Fomento, 2002).

2. Técnicas de mejora

La citada Guía considera como técnicas de mejora del terreno:

- Sustitución.
- Compactación con rodillo.
- Precarga.
- Mechas drenantes.
- Vibración profunda.
- Compactación dinámica.
- Inyecciones.
- *Jet-grouting*.
- Columnas de grava.
- Columnas de suelo-cemento.
- Bulones (claveteado).
- Geosintéticos.
- Otros: explosivos, tratamientos térmicos, congelación, electroósmosis.

De éstas, se eliminan aquí algunas que ya han sido objeto de otras Jornadas, como inyecciones, *jet-grouting* y bulones (micropilotes y anclajes). Asimismo, las tres primeras tienen características específicas que las separan del resto, y tampoco se consideran. En la sesión de ejecución se presentarán aplicaciones de vibrocompactación y columnas de grava y de mortero. A ellas se dedica esta charla, añadiendo la compactación dinámica, por su relación con la vibrocompactación. Los drenes verticales se comentan sólo como referencia al hablar de las columnas de grava en su uso precisamente como elementos de drenaje para consolidación.

Existen numerosos intentos de clasificación de estas técnicas, y cualquier tratado sobre el tema comienza por un intento de clasificación de las mismas, atendiendo a diversos aspectos de ejecución o de objetivos. Así, se habla de técnicas:

- Estáticas o dinámicas.
- Puntuales o en masa.
- Con inclusiones de elementos o no.
- Por desplazamiento o por extracción.
- Sistemáticas (previas) o para remediación (*a posteriori*).

A los efectos de esta charla, en la que se van a tratar los procedimientos de dimensionamiento, se puede añadir una clasificación más:

- Técnicas susceptibles de modelización teórica (analítica o numérica) o no.

En las primeras (columnas de grava, o de suelo-cemento, o inclusiones rígidas), es posible un análisis más o menos riguroso. En las segundas (vibración profunda, compactación dinámica), el dimensionamiento es puramente empírico (basado obviamente en las leyes físicas del fenómeno).

3. Compactación dinámica

El terreno se compacta mediante golpeo intenso por caída de una pesa desde gran altura. Los golpes se dan en una cuadrícula regular, con varias pasadas. Después de cada pasada se renivela la superficie, eliminando los cráteres producidos en los puntos de impacto. Es usual el empleo de pesas de varias decenas de toneladas, con alturas de caída de hasta 30 ó 40 m.

El método fue desarrollado por Ménard en los años 70, aunque hay referencias de intentos previos. Actualmente hay ya una experiencia amplia sobre su aplicación en distintos tipos de suelos (Mayne *et al.*, 1984).

En suelos granulares, el fenómeno de compactación por impacto es claro, y los procesos de densificación asociada a la vibración están muy estudiados, con vistas a los efectos sísmicos y a los procesos de compactación superficial con rodillo en obras de tierra. En cambio, en suelos cohesivos, cada impacto provoca un aumento de las presiones intersticiales alrededor, que se disipan posteriormente. La densificación es difícil de explicar, y se han postulado diversos mecanismos (disolución de aire en agua, apertura de fisuras que actúan como vías de drenaje, etc.). En cualquier caso, existe una cierta controversia en este sentido, y lo cierto es que, si bien se logra una cierta compactación, ésta es mucho menor que cuando se trata de suelos granulares.

La Figura 1 muestra las categorías de suelos desde el punto de vista de su idoneidad para este método, según la publicación del FHWA (Lukas, 1995). Se consideran tres zonas:

- **Zona 1:** suelos no plásticos (IP = 0), permeables ($k > 10^{-5}$ m/s), idóneos para el método, especialmente sobre el nivel freático. Se incluyen también en esta categoría los vertederos de basuras, escombros y mixtos, en los que la compactación dinámica ha encontrado su principal campo de aplicación, llegando a constituir más del 50 % de los casos. En la Tabla 1 se puede ver una recopilación de aplicaciones a vertederos hasta 1993.

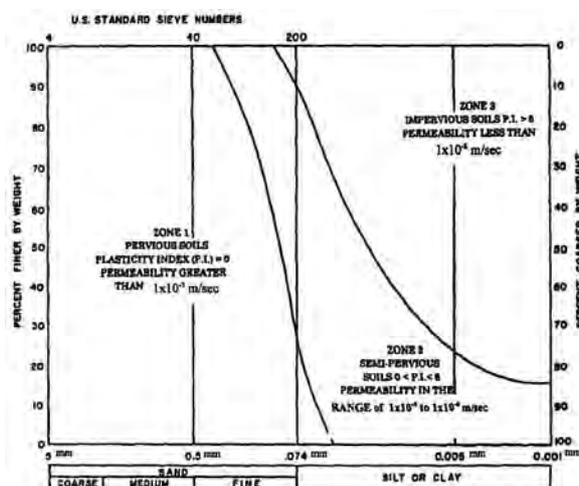


Figura 1. CATEGORÍAS DE SUELOS POR SU ADECUACIÓN A COMPACTACIÓN DINÁMICA (Lukas, 1995).

Tabla 1. CASOS DE COMPACTACIÓN DINÁMICA EN VERTEDEROS, HASTA 1993 (Sagaseta, 1993)

Site	Area (m ²)	Fill type	Depth (m)	Age (yrs)	W (t)	H (m)	A (m ²)	E (tm/m ²)	Settl. (m)	Reference
East London	(exp.)	D	6.5	40	14	14	4.0	260	0.58	Charles et al., 1981
Redditch	22,000	D	5-6	15	15	20	4.0	260	0.50	"
Hertfordshire	30,000	D	8	15-20	15	20	4.0	220	0.50	"
Indianapolis		DBE			15	21		440	1.00	Guyot et al., 1981 (*)
Baltimore		DBC	13	10	16	23		540	1.40	"
Arkansas US-71	18,000	D	6-12	5	18	28		876	1.6-2.5	Welsh, 1983
Pontevedra	34,000	D	8-10		12	20		212		Portilla, 1993
Barcelona B-10	24,000	D	6-8	10	15	20		225		Oliden, 1987
Haifa	14,000	D	25	20	11	15	4.0			Frydman and Baker, 1987
M25 Bell Lane	13,500	D	4.5	6-10	17	15	3.5	281	0.7-1.0	Perelberg et al., 1987
M25 Poyle		D	6	<10	15	20		150	0.60	Sherwood, 1987
Hull A-63	(exp.)	DI	12-17	20-30	15	15	4.9	675		Swain and Holt, 1987
Tulsa SH-11	90,000	DM	6		18	23	3.7	312	0.66	Snethen and Homan, 1991
Corby	(exp.)	E	24	>4	15	10	4.0	280	0.24	Charles et al., 1981
Ramsey Marsh		I	5	10-20				220	0.45	Greenwood, 1982
Lonsdale		X						990	1.14	Dumas, 1982 (*)
Montreal		X						510	0.55	"
Barcelona B-10	16,000	EB	6-10	10	15	20		150		Oliden, 1987
M25 Bell Lane	5,500	E	4.5	6-10	17	10	3.5	170	0.2-0.4	Perelberg et al., 1987
"		IE	4.5	6-10	17	10	3.5	127	0.2-0.6	"
Queen's Dock	20,000	B	9	5-10	15	15		77	0.32	Reid and Buchanan, 1987
"		"	"	"	"	21		120	0.55	"
London Docks	67,000		9.5		15	22				Lord et al., 1987
Methil	8,500	EM	10		15	15		350	0.57	Slocombe & Moseley, 1987
Port Clarence	15,000	EI	4		15	15		300	0.50	"
Aberdeen	8,200	EM	3-22		15	15		550	0.65	"
Gartsherrie	14,400	EMB	11		15	15		200	0.21	"
Briton Ferry	10,300	EIB	6.8		15	15		210	0.90	"
Princess Dock	70,900	EB	20		15	15		165	0.62	"
Illinois	(exp.)	M	4.5	> 10	16	20		300		Kousoftas & Kiefer, 1990

KEY:

(exp.): experimental site

Wastes: D:domestic. M: mining. I: industrial. B: building. E: earth. X: miscellaneous.

Treatment: W/H/A: weight/height/base area of pounder E: applied unit energy

(*) Cited by Mayne et al., 1982.

- **Zona 2:** suelos intermedios ($0 < IP < 8$; $k = 10^{-8} - 10^{-5}$ m/s), que requieren compactación en pasadas múltiples, posiblemente con tiempos de espera entre ellas, e incluso en ocasiones ayudados con drenes verticales para acelerar la disipación de presiones intersticiales.
- **Zona 3:** ($IP > 8$; $k < 10^{-8}$ m/s), suelos inadecuados para el tratamiento.

Tabla 2. VALORES DEL COEFICIENTE n PARA LA ECUACIÓN [1] (Lukas, 1995)

Soil Type	Degree of Saturation	Recommended n Value*
Pervious Soil Deposits -	High	0.5
Granular soils	Low	0.5 - 0.6
Semipervious Soil Deposits -	High	0.35 - 0.4
Primarily silts with plasticity index of < 8	Low	0.4 - 0.5
Impervious Deposits -	High	Not recommended
Primarily clayey soils with plasticity index of > 8	Low	0.35 - 0.40
		Soils should be at water content less than the plastic limit.

*For an applied energy of 1 to 3 ⁴m² and for a tamper drop using a single cable with a free spool drum.

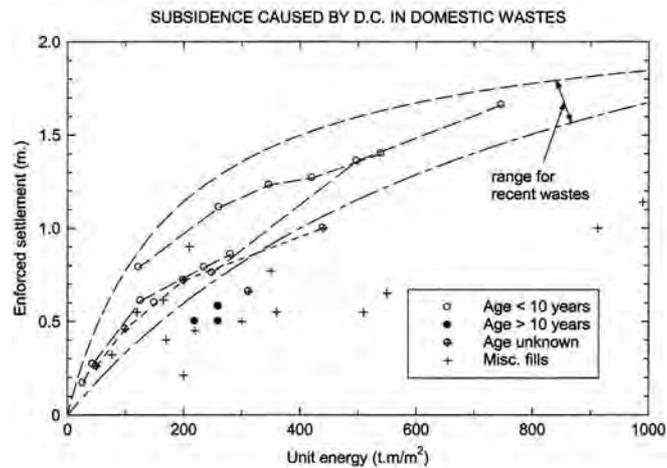


Figura 2. ASIENTO PROVOCADO POR LA COMPACTACIÓN DINÁMICA EN VERTEDEROS (Sagaseta, 1993).

Para definir el tratamiento se debe determinar:

- Grado de mejora que se piensa obtener, normalmente en términos de densidad.
- Profundidad de suelo a alcanzar por el tratamiento.
- Espaciamiento de los puntos de impacto, número de pasadas y de golpes en cada punto.
- Masa del elemento de compactación y altura de caída.

Como ya se ha indicado, la determinación de estos aspectos es empírica. Para la profundidad alcanzada, es usual el empleo de la fórmula:

$$D = n(WH)^{1/2} \quad [1]$$

siendo D la profundidad alcanzada en metros, W la masa en toneladas del elemento de compactación, H su altura de caída en metros, y n un coeficiente de valor alrededor de 0,5 (con las unidades antedichas). En la Tabla 2 se dan las recomendaciones de la FHWA sobre este coeficiente, que toma los valores menores para suelos plásticos y bajo el nivel freático.

Una indicación clara de la efectividad del tratamiento la da el descenso de la superficie del terreno provocado por la compactación, que, dividido por la profundidad alcanzada representa la deformación volumétrica media. Este descenso se suele relacionar con la energía aplicada por el tratamiento, bien por unidad de volumen de suelo tratado, E_v (energía específica) o por unidad de superficie, E_s . Si se dan m pasadas, y cada pasada viene definida por un número p_i de golpes en cada punto, con peso W y altura de caída H_i y área tributaria A_i :

$$E_s = \sum_{i=1}^m p_i \frac{WH_i}{A_i} \quad ; \quad E_v = \frac{E_s}{D} = \sum_{i=1}^m p_i \frac{WH_i}{A_i D_i} \quad [2]$$

En la Tabla 1 se indican las energías aplicadas por unidad de superficie en los vertederos tratados, y en la Figura 2 su relación con el asiento producido. Los rellenos recientes de basuras presentan una compresibilidad mayor, con asientos entre 1 y 2 metros.

4. Vibrocompactación

Consiste en la compactación por vibración, sin adición de material de aporte. El vibrador se introduce por su propio peso o ayudado por lanza de agua. La vibración se aplica durante la extracción ascensional del aparato, por tramos. Se pasa al tramo siguiente cuando la potencia requerida para la vibración, medida por la intensidad (amperaje), alcanza un cierto límite, que se calibra previamente con la densidad a conseguir.

La aplicación del método se ciñe a los suelos arenosos limpios. En la Figura 3 se presenta el criterio comúnmente utilizado con este fin. Se distinguen tres zonas. La zona B, constituida por arenas limpias,

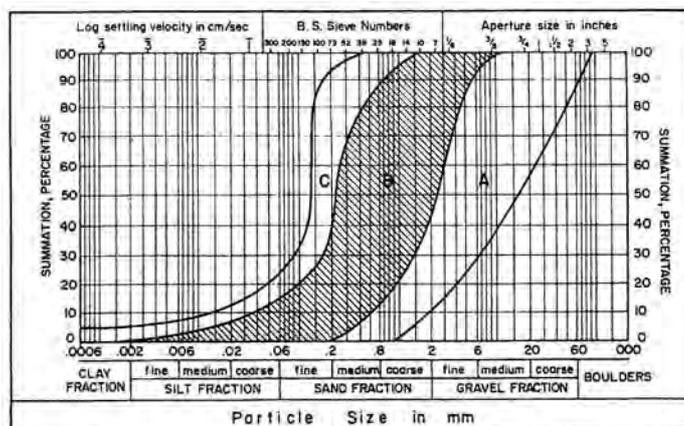


Figura 3. CRITERIO DE ADECUACIÓN DE SUELOS PARA TRATAMIENTO POR VIBROCOMPACTACIÓN (Glover, 1992).

es la más adecuada. La zona A, aunque es adecuada para la densificación, puede presentar problemas para la hinca del vibrador por la abundancia de gravas. En la zona C, la presencia de una importante fracción limosa hace que la vibración genere un hueco cilíndrico alrededor del vibrador, que se mantiene estable temporalmente e impide la transmisión de la vibración hacia afuera. En estos casos, se puede introducir material granular de aporte para el relleno del hueco y compactar la zona externa. Esto, comúnmente denominado «vibrosustitución», constituye un tránsito a las columnas de grava, a las que se dedica el Apartado siguiente. Realmente, el contenido de finos ($< 0,06$ mm) que separa las zonas B y C (el 15 % en la figura) es un parámetro bastante estricto.

En suelos adecuados (A,B) se pueden obtener mejoras medias de densidad muy apreciables, llegando con facilidad a densidades relativas superiores al 70%. Al igual que en la compactación dinámica, el descenso de la superficie del terreno al compactarse proporciona una medida directa de su densificación (aquí no existe incertidumbre sobre la profundidad alcanzada por la mejora, por lo que puede evaluarse con razonable precisión el incremento de densidad media logrado. Esto sirve de apoyo a la interpretación de otros elementos de control (usualmente resistencia a la penetración estática o dinámica).

El espaciamiento entre puntos de vibrado depende de la potencia del equipo y del tipo de terreno. Es usual un punto cada 3 a 5 m², aunque actualmente existen vibradores de gran potencia que permiten aumentar significativamente el espaciamiento.

En cualquier caso, como ya se ha indicado, se trata de un método difícil o imposible de analizar teóricamente de forma razonablemente simple, por lo que la definición del tratamiento se basa en la experiencia, y normalmente se requiere establecer áreas de prueba, con diferentes espaciamientos, para seleccionar las dimensiones óptimas en cada caso.

De todas formas, se dispone ya de abundantes conocimientos y herramientas de análisis teórico para el estudio de densificación de arenas bajo efectos sísmicos (Cuéllar, 1974; López, 2006). Parece en principio viable extender estos métodos al estudio teórico de la vibrocompactación. Las condiciones de contorno son diferentes (simetría axial para cada punto de vibrado, frente a excitación sísmica horizontal en la base del estrato), pero suficientemente bien conocidas para permitir el análisis. Sin embargo, no hay hasta la fecha resultados utilizables en este sentido.

5. Columnas de grava

Las columnas de grava nacen como una extensión de la técnica de vibrocompactación en suelos de permeabilidad reducida (ver Apartado anterior). La incapacidad del terreno de densificarse por vibración se obvia rellenando el hueco creado con material granular de aporte (grava), que es el que realmente se compacta. Al compactarse, ejerce una presión radial sobre el terreno circundante, lo que provoca una cierta densificación si la permeabilidad es moderada, y un aumento transitorio de las presiones intersticiales en terrenos claramente arcillosos.

Sin embargo, a pesar de la similitud del equipamiento y del proceso, el resultado es radicalmente distinto: el terreno natural no sufre cambios sustanciales (no suele contarse con la pequeña mejora citada), y la columna de grava funciona como una inclusión.

La situación es semejante a la de un pilotaje, y de hecho actualmente existen numerosos métodos de construcción de columnas de grava con métodos tomados de las técnicas de pilotes. Sin embargo, también hay una notable diferencia, marcada por la significativa deformabilidad de las columnas, frente a la práctica rigidez de los pilotes de hormigón.

Por ello, las columnas de grava se apartan de los métodos de tratamiento en masa del terreno, pasando al campo de las inclusiones. Paralelamente, en la informal clasificación que se indicó al final del Apartado 2, dejan de estar en el grupo de las técnicas de análisis teórico inabordable, pues admiten modelizaciones de complejidad variable.

En las tres décadas de desarrollo de las columnas de grava, se han propuesto diferentes métodos de análisis. Unos son de tipo parcial, enfocando aspectos concretos del problema (asientos, consolidación, resistencia), y tienen en general un complemento empírico en la determinación de coeficientes correctores. Por otra parte, existen métodos de análisis refinados, mediante técnicas de elementos finitos, cuyo enfoque es global, tratando el problema en su conjunto. Sin embargo, subsisten bastantes incertidumbres en la interpretación de los resultados. Como ejemplo, puede citarse el ejercicio de predicción propuesto para el pasado Congreso sobre métodos de Mejora del Terreno (ASEP-GI 04) celebrado en París. Se trata de un terraplén sobre un suelo blando, en el que hay secciones instrumentadas en zonas sin tratamiento y en otras con columnas de grava. Las predicciones de asientos tienen una dispersión importante. Los asientos calculados en el eje para un tiempo de 200 días presentan un rango de 11 a 43 cm (valor medido: 12-14 cm), y en la zona tratada 3 a 21 cm (valor medido, 12 cm).

Esto ha movido en los últimos años a emprender estudios tendentes a mejorar la capacidad de predicción del comportamiento del proceso:

- El Grupo de Geotecnia de la Universidad de Cantabria está desarrollando actualmente un estudio sobre tratamiento de suelos blandos con columnas de grava bajo terraplenes, financiado por el Ministerio de Fomento (2004-06).
- A escala europea, se ha establecido una Red Temática sobre la modelización de técnicas de mejora de suelos blandos (AMGISS: *Advanced Modelling of Ground Improvement of Soft Soils*) (2005-08), coordinada por la Universidad de Glasgow, que incluye las columnas de grava como uno de los principales objetivos.

En principio, las columnas de grava se utilizan bajo terraplenes y cargas extensas, aunque también se usan como cimentación de estructuras. Los diámetros típicos son de 0,80 a 1,00 m, decreciendo en general con la resistencia del terreno original, aunque con una fuerte influencia del método constructivo (Magnan *et al.*, 2005). Los espaciamientos se suelen definir mediante la razón de sustitución, ρ (cociente entre el área de cada columna y su área tributaria). Son usuales razones de sustitución del 5 al 30 %.

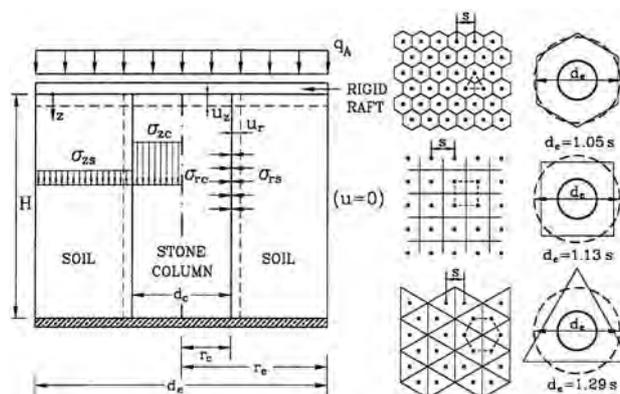


Figura 4. COLUMNAS DE GRAVA. CÉLULA UNITARIA EQUIVALENTE (Balaam y Booker, 1981).

El análisis puede reducirse al de una célula unitaria equivalente, formada por una columna y su área tributaria. La Figura 4 muestra la disposición para varias tipologías de mallas de columnas. La razón de sustitución es:

$$\rho = \frac{A_c}{A_e} = \left(\frac{d_c}{d_e}\right)^2 \quad [3]$$

La acción de las columnas de grava es múltiple:

- *Reducción de los asientos:* Las columnas soportan una parte de la carga total, con lo que el terreno natural es sometido a una carga inferior a la nominal, y la consiguiente reducción del asiento.
- *Aceleración de la consolidación:* Las columnas actúan como drenes verticales de gran diámetro, acelerando la consolidación del terreno por flujo radial hacia ellas.
- *Refuerzo del terreno:* La resistencia al corte de las columnas es superior a la del suelo, por lo que, aun sin contar con una cierta mejora del terreno por densificación, la resistencia media de terreno y columnas es mayor que la del suelo sin tratar.

5.1. REDUCCIÓN DE ASIENTOS

Como se ha indicado, la reducción de asientos obedece a la distribución de la carga aplicada entre las columnas y el terreno. Cuando se apoya un terraplén o estructura flexible sobre un suelo reforzado con columnas, éstas son más rígidas que el terreno, por lo que cabe considerar dos situaciones extremas:

- Igual tensión en columnas y en suelo, con distinto asiento.
- Igual asiento, con distintas tensiones en columnas y suelo.

La situación real estará siempre entre ambas. Sin embargo, la segunda se aproxima más a la realidad, pues la rigidez de las columnas, aun siendo superior a la del terreno de alrededor, no lo es tanto con respecto al terraplén superior. Si se tratara de elementos más rígidos, como pilotes de hormigón, entonces sí podría considerarse aplicable la primera situación, con los pilotes hincándose parcialmente en el terraplén y asentando menos que el terreno circundante.

Por ello, se considera habitualmente aplicable la situación b). Se define el factor de reducción de asientos, α , como el cociente entre el asiento con columnas y sin columnas (su inverso, n , se suele denominar «factor de mejora»):

$$\alpha = \frac{1}{n} = \frac{s_c}{s_0} \quad [4]$$

También se suele utilizar como parámetro el llamado factor de concentración de tensiones, cociente entre la tensión en las columnas, σ_{vc} , y la presión media aplicada, q_A :

$$\beta = \frac{\sigma_{vc}}{q_A} \quad [5]$$

Por último, también se trabaja con el cociente correspondiente entre cargas totales:

$$m = \frac{\sigma_{vc} A_c}{q_A A} = \beta \rho \quad [6]$$

La condición de equilibrio de fuerzas verticales establece:

$$q_A = \sigma_{vc} \rho + \sigma_{vs} (1 - \rho) \quad [7]$$

siendo σ_{vc} y σ_{vs} las tensiones verticales actuantes sobre las columnas y el suelo, respectivamente; ρ es la razón de sustitución.

La ecuación de equilibrio [7] es aplicable siempre, pero no basta para la determinación de las tensiones en columna y suelo. Hay que hacer intervenir la compatibilidad de deformaciones entre ambos elementos. Aquí es donde surgen una gran variedad de métodos de cálculo, de enfoque y grado de precisión muy variados. Los más utilizados se comentan a continuación.

Método de Priebe (1976)

Es el más antiguo, y probablemente el más utilizado. Con el tiempo ha ido experimentando modificaciones y mejoras diversas hasta la más reciente versión (Priebe, 1995). Contiene varias hipótesis simplificadoras, que sólo en algunas de las publicaciones (Dhouib *et al.*, 2004) se detallan suficientemente. Por ello, estimamos conveniente exponerlas aquí:

1. La deformación vertical del suelo es la correspondiente a condiciones edométricas, es decir con confinamiento lateral ($\varepsilon_{rs} = 0$):

$$\varepsilon_{vs} = \frac{\sigma_{vs}}{E_{ms}} \quad [8]$$

siendo E_{ms} el módulo edométrico (confinado) del suelo:

$$E_{ms} = \frac{1}{m_{vs}} = \frac{E_s(1 - v_s)}{(1 + v_s)(1 - 2v_s)} \quad [9]$$

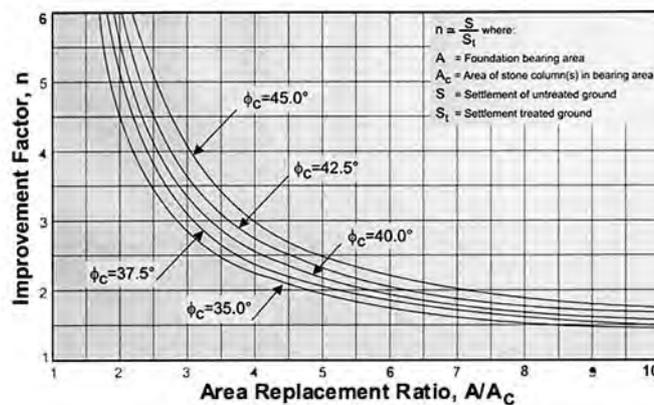


Figura 5. MÉTODO DE PRIEBE. FACTOR DE MEJORA BÁSICO.

2. La columna es rígido-plástica, es decir, sólo se deforma si la tensión horizontal, radial, en su pared es inferior al empuje activo correspondiente a la carga vertical a que está sometida:

$$\sigma_{rc, \min} = k_{ac} \sigma_{vc} \quad [10]$$

3. Alcanzado este estado límite, la columna se deforma sin cambiar de volumen:

$$\varepsilon_{vc} + 2 \varepsilon_{rc} = 0 \quad [11]$$

4. El coeficiente de empuje en reposo del suelo vale la unidad:

$$\sigma_{rs0} = k_{0s} \sigma_{vs} = \sigma_{vs} \quad [12]$$

5. Si la presión radial actuante en la pared suelo-columna ($\sigma_{rc} = \sigma_{rs}$) difiere de este valor, el suelo se deforma elásticamente. Esta deformación se calcula mediante la conocida solución de expansión de cavidad cilíndrica en un medio elástico. Para ello, se supone un estado de deformación plana según el eje de la columna, es decir:

$$\varepsilon_{vs} = 0 \quad [13]$$

Con ello resulta una deformación radial de la pared:

$$\varepsilon_{rc} = (\sigma_{rc} - \sigma_{rs0}) \frac{f(v_s, \rho)}{E_{ms}} = (k_{ac} \sigma_{vc} - \sigma_{vs}) \frac{f(v_s, \rho)}{E_{ms}} \quad [14]$$

siendo $f(v_s, \rho)$ una función de influencia, propia de la solución elástica de la cavidad cilíndrica, de expresión:

$$f(v_s, \rho) = \frac{(1 - v_s)(1 - \rho)}{1 - 2v_s + \rho} \quad [15]$$

La ecuación [14] da la deformación radial de la columna en función de las tensiones verticales desconocidas σ_{vc} y σ_{vs} . De ella, con la condición de incompresibilidad de la columna [11] se obtiene su deformación vertical. Finalmente, igualando ésta a la deformación vertical del suelo [8], se obtiene la relación deseada entre las tensiones de suelo y columna que, junto con la de equilibrio [7] resuelve el problema. Se llega finalmente a la conocida expresión del asiento, a través del factor básico de mejora, n_0 :

$$\frac{1}{\alpha} (= n_0) = \frac{\epsilon_{vs, \text{ sin cols}}}{\epsilon_{vs}} = \frac{\frac{q_A}{E_{ms}}}{\frac{\sigma_{vs}}{E_{ms}}} = \frac{q_A}{\sigma_{vs}} = 1 + \rho \left(\frac{1/2 + f(v_s, \rho)}{k_{ac} f(v_s, \rho)} - 1 \right) \quad [16]$$

Algunas de las hipótesis anteriores son cuestionables. En primer lugar, para calcular la deformación elástica del suelo se calcula la deformación vertical suponiendo nula la horizontal [8], y luego se calcula la deformación radial suponiendo nula la vertical [13]. Se ignoran por tanto las influencias cruzadas (deformación vertical causada por la tensión horizontal y viceversa). Por otra parte, la hipótesis ($k_0 = 1$) para el suelo no está justificada. Por último, al suponer que la columna no cambia de volumen no se tiene en cuenta la influencia de la dilatancia del material, que en una grava debe ser importante y gobernar de forma significativa la expansión radial de la pared; además, esta hipótesis implica que el módulo edométrico, confinado, de la columna, es infinito (si no hay deformación horizontal, la vertical debe ser también nula).

Esta última hipótesis es corregida posteriormente de forma aproximada, introduciendo la deformación vertical confinada de la columna vía un incremento ficticio equivalente de la razón de sustitución. También se hace una corrección para tener en cuenta el crecimiento de la tensión con la profundidad por el peso propio, diferente en el terreno y la columna.

Con estas salvedades, el método proporciona unos resultados razonablemente próximos a la realidad, haciendo intervenir los parámetros más significativos del problema: módulos edométricos de suelo y columna, razón de sustitución, y ángulo de rozamiento de la grava (a través del coeficiente de empuje k_{ac}).

Método de Balaam y Booker (1981)

Es similar al anterior en el planteamiento general, pero mejora alguna de sus hipótesis cuestionables. Así, se realiza un análisis elástico riguroso del sistema: la columna, como un cilindro en condiciones triaxiales sometido a una tensión vertical y otra radial; el terreno circundante, como material elástico sometido a expansión de una cavidad cilíndrica por presión radial en su pared y, simultáneamente, a una cierta presión vertical en su superficie.

Estableciendo la igualdad de asientos de columna y terreno, y compatibilidad y equilibrio en la pared vertical de la interfaz columna-terreno, se dispone de las ecuaciones necesarias para resolver rigurosamente el problema, determinando sus incógnitas simultáneamente (tensiones verticales en columna y terreno, presión radial en la pared y desplazamientos verticales y horizontales).

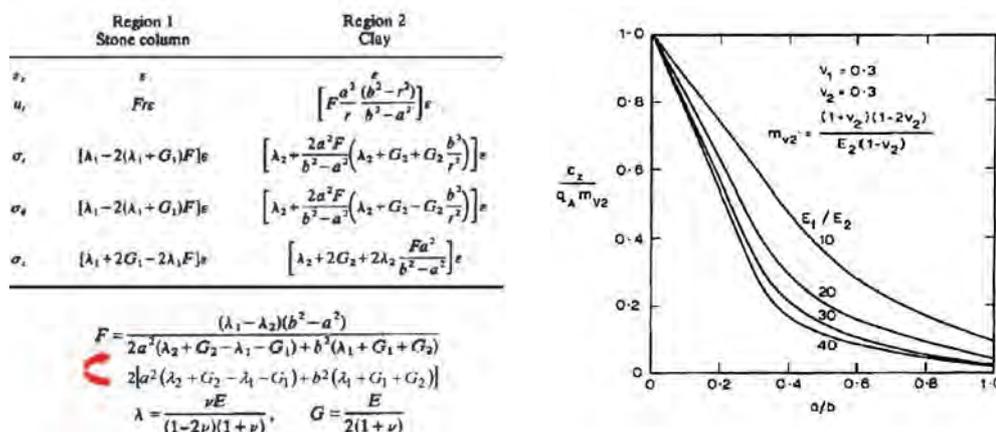


Figura 6. SOLUCIÓN DE BALAAM Y BOOKER (1981). FACTOR DE REDUCCIÓN DE ASIENTOS.

Comparado con el método de Priebe, presenta en contra una desventaja, pues la hipótesis de régimen elástico en las columnas es menos realista que la de limitación de la tensión horizontal al empuje activo. Por ello da resultados algo más optimistas, pues permite a las columnas absorber más carga vertical.

En la Figura 6 se presenta la solución y el resultado en términos del factor de reducción de asientos, en función de la relación de diámetros de columna y celda tributaria ($a/b = \rho^{1/2}$) y la relación de módulos de columna (1) y suelo (2). Se incluye la corrección de una errata de la formulación, indicada por los autores en un artículo posterior (Balaam y Booker, 1985).

Una aportación interesante del método es que distingue entre las dos situaciones de corto plazo (carga sin drenaje) y largo plazo, al final de la consolidación. Para ello, repite el análisis utilizando para el terreno los parámetros no drenados o drenados, respectivamente. El resultado indica que el reparto de tensiones entre columna y terreno no es constante, sino que varía con el tiempo entre los dos instantes considerados. Por otra parte, se pone de manifiesto la existencia de un asiento instantáneo, en contra de lo que resulta de la hipótesis de compresión confinada.

Esta distinción entre las dos situaciones sirve de base a los autores para un análisis de la consolidación, que realizan por elementos finitos.

Método de Van Impe-De Beer (1983)

Presenta la peculiaridad de trabajar en dos dimensiones. En lugar de la célula unitaria cilíndrica, toma una pantalla indefinida equivalente en deformación plana, con un espaciamiento relativo (separación/anchura) igual a la razón de sustitución, ρ , de la malla (Figura 7). En consecuencia, los factores de mejora difieren bastante de los de los métodos anteriores. Para la columna, considera estado de tensiones activo, como en el método de Priebe.

Este método incluye como aspecto singular un análisis de la estabilidad de las columnas frente al estado límite último de la rotura del suelo circundante, que se trata más adelante.

Guía de Cimentaciones (2002)

En la Guía se propone una versión simplificada de los métodos anteriores. Para ello, se parte como dato de las observaciones de asientos en casos reales, adoptando una ley media conservadora entre la razón de sustitución, ρ , y el factor de mejora (reducción de asientos), α . Esta ley se da en la Guía en forma de tabla, pero con gran aproximación obedece a la expresión:

$$\alpha = (1 - \rho)^2 \quad [17]$$

Con ello, el factor de concentración de tensiones, β , resulta:

$$\beta = \frac{1 - \alpha(1 - \rho)}{\rho} = \frac{1 - (1 - \rho)^3}{\rho} = 3(1 - \rho) + \rho^2 \quad [18]$$

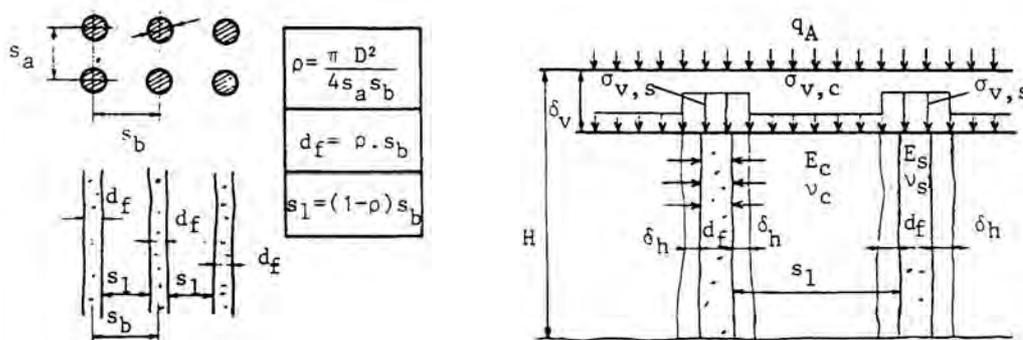


Figura 7. MÉTODO DE VAN IMPE-DE BEER (1983). PANTALLA INDEFINIDA EQUIVALENTE.

5.2. CONSOLIDACIÓN

El segundo efecto de las columnas es acelerar la consolidación, pues obviamente actúan también como drenes verticales. Los primeros análisis de este proceso tomaron los métodos existentes que se habían desarrollado para drenes de arena (Barron, 1948) y prefabricados, considerando el remoldeo provocado por la hinca (*smear*) (Hansbo, 1981).

En estos métodos, se considera también más representativa la hipótesis de deformación vertical uniforme. Además, se desacopla la consolidación por flujo radial hacia el dren de la vertical, utilizando la ecuación de Carrillo (1942):

$$1 - U_{rz} = (1 - U_r) (1 - U_z) \quad [19]$$

siendo U_r y U_z los grados de consolidación radial y vertical, respectivamente, y U_{rz} el combinado.

Sin embargo, la aplicación directa a las columnas de grava ignora algunos aspectos fundamentales de su comportamiento, ya descritos en el Apartado anterior. Esto ha inducido el desarrollo posterior de soluciones adaptadas específicamente a esta técnica.

1. El primer aspecto es la distribución de cargas entre columna y suelo. En los drenes este reparto es inapreciable, pues los drenes no absorben ninguna carga, por su pequeña rigidez y área transversal. En columnas, puede tenerse en cuenta en primera aproximación considerando como carga unitaria la parte soportada por el suelo, σ_{vs} , en lugar de la aplicada, q_A . Para ello, puede tomarse la tensión final obtenida con cualquiera de los métodos expuestos.

El resto de hipótesis de la solución de Hansbo se mantienen: la carga se considera constante con el tiempo, y la deformación es edométrica (confinamiento lateral). El resultado es la misma curva asiento-tiempo de la solución de Hansbo, multiplicada en todos sus puntos por el factor constante de reducción de asientos tomado.

2. Sin embargo, el reparto de cargas no es fijo, sino que varía con el tiempo. Han y Ye (2001) han presentado un análisis según un proceso análogo al de Hansbo (1981), estableciendo la compatibilidad de deformaciones verticales entre suelo y columna en todo momento a través de sus módulos edométricos respectivos, considerando las tensiones efectivas verticales actuantes en cada momento. La ecuación de la consolidación resultante es la misma, pero con un coeficiente de consolidación equivalente, de expresión:

$$c'_h = c_h \left(1 + \frac{\sigma_{vc}}{\sigma_{vs}} \frac{\rho}{1-\rho} \right) = c_h \left(1 + \frac{E_{mc}}{E_{ms}} \frac{\rho}{1-\rho} \right) \quad [20]$$

En la Figura 8 se presenta el resultado de aplicación, comparado con la solución de Balaam y Booker (1981) obtenida con elementos finitos. Lo que en la Figura se denomina Barron, es en realidad aplicando un factor de mejora, como se indica en el punto 1 anterior. El método representa una mejora respecto a éste, aunque aún existen diferencias apreciables.

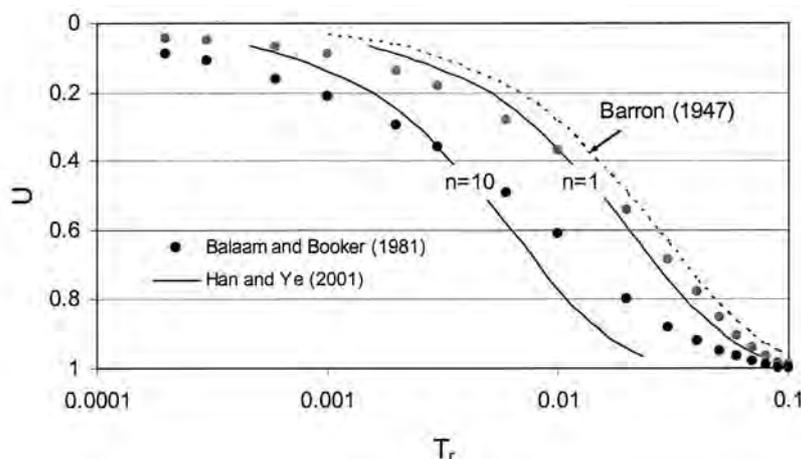


Figura 8. ANÁLISIS DE LA CONSOLIDACIÓN CON DEFORMACIÓN VERTICAL DE LAS COLUMNAS (Han y Ye, 2001).

3. En el método anterior se sigue haciendo la hipótesis de confinamiento horizontal. Esto no es aceptable en el caso de columnas de grava, en las que, como ya se ha visto, los asentamientos dependen en gran medida de la deformación horizontal, tanto del suelo como de la columna. Castro (2006) ha resuelto el problema, siguiendo un proceso análogo al de Han y Ye (2001), pero introduciendo la deformación radial de las columnas, y analizando así la consolidación entre los estados inicial y final de Balaam y Booker (1981). El desarrollo es tedioso, pero el resultado final es nuevamente la misma ecuación diferencial, con un coeficiente de consolidación equivalente distinto del de la ec. [20].

Actualmente está en elaboración la extensión del análisis al comportamiento no elástico de la columna (limitación de estado activo), recuperando así la hipótesis básica del método de Priebe y mejorando el principal inconveniente de la solución elástica.

5.3. RESISTENCIA AL CORTE. CAPACIDAD PORTANTE

Para la evaluación de la mejora de la resistencia al corte proporcionada por las columnas, los métodos de cálculo existentes proponen considerar el sistema terreno-columnas como un único material, con unos parámetros p_i (peso específico, cohesión y tangente del ángulo de rozamiento) definidos por ponderación entre los de ambos elementos:

$$\bar{p}_i = \chi_i p_{ic} + (1 - \chi_i) p_{is} \quad [21]$$

En principio, los coeficientes de ponderación deben ser diferentes para cada parámetro:

- Los pesos específicos, γ , y las cohesiones, c , se deben ponderar con arreglo a las áreas de cada elemento, es decir:

$$\chi_\gamma = \chi_c = \rho \quad [22]$$

- En cambio, la tangente del ángulo de rozamiento interno se debe ponderar teniendo en cuenta el producto del área y la tensión normal actuante, es decir, la carga normal total sobre cada elemento. Para roturas predominantemente horizontales, como en terraplenes, puede utilizarse a este fin la tensión vertical:

$$\chi_{tg\phi} = \rho\beta = 1 - \alpha + \alpha\rho \quad [23]$$

La Guía de Cimentaciones hace esta propuesta, teniendo en cuenta además la tensión vertical que realmente hay en cada zona: bajo el terraplén, o bajo los taludes, o a los lados.

El método de Priebe también propone esta ponderación, pero para la cohesión y el rozamiento recomienda reducir los valores de los coeficientes [22, 23], mediante leyes empíricas:

$$\begin{aligned} \chi_c &= \alpha \quad (< \rho) \\ \chi_{tg\phi} &= 1 - \alpha \quad (< 1 - \alpha + \alpha\rho) \end{aligned} \quad [24]$$

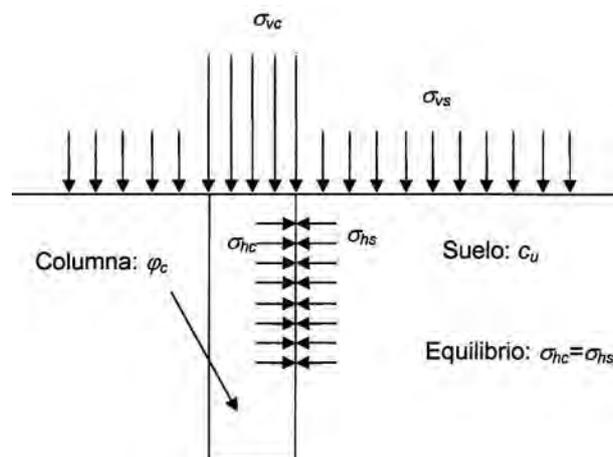


Figura 9. ESQUEMA DE ESTABILIDAD DE UNA COLUMNA.

5.4. ESTABILIDAD DE COLUMNAS

Otro aspecto importante del análisis, sujeto a alguna controversia, es la estabilidad de las columnas, es decir, su capacidad de mantenerse bajo la carga vertical que actúa sobre ellas. Se trata de un término equívoco, pues la columna está en cualquier caso en estado activo, y lo que llega a rotura es el suelo circundante, que no puede soportar la tensión horizontal transmitida por la columna.

En la Figura 9 se presenta el esquema de estabilidad. El equilibrio límite exige:

$$\sigma_{vc} = \frac{\sigma_{hc}}{k_{ac}} = Nc_u + q \tag{25}$$

donde el factor N y la presión q dependen del método de análisis. El coeficiente de empuje activo k_{ac} es del orden de 1/3.

Van Impe y De Beer (1983) asimilan las columnas a pantallas indefinidas. Entonces, la rotura del suelo se produce por compresión horizontal en deformación plana, contra la presión vertical σ_{vs} , con lo que:

$$\sigma_{vc} = \frac{1}{k_{ac}} (2c_u + \sigma_{vs}) \approx 6c_u + 3\sigma_{vs} \tag{26}$$

Si, por el contrario, se considera la geometría real, cilíndrica, de la columna, N es el factor N_{ku} , que es del orden de 6 a 8, y el término q es la tensión horizontal total, σ_{hs0} en el límite de la celda unitaria. Entonces:

$$\sigma_{vc} = \frac{1}{k_{ac}} (N_k c_u + \sigma_{hs0}) \approx 20 c_u + 3 k_{0s} \sigma_{vs} \tag{27}$$

Este valor es el que proponen diversos autores utilizando diferentes mecanismos de rotura (p.ej., Mitchell, 1981).

En función de los valores relativos de c_u y σ_{vs} , puede ser mayor el resultado de la expresión [26] o de la [27]. En cualquier caso, si no se aplicara ninguna carga sobre el suelo circundante ($\sigma_{vs} = 0$), entonces la carga máxima a soportar por la columna sería del orden de $6 c_u$ o $20 c_u$, respectivamente. Si se trata de suelos normalmente consolidados, la resistencia al corte en superficie es prácticamente cero, con lo que la carga límite de la columna se anula. Esto lleva en ocasiones al resultado aparente de que no son viables las columnas de grava en suelos blandos. Sin embargo, esto no es así. Si se trata de un terraplén, el término σ_{vs} no puede ignorarse, y es el que proporciona la estabilidad necesaria. Lo que sería inviable en estos casos es la utilización de columnas de grava para soporte de cimentaciones aisladas, sin sobrecarga estabilizadora.

Hay otro límite inferior de resistencia del suelo: el necesario para que las paredes de las columnas se mantengan, sin que las partículas de grava caigan al fondo. Esto sucede cuando el suelo es tan blando que se comporta como un fluido viscoso. Se puede cuantificar el fenómeno, evaluando la resultante de una resistencia tangencial actuante en toda la superficie de una partícula, e igualándola a su peso. Resulta, para gravas de varios centímetros de diámetro, una resistencia al corte necesaria de 1 a 5 kPa, algo inferior a la correspondiente a arcillas amasadas con la humedad del límite líquido.

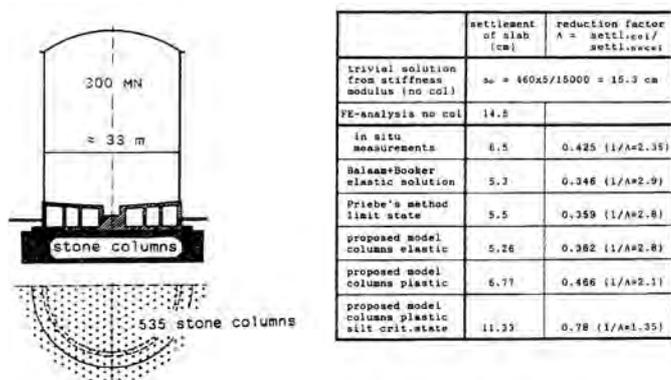


Figura 10. CÁLCULO DE UNA CIMENTACIÓN SOBRE COLUMNAS DE GRAVA POR ELEMENTOS FINITOS MEDIANTE HOMOGENEIZACIÓN (Schweiger, 1989).

5.5. MÉTODOS NUMÉRICOS

Debe por último comentarse la posibilidad de análisis numérico de suelos reforzados con columnas de grava. En principio, los programas existentes admiten cálculos en tres dimensiones, modelando de forma individualizada cada columna e incluso utilizando elementos interfaz en su contacto con el terreno. El problema obvio es la limitación de capacidad de ordenador, tiempo de cálculo, y posibilidad de interpretación de los resultados, aun contando con las actuales herramientas de pre- y post-proceso.

En cualquier caso, sí es posible, y muy útil, el análisis de la célula unidad mediante elementos finitos. Se puede estudiar el reparto de tensiones, procesos de consolidación, estabilidad, etc., sin necesidad de simplificaciones como las expuestas. A lo largo del desarrollo se ha hecho referencia a soluciones numéricas como elementos de comparación.

Otra posibilidad es utilizar técnicas de homogeneización, sustituyendo el sistema columnas-terreno por un medio equivalente. Ello puede hacerse de forma simple, ponderando los parámetros. Para los parámetros elásticos, los módulos se ponderan según medias aritméticas y armónicas en direcciones transversal y longitudinal a las columnas, respectivamente. El resultado es un medio anisótropo equivalente. Los parámetros resistentes son más complicados de ponderar, pues no es habitual contar con un modelo elastoplástico anisótropo en resistencia.

Existen formas rigurosamente más correctas de homogeneización, que han sido aplicadas a columnas de grava (Schweiger, 1889). La Figura 10 muestra un ejemplo. En ella se compara el asiento resultante con los obtenidos por los métodos simplificados elásticos comentados anteriormente.

6. Referencias

- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1981. Analysis of rigid rafts supported by granular piles. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 5,379-403.
- Balaam, N.P. y Booker, J.R. 1985. Effect of stone column yield on settlement of rigid foundations in stabilized clay. *Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech.* 9,331-351.
- Barksdale, R.D. y Bachus, R.C. 1983. Design and construction of stone columns. FHWA/RD-83/026.
- Castro, J. 2006. Análisis del proceso de consolidación de suelos blandos reforzados con columnas de grava para cimentación de terraplenes. Trabajo de Suficiencia Investigadora. Universidad de Cantabria (en preparación).
- Cuéllar, V. 1974. Rearrangement measure theory applied to dynamic behavior of sand. Ph.D. Thesis. Northwestern University. Evanston, Ill.
- Dhouib, A., Wehr, J., Soyez, B. y Priebe, H.J. 2004. Méthode de Priebe: origine, développement et applications. *Amélioration des Sols en Place. ASEP-GI 04* (A. Dhouib, J.P. Magnan y Ph. Mestat, eds.). Paris. 131-146.
- Lukas, R.G. 1995. Dynamic Compaction. *Geot. Eng. Circular No. 1.* FHWA/SA-95-037.
- Han, J. y Ye, S.L. 2001. Simplified method for consolidation rate of stone column reinforced foundations. *J. Geot. Geoenv. Eng., ASCE.* 127:7,597-603.
- Hansbo, S 1981. Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Estocolmo.* 3,677-682.
- López Querol, S. 2006. Modelización geomecánica de los procesos de densificación, licuefacción y movilidad cíclica de suelos granulares sometidos a solicitaciones dinámicas. Tesis Doctoral. Univ. Castilla-La Mancha.
- Magnan, J.P., Droniuc, N., Canepa, Y. y Dhouib, A. 2005. Réflexions sur la conception des colonnes ballastées. *Proc. 16th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Osaka,* 3,1377-80.
- Mayne, P.W., Jones, J.S., y Dumas, J.C. 1984. Ground Response to Dynamic Compaction. *ASCE Journal of Geotechnical Engineering,* 110:6,757-774.
- Ministerio de Fomento 2002. Guía de Cimentaciones en Obras de Carretera. Dir. Gral. Carreteras. Serie Monografías.
- Mitchell, J.K. 1981. Soil improvement - State-of-the-Art Report. *Proc. 10th Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Estocolmo,* 4,509-566.
- Priebe, H.J. 1995. Design of vibro replacement. *Ground Engineering.* 28:10,31-37.
- Sagaseta, C. 1993. Old landfill sites treatment. *Waste Disposal by Landfill. GREEN 93* (R.W. Sarsby, ed.). Bolton, U.K. General Report. Session 5. 591-600.
- Schweiger, H.F. 1989. Finite element analysis of stone column reinforced foundations. PhD Thesis. Dept. of Civil Engineering, University of Wales. Swansea, UK.
- Van Impe, W. y De Beer, E. 1983. Improvement of settlement behaviour of soft layers by means of stone columns. *Proc. 8th Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng. Helsinki.* 1,309-312.

Métodos de control y su aplicación a suelos arcillosos

Claudio OLALLA MARAÑÓN

PROFESOR TITULAR ETSICCP-UPM
LABORATORIO DE GEOTECNIA CEDEX

1. Introducción

Vaya por delante que las técnicas geotécnicas típicas aplicables para el control de mejora en suelos arcillosos son las mismas que existen en otros ámbitos de la Geotecnia para el reconocimiento de suelos. Y en cualquier manual de Técnicas de Reconocimiento de suelos blandos se pueden encontrar todos estos procedimientos. Por ello en este texto voy a reseñar aquellas que están especialmente aconsejadas para el control de una mejora.

Se ha de buscar siempre que sea posible el contraste; es decir, la comparación entre un antes y un después. Ello representa una ventaja, pues por medio de esta comparación las limitaciones de cada técnica se equiparan, se mantienen, y las limitaciones de cada procedimiento quedan soslayadas.

En este sentido interesan los valores medios, los máximos y mínimos, y también los «modales»; es decir, aquellos que se repiten de una manera más sistemática. Se trata de conocer los valores estadísticamente más representativos de los paquetes de suelo arcilloso mejorado, para compararlos con los obtenidos antes de la aplicación de la mejora.

Se puede hablar de técnicas de laboratorio y de técnicas de campo

2. Técnicas de laboratorio

En cuanto las técnicas de laboratorio, los procedimientos disponibles pasan todos ellos por la extracción de muestras inalteradas que sean representativas del estado en que se encuentra el material, tanto antes de la aplicación de la mejora como después de la aplicación de la mejora.

Lógicamente, las propiedades de identificación del material –es decir, la granulometría, los límites o los componentes químicos– no tienen por qué modificarse con la incorporación al terreno de la mejora correspondiente. Con estas muestras, supuestamente inalteradas y supuestamente también representativas del conjunto, se debe buscar la mejora conseguida en base a los índices geotécnicos habituales, como son:

- La densidad natural.
- La humedad.
- El índice de poros.
- Los índices de compresibilidad o entumecimiento deducibles de los ensayos de consolidación en el edómetro.
- La resistencia de los mismos en cualquiera de sus posibilidades (uniaxial, a corte directo o simple, triaxial, etc.).

Así, por ejemplo, un índice de la mejora conseguida es el valor de la densidad seca del material. Lógicamente, dado que los parámetros de resistencia y deformabilidad son función de la densidad, por medio del incremento de densidad se puede disponer de un índice de la mejora mecánica alcanzada.

De la misma manera, la disminución de los contenidos de agua deberá representar también un índice del grado de mejora alcanzado. Es un índice muy sencillo, con una toma de muestras muy simple que permite una gran profusión de datos y que posibilita tener una cuantía de la mejora conseguida. Máxime si el material se encuentra saturado y, por tanto, el valor de la humedad vuelve a ser, al igual que la densidad, representativo de la mejora conseguida en el esqueleto sólido del suelo.

El índice de poros también es representativo de la mejora conseguida. Incluso, al menos teóricamente, se puede correlacionar con los movimientos que se deben registrar en superficie. Es decir, es un índice que puede resultar muy útil para conocer el grado de mejora alcanzado en términos de deformación.

La realización de ensayos de resistencia a compresión simple (puesto que ensayos más sofisticados tipo ensayos de corte, o triaxial, no están del todo justificados), en la medida en que lo que se trata es más de disponer de un índice cualitativo que de obtener un valor cualquiera de los parámetros resistentes, digno de la absoluta confianza.

3. Técnicas de campo

3.1. SONDEOS

Respecto a las herramientas aplicables en el campo, para conocer *in situ* las propiedades o el estado de los suelos, la primera de las posibilidades a cubrir es la ejecución de sondeos. Ello bien como elemento intermediario para obtener las muestras inalteradas representativas, o bien como una alternativa para la realización de ensayos (de penetración dinámica, SPT, habituales, presiómetros, ejecución de pruebas geofísicas, etc.).

3.2. PENETRÓMETROS DINÁMICOS

A pesar de las limitaciones de estas pruebas (en particular en medios cohesivos), su sencillez, su economía y la dilatada experiencia que se tiene con ellas, serán una herramienta de uso aconsejable. También el hecho de ser un procedimiento continuo, desde superficie hasta la profundidad deseada, proporciona una mayor información y las hace más útiles.

En España, a los efectos prácticos, solo se usan las alternativas de «pesada» (UNE 003-800-92 y ASTM-D- 1586-84) y «superpesada» (UNE 103-801-94). Pero lo cierto es que el abanico de posibilidades es muy grande. En la tabla adjunta se muestran las distintas opciones que son preferentemente válidas para suelos blandos. Cuanto más blando se encuentre el terreno, más ligero debe ser el equipo, porque mayor será su sensibilidad. Pero es más difícil de encontrar entre las casas especializadas y más incierta su interpretación.

TIPOS DE PENETRÓMETROS DINÁMICOS

	LIGERA	MEDIA	PESADA	SUPERPESADA
Peso de la maza	10 kg	30 kg	63,5 kg	63,5 kg
Altura de caída	50 cm	50 cm	50 cm	75 cm

Estos datos están tomados del Comité Técnico TC-16 de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos (ISSMFE). Los calificativos y valores utilizados se pueden matizar, pues no existe una doctrina oficial al respecto más allá que la fuente documental reseñada.

No se debe olvidar que el índice N (número de golpes/20 cm de hinca) correspondiente resulta tanto más fiable cuanto la energía liberada para la hinca de la punta es acorde con la sensibilidad del equipo y, por tanto, mejor puede ilustrar de las variaciones ocurridas.

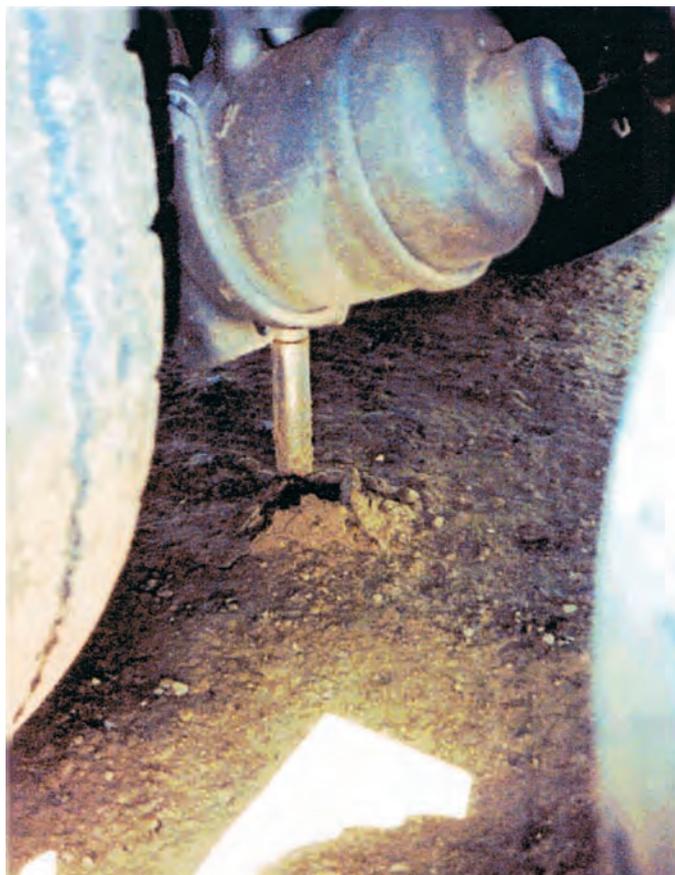


Foto 1. INTRODUCCIÓN DE LA Sonda EN EL TERRENO.

3.3. PENETRÓMETRO ESTÁTICO Y PIEZOCONO

Consiste en la introducción de una sonda, sin medida o con medida de las presiones intersticiales, que se hinca bajo carga en el terreno, a velocidad constante. Se registran simultáneamente datos de la resistencia por la punta, por el fuste y de la presión intersticial. En la foto 1 se muestra un detalle de la sonda del LG-CEDEX durante la hinca del equipo por el eje de un camión. También la figura 1 adjunta muestra los resultados típicos de una prueba.

3.4. PRESIÓMETRO

Éste es un procedimiento de gran calidad, pues:

- Afecta a una masa de suelo importante.
- Se efectúa sin apenas afección del suelo (cuando se toman las medidas oportunas, propias de la buena práctica, lógicamente).
- Informa directamente de la deformabilidad del terreno.
- Si se alcanza la rotura, proporciona también datos directos de la presión de fluencia del terreno.
- Progresivamente se está usando más en nuestro país, por lo que cada vez hay una mayor experiencia de su buen uso y de su aplicabilidad.

Posteriormente se describirá con mayor detalle el «autoperforador», equipo que tiene incluso una mayor calidad que el convencional y que, a pesar de su elevado costo, su uso resulta beneficioso.

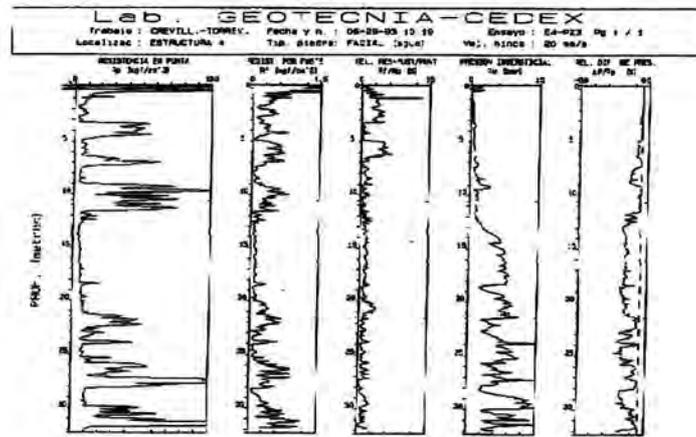


Figura 1. INTRODUCCIÓN DE LA SONDA EN EL TERRENO.

3.5. CONTROL TOPOGRÁFICO

También se suelen medir las reducciones globales de volumen mediante topografía. Se trata de un procedimiento simple, económico, que ilustra acerca del grado de mejora conseguido, pues corrobora la evolución de las densidades de los materiales.

Además, afecta a grandes volúmenes, por lo que su representatividad está garantizada.

3.6. PIEZÓMETROS

Instalando en el terreno los equipos de medida de presiones intersticiales, se puede conocer, mediante piezómetros, la evolución de las mismas durante la consolidación.

Son de particular interés en las precargas, pero también se pueden utilizar para la consolidación dinámica de los suelos saturados.



Foto 2. ESQUEMA DE TRABAJO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL DE ONDAS SUPERFICIALES.

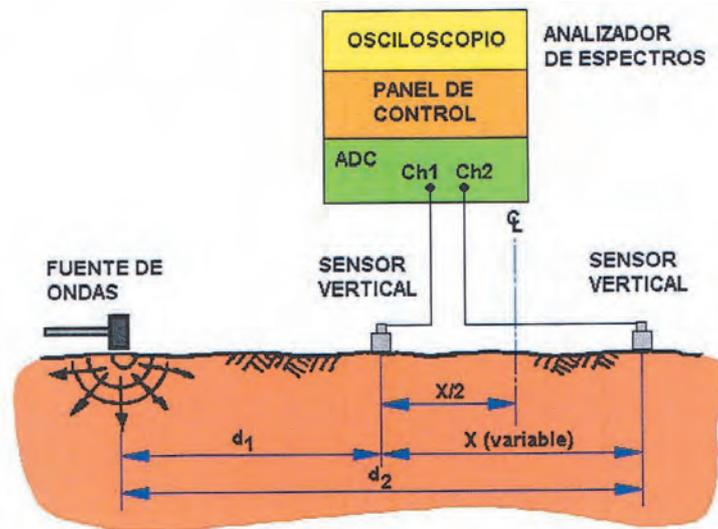


Figura 2. ESQUEMA DE TRABAJO DEL ANÁLISIS ESPECTRAL DE LAS ONDAS.

3.7. GEOFÍSICA

Mención especial se debe otorgar –respecto de todas las técnicas geofísicas disponibles–, fundamentalmente, a dos de ellas:

- Por un lado, la sísmica refracción.
- Por otro lado, la determinación de los velocidades de transmisión de las ondas tipo Rayleigh.

En el primer caso, esta técnica sólo será aplicable cuando exista claramente una diferencia entre el suelo más deformable, más somero –es decir, menos resistente y más superficial–, respecto al que exista por debajo de él (que debe ser más resistente y rígido). En caso contrario, esta técnica no suministrará información útil alguna, pues las ondas se transmitirán de manera más directa por el suelo más superficial.

Sin embargo, por el contrario, la medición de la evolución del espectro provocado por el paso de las ondas superficiales en el terreno sí permite detectar las velocidades de transmisión de las ondas por debajo de paquetes de suelo más resistentes. En aquellos casos en los que se haya colocado,



Figura 3. DISPOSICIÓN DE GEÓFONOS EN EL CAMPO.

por ejemplo, una primera capa de un suelo regularizador, granular e inerte, esta técnica sí permite conocer las velocidades de transmisión de los suelos más profundos.

Los medios materiales a utilizar –y sobre todo las herramientas matemáticas que se necesitan para su interpretación– son más sofisticados que en el caso anterior. Sin embargo, su versatilidad y sus potencialidades son claramente superiores.

En la foto 2 y en las figuras 2 y 3 adjuntas se muestra el procedimiento de ejecución de estas pruebas, así como la disposición de los equipos en el campo.

4. Control de la consolidación dinámica de un suelo arcilloso saturado: Los rellenos arcillosos del recinto del muelle Juan Carlos I en Algeciras (Cádiz)

A continuación voy a describir un caso concreto en el cual se aplicó una técnica no novedosa como es la compactación (consolidación) dinámica, mediante impacto de una maza que cae libremente. La novedad, en este caso, al menos en España, fue que se aplicó a un material arcilloso saturado y blando. Es decir, un material en el cual *a priori* no existía garantía alguna de poder conseguir el objetivo de mejorar deseado y con el cual existe poca experiencia.

Con este ejemplo se quieren mostrar dos aspectos:

- Por un lado, ofrecer la oportunidad contrastada de aplicar la compactación dinámica a suelos arcillosos saturados blandos.
- Por otro lado, mostrar el abanico de posibilidades que existe para controlar el beneficio conseguido.

Este trabajo ha sido ya publicado con más detalle en el I Congreso Nacional de «Geotecnia y Medio Ambiente», organizado por la Asociación Técnica de Puertos y Costas, que tuvo lugar en Huelva en el 2004. Próximamente, en este año 2006, va a ser publicado en la revista *Ground Improvement*, que se edita en Londres.

Es consecuencia del trabajo llevado a cabo fundamentalmente por los Doctores Ingenieros de este Laboratorio José Luis Monte y Áurea Perucho, junto con el responsable de Infraestructuras del Puerto de Algeciras, don Alfredo Carrasco. En este caso, vaya mi reconocimiento al trabajo realizado por ellos y de los cuales en esta ocasión yo soy un mero portavoz.

INTRODUCCIÓN

En el puerto de Algeciras se han llevado a cabo las obras de ampliación del actualmente denominado muelle Juan Carlos I. Entre otras actividades, han consistido en la ejecución por fases de unos rellenos para crear la superficie necesaria de servicio en la terminal de contenedores previamente existente.

Dichos rellenos se han ido ejecutando en bandas, constituyendo éstas las diferentes fases de ejecución, habiéndose adoptado como tratamiento general de mejora del terreno un proceso convencional de consolidación estática mediante precarga con mechas drenantes. Estas fases se precargaron hasta la cota +8. (Véase Foto 3.)

El estado original del área a rellenar estaba configurado por un fondo marino situado en su mayor parte entre las batimétricas – 5 a – 11. El material de relleno, proveniente del dragado de la zona del entorno, incluía una mezcla de materiales de distintos tamaños, pudiendo describirse como una arena limosa, algo arcillosa, con gravas y bolos. Este relleno es lo que se denominó «relleno de fondo».

Cuando dejó de ser económicamente viable el normal funcionamiento de los gánguiles se continuó rellenando el recinto mediante relleno hidráulico, dando lugar a un desplazamiento del fango que provocó una «estratificación» del conjunto con una capa relativamente homogénea de suelo arcilloso muy blando de unos 5 m de espesor. Se le denominó como «fango».

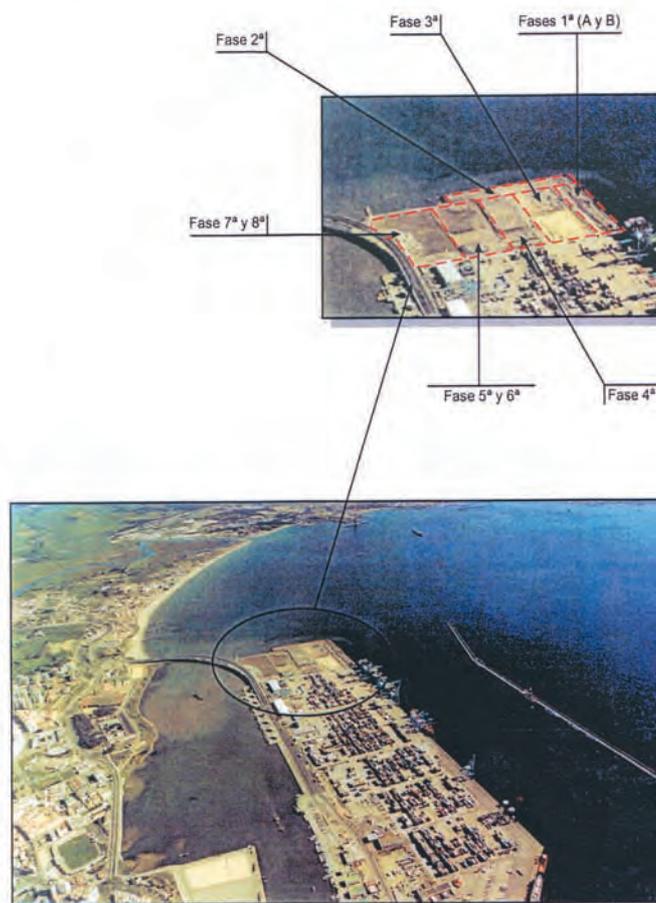


Foto 3. ZONA OBJETO DEL ESTUDIO. PUERTO DE ALGECIRAS (Cádiz).

Por razones de explotación portuaria, se tuvo que levantar la precarga sin haber logrado el objetivo deseado en algunas fases. Por ello, en un momento determinado, se analizaron posibles alternativas de tratamiento de mejora. Se identificaron como posibles la consolidación estática, la consolidación dinámica y las columnas de grava. El método finalmente adoptado fue el de la consolidación (compactación) dinámica.

En las fotografías de la figura 1 se muestra la situación de la obra y las distintas fases de ejecución de los rellenos.

La superficie total tratada mediante consolidación dinámica fue de unos 28.500 m².

4.1. TRATAMIENTO DE CONSOLIDACIÓN DINÁMICA REALIZADO

4.1.1. Introducción

Con la consolidación dinámica, la mejora de las características mecánicas de un suelo compresible se consigue mediante la aplicación repetida de impactos de alta intensidad sobre la superficie del terreno. El método consiste en la caída de una maza pesada desde una cierta altura sobre la superficie del terreno a tratar, en diferentes puntos de dicha superficie. Se aplican, por tanto, sobre la zona sobrecargas muy altas cuya actuación se produce durante intervalos de tiempo muy cortos.

aplicación del tratamiento a suelos finos se requiere el empleo de varias fases de compactación con un intervalo de tiempo entre las mismas que permita la disipación de las presiones intersticiales que se originan. La experiencia es mucho más limitada.

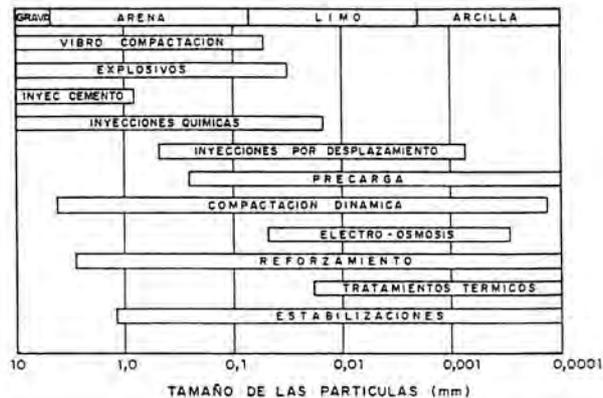


Figura 4. MEJORA APLICABLE A DIFERENTES TIPOS DE SUELOS (Mitchell, 1981).

En la figura 4 se recogen las distintas técnicas de mejora aplicables a diferentes tipos de suelo de acuerdo con Mitchell (1981). Se aprecia que esta técnica es posible de aplicar a suelos finos muy diferentes; prácticamente, a todos.

Las ondas originadas por la repentina energía liberada producen un importante incremento de las presiones intersticiales, en un intervalo muy corto de tiempo y una evolución consecuente de la estructura del suelo. En suelos arcillosos saturados, las posibilidades son más discutibles en la medida en la que el agua rellena todo el espacio intergranular y cabe la posibilidad de un remoldeo, un amasado, frente al efecto deseado de mejora del esqueleto sólido del suelo.

El espesor de terreno a tratar y sus características determinan los principales parámetros que rigen este proceso de consolidación dinámica. A este respecto, se consideran factores importantes los siguientes:

- La energía que se aplica al terreno en cada impacto.
- La geometría de la maza que origina el campo tensional aplicado al terreno.
- El espesor y naturaleza de la capa de impacto.
- El número de impactos en cada punto que debe ser inferior al nivel de «saturación energética» del terreno.
- La energía de «saturación» del paquete de suelos a mejorar.
- La distribución geométrica de los puntos de impacto, o malla de impactos, que debe lograr una distribución adecuada del campo tensional evolutivo en cada impacto.
- El número de fases.
- La demora entre fases sucesivas.

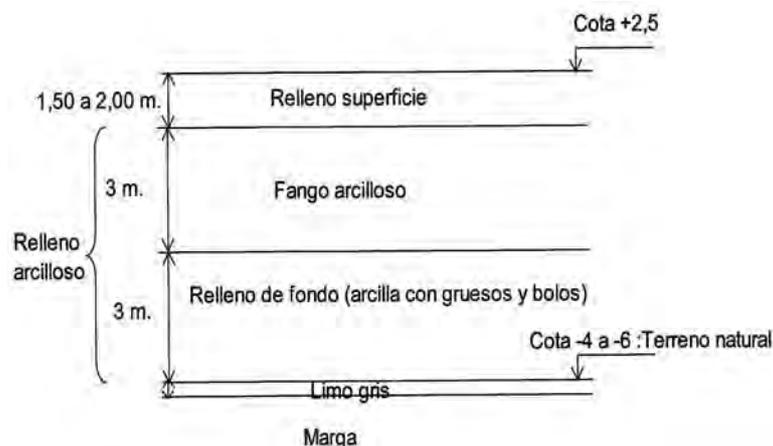


Figura 5. ESQUEMA DEL TERRENO.



Foto 4. ASPECTO DEL MATERIAL TRATADO Y ZONA DE EXTRACCIÓN DE LA MUESTRA.

La consolidación (compactación) del terreno debe realizarse de forma progresiva, desde los niveles más profundos hacia los superiores, mediante una adecuada distribución de impactos, comenzando por una malla abierta que se va cerrando en fases sucesivas, obteniéndose así un suelo homogéneamente tratado.

4.1.2. Esquema del terreno a tratar

El esquema del terreno que se trató en este caso (Laboratorio de Geotecnia del CEDEX - 2002), así como los espesores estimados, es el que se muestra en la figura 5.

El relleno arcilloso se ha considerado subdividido en dos capas de espesor similar: la inferior, constituida por lo que se ha denominado «relleno de fondo», con alguna partícula gruesa, y la superior, por «fango arcilloso».

Previamente a la ejecución del tratamiento se realizaron unas catas para visualizar *in situ* el estado del suelo blando arcilloso. Presentaba una humedad intermedia comprendida entre los valores de los límites líquido y plástico. Al golpear con la cuchara de la pala se apreciaba el efecto de «colchoneo» de esta capa sobre la arcilla blanda. En las fotografías número 4 se muestra el estado natural del suelo: una arcilla plástica de consistencia blanda.

4.1.3. Parámetros principales del tratamiento efectuado

En líneas generales, las características que definen el tratamiento realizado han sido las siguientes:

- Malla de impactos: cuadrícula de 5 metros de lado.



Foto 5. GRÚAS Y MAZAS UTILIZADAS.

- Fases: tres. La primera y la tercera, golpeando en las esquinas de los cuadrados, y una segunda fase, golpeando en los centros.
 - Altura de caída: unos 8 m (en el área 7 fue del orden de 10 m).
 - Peso de la maza: 14 toneladas. Estaba formada por planchas metálicas de 2,16 m² de área. También se utilizó una maza del mismo peso, pero de 3,95 m² de área en su base.
 - Número de golpes por punto: Se dieron 6 golpes en la primera fase y 8 golpes en la segunda y tercera; en el área 7 fue de 10 golpes en cada fase. La excepción lo constituyó una zona de ensayo («fase 7 de ensayo») en donde se llegaron a dar 20 golpes en cada fase. No se conseguía el efecto deseado.
 - Energía por golpe: 14 ton × 7 m. = 98 ton · m.
 - Tiempo de demora entre fases: Por condicionantes de ejecución de la obra, fue superior a tres semanas.
- En las fotografías 5 adjuntas se observan las grúas y mazas empleadas en el tratamiento.

4.2. Control del tratamiento

4.2.1. Campaña previa al tratamiento

Se realizó una primera campaña de reconocimiento con anterioridad al tratamiento de consolidación dinámica. La campaña de control consistió en la ejecución de los ensayos de campo y de laboratorio que se describen a continuación:

a) ENSAYOS DE CAMPO:

5 sondeos a rotación con recuperación continua de testigo. En dichos sondeos se procedió a la toma de muestras inalteradas, con tomamuestras Shelby. También se realizaron ensayos de penetración estándar (SPT), a razón de 2 ensayos por sondeo,

10 ensayos presiométricos en el interior de los 5 sondeos anteriores (2 ensayos por sondeo). Estos ensayos se realizaron con un presiómetro de tipo convencional LLT-M 4189 de la casa comercial OYO.

En 5 sondeos se instalaron 10 piezómetros de cuerda vibrante, 2 en cada uno de ellos.

26 ensayos de penetración dinámica continua con penetrómetro Borros automático.

5 ensayos de penetración estática con piezocono. Se han realizado un total de 39,4 ml de penetración estática con registro continuo y medida de presiones intersticiales y 8 ensayos de disipación.

b) ENSAYOS DE LABORATORIO:

Sobre las muestras tomadas en campo, alteradas e inalteradas, se realizaron los siguientes ensayos de laboratorio:

- Determinación de la humedad natural en 19 muestras.
- Determinación de los límites de Atterberg en 29 muestras.
- Determinación del peso específico de las partículas en 11 muestras.
- Determinación del contenido de sulfatos en 5 muestras.
- Determinación del contenido de materia orgánica en 26 muestras.
- Análisis granulométrico por tamizado en 30 muestras.
- Ensayos edométricos en 10 muestras inalteradas, cargando hasta 1 MPa y con un ciclo de descarga-recarga a 300 kPa.
- Ensayos de compresión triaxial con saturación, consolidación previa y rotura rápida sin drenaje, con medida de las presiones intersticiales en 5 muestras inalteradas (una de ellas sin medida de presiones intersticiales).
- Ensayos de compresión triaxial con consolidación previa, rotura con drenaje y medida del cambio de volumen, en 4 muestras inalteradas.

4.2.2. Campaña posterior al tratamiento

Posteriormente se realizó una segunda campaña de control con el fin de evaluar la mejora producida. Esta segunda campaña consistió en la realización de los siguientes ensayos:

a) ENSAYOS DE CAMPO:

8 sondeos a rotación con recuperación continua de testigo, a una distancia aproximada de medio metro del lugar en el que se habían realizado los sondeos de la primera campaña, con el fin de poder correlacionar mejor los resultados obtenidos. Se realizaron 11 ensayos de penetración estándar (SPT) y se procedió a la extracción de 10 muestras inalteradas con tomamuestras Shelby, para la realización de ensayos de laboratorio. Del sustrato rígido se tomaron 9 testigos parafinados.

Se realizaron otros 10 ensayos presiométricos convencionales en los sondeos, aproximadamente a las mismas profundidades que los correspondientes a la primera campaña y con el mismo equipo de ensayo.

También se llevaron a cabo 5 ensayos presiométricos con el equipo autopercutor.

30 ensayos de penetración dinámica con el mismo penetrómetro Borros automático y el mismo personal a pie de máquina que el utilizado en la fase anterior.

5 ensayos de penetración estática con piezocono (P-1 a P-5). Se realizaron un total de 42 ml de penetración estática con registro continuo y medida de presiones intersticiales y 5 ensayos de disipación.

b) ENSAYOS DE LABORATORIO:

- Determinación de la humedad natural en 10 muestras.
- Determinación de los límites de Atterberg en 31 muestras.
- Determinación del peso específico de las partículas en 12 muestras.
- Análisis granulométrico por tamizado en 30 muestras.
- Ensayos edométricos en 7 muestras inalteradas, cargando hasta 1 MPa y con un ciclo de descarga-recarga a 300 kPa.
- Ensayos de compresión triaxial con consolidación previa, rotura con drenaje y medida del cambio de volumen, en 2 muestras inalteradas.
- Ensayos de resistencia a compresión simple en 7 muestras.

4.3. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

4.3.1. Ensayos de laboratorio

En la figura 6 adjunta se muestra la plasticidad del material mejorado.

A su vez, las curvas granulométricas reflejan la presencia de un limo arcilloso con un porcentaje de finos de tamaño limo del orden de un 70 % y un porcentaje de partículas de tamaño arcilla (<0,002 mm) del orden de un 30 %.

A continuación se indican, separados en los dos subniveles antes indicados (fango y relleno de fondo), los valores medios más relevantes que se obtienen de los principales ensayos realizados.

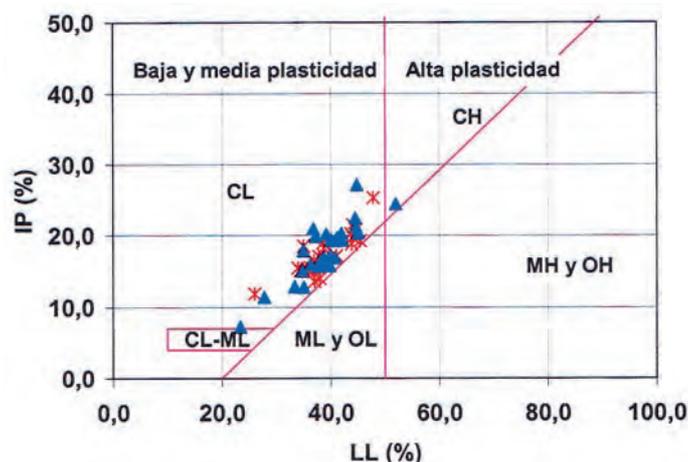


Figura 6. GRÁFICO DE CASAGRANDE
(x: antes del tratamiento; Δ: después del tratamiento).

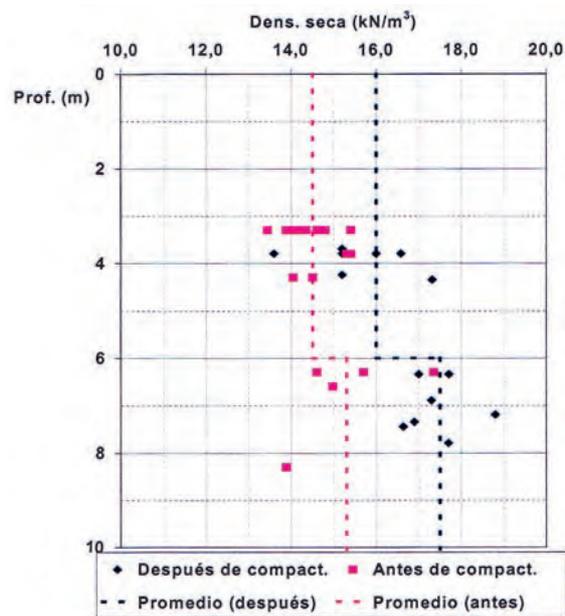


Figura 7. DENSIDAD SECA ANTES Y DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN.

a) **DENSIDAD SECA:**

En la figura 7 se recogen gráficamente los valores obtenidos de la densidad seca.

Los valores medios de la densidad seca antes y después del tratamiento se recogen en la siguiente tabla:

VALORES MEDIOS DE LA DENSIDAD SECA

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	DENSIDAD SECA (kN/m ³)	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	17	9
	Valor medio	14,5	16,0
	Desviación típica	0,5	1,3
Relleno de fondo	Número de datos	5	6
	Valor medio	15,3	17,5
	Desviación típica	1,3	0,8

Se observa que tras el tratamiento de consolidación los valores de la densidad seca del relleno arcilloso aumentan un promedio de 1,5 a 2,2 kN/m³, lo que supone un incremento de entre un 10 y un 15 %, respectivamente.

b) **HUMEDAD NATURAL:**

En la figura 8 se recogen gráficamente los resultados obtenidos antes y después de la compactación.

Los valores medios de la humedad natural de las muestras tomadas antes y después del tratamiento son los que se recogen en la tabla de la página siguiente:

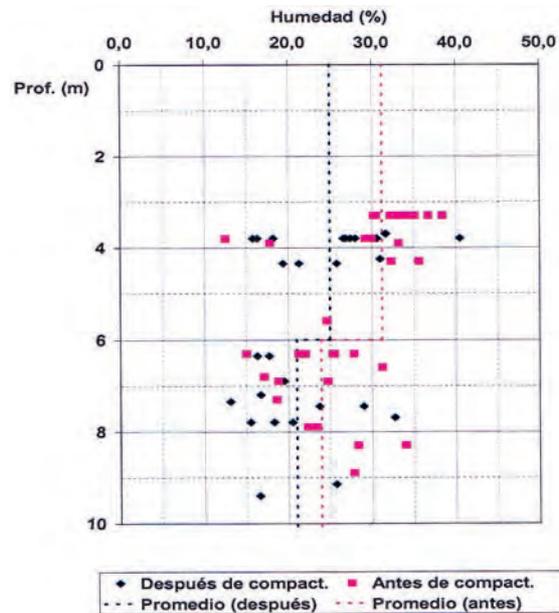


Figura 8. HUMEDAD NATURAL ANTES Y DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN.

VALORES MEDIOS DE LA HUMEDAD NATURAL

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	HUMEDAD NATURAL (%)	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	22	17
	Valor medio	31,2	25,0
	Desviación típica	6,0	7,1
Relleno de fondo	Número de datos	16	11
	Valor medio	23,9	21,0
	Desviación típica	5,2	6,1

De la misma manera que en el caso anterior, se observa que, tras el tratamiento de consolidación, los valores de la humedad natural del relleno arcilloso disminuyen entre un 3 y un 6 %.

Considerado globalmente todo el relleno arcilloso, antes de la compactación se tiene un valor medio de la humedad de 28,1 %, comprendido entre los valores medios de los límites líquido (40 %) y plástico (22 %). Después de la compactación se tiene un valor medio global de la humedad natural de 23,4 %, bastante próximo al límite plástico del suelo.

c) ÍNDICE DE POROS:

En la figura 9 se recogen gráficamente los resultados obtenidos de los índices de poros iniciales antes y después del tratamiento de consolidación.

Los valores medios de los índices de poros de las muestras tomadas antes y después del tratamiento son los que se indican en la tabla de la página siguiente:

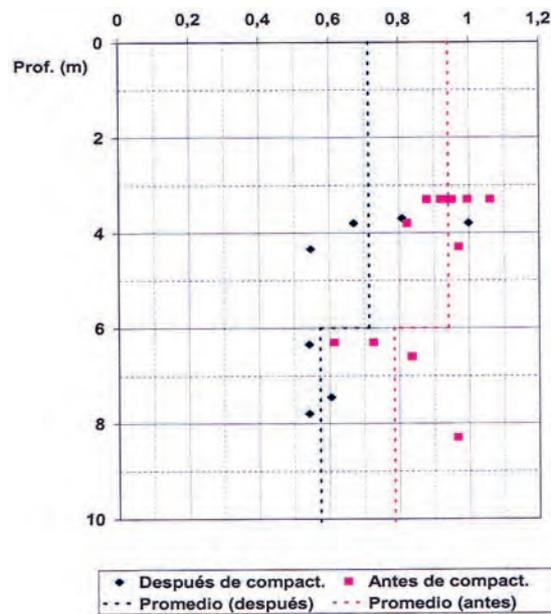


Figura 9. ÍNDICE DE POROS INICIAL ANTES Y DESPUÉS DE LA COMPACTACIÓN.

VALORES MEDIOS DEL ÍNDICE DE POROS

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	ÍNDICE DE POROS	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	8	5
	Valor medio	0,941	0,714
	Desviación típica	0,072	0,193
Relleno de fondo	Número de datos	4	2
	Valor medio	0,786	0,574
	Desviación típica	0,151	0,045

Se observa de nuevo que tras el tratamiento de consolidación los valores de los índices de poros iniciales del relleno arcilloso disminuyen del orden de 2 décimas, lo cual implica en el suelo denominado fango que su evolución es tal que puede considerarse que pasa de un estado calificable como «blando» a un estado de compacidad calificable como «medio». En el relleno de fondo su evolución se puede considerar que pasa desde una compacidad «media» a un estado de compacidad «alta».

4.3.2. Ensayos de campo

Los resultados más destacados que se han obtenido se indican a continuación:

a) ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA:

Se realizaron tanto ensayos de penetración estándar dentro de los sondeos (SPT) como ensayos de penetración dinámica continua tipo Borros. Estos últimos se llevaron a cabo con una máquina automatizada, que fue la misma en ambas campañas de ensayos (anterior y posterior al tratamiento).

a.1) En los ensayos de penetración estándar realizados en los sondeos no se pudo apreciar ninguna mejora, puesto que los resultados de los ensayos (reflejados por el valor del número de penetración estándar N_{SPT}) después del tratamiento son análogos a los que se obtuvieron en la campaña previa al tratamiento.

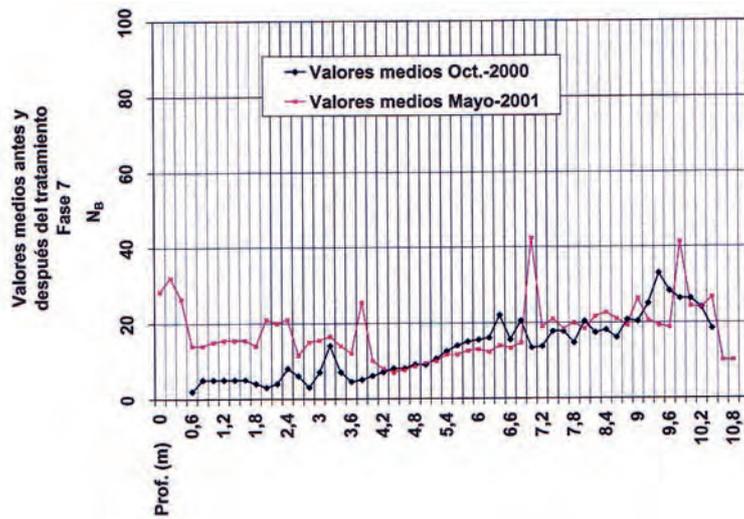


Figura 10. VALORES DE N_B EN EL «ÁREA 7»
(ya tratada en su mayor parte al efectuar la campaña de ensayos de octubre de 2000)

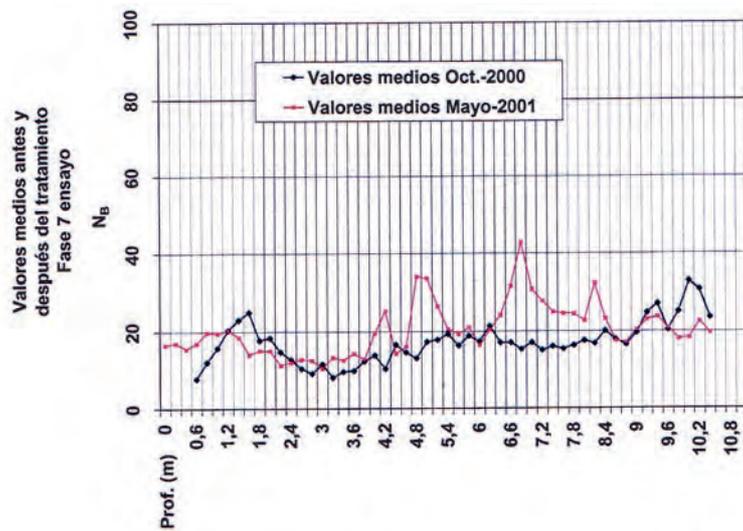


Figura 11. VALORES DE N_B EN EL «ÁREA 7 DE ENSAYO»
(ya tratada en su mayor parte al efectuar la campaña de ensayos de octubre de 2000)

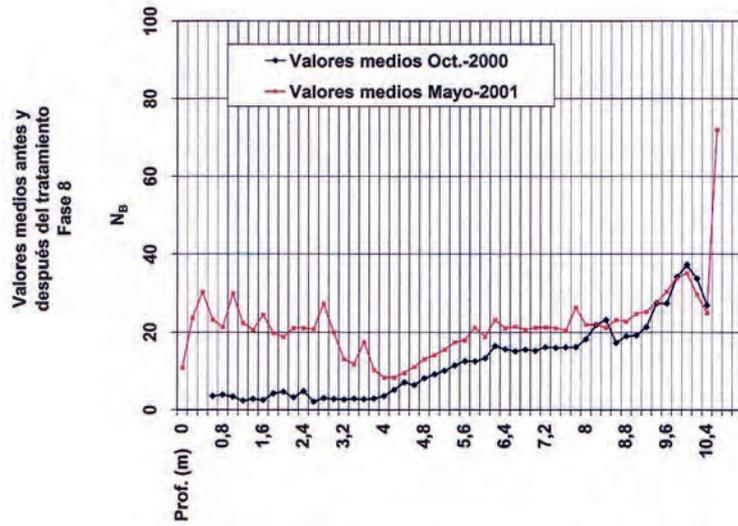


Figura 12. VALORES DE N_B EN EL ÁREA 8.

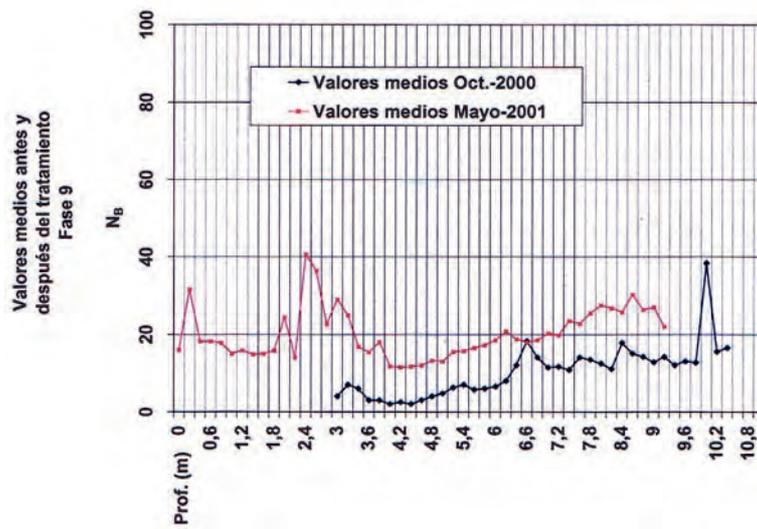


Figura 13. VALORES DE N_B EN EL ÁREA 9.

Este aspecto, no obstante, ya se preveía con antelación, puesto que es dudosa la obtención de resultados fiables con este tipo de ensayo en suelos blandos con el nivel freático tan elevado. Es probable que se produzcan sifonamientos y desmoronamientos en el tramo de ensayo, dando unos resultados poco fiables. Es muy difícil, por tanto, evitar que la mecánica inherente a la ejecución del sondeo permita cuantificar la variación producida por el tratamiento del terreno mediante ensayos SPT.

- a.2) Con los ensayos de penetración dinámica continua tipo Borros, en cambio, al introducir una puntaza que penetra continuamente desde la superficie se evita el peligro de sifonamiento y desmoronamiento, por lo que se considera que resulta un ensayo más adecuado para este tipo de suelos, a pesar de la elevada energía que se libera.

Como resumen de los resultados obtenidos, se recogen a continuación las gráficas de los valores medios de los números de penetración N_B registrados a cada profundidad (Figs. 10 a 13). Los gráficos se han representado divididos por fases o áreas de ensayo. Conviene recordar que la fase 7 (o área 7) ya había sido tratada en parte cuando se realizó la primera campaña de ensayos, por lo que la mejoría apreciada es menor. Por otra parte, la llamada fase o área 7 de ensayo consistió en una pequeña zona de ensayo ubicada dentro de la propia fase 7, en la cual se realizaron pruebas de caída de la maza a diferentes alturas con el fin de observar visualmente el comportamiento del terreno y decidir los criterios a seguir para el tratamiento.

En las gráficas se aprecia una mejora bastante notable en la resistencia del terreno en toda la profundidad del relleno fangoso.

b) ENSAYOS PRESIOMÉTRICOS:

Se ejecutaron pruebas con el presiómetro convencional y con el autoperforador.

Lo importante de este segundo tipo de prueba, con el «autoperforador», es que las paredes del sondeo quedan muy poco alteradas por la ejecución del mismo y el presiómetro actúa sin apenas haber afectado al estado natural del terreno. La membrana que se dilata no gira, simplemente acompaña, a rebufo, la perforación del tramo final. Los tiempos y costos del equipo son superiores, pero la calidad de la prueba es claramente superior, por lo que su uso está sin lugar a dudas recomendado cuando se desean valores realmente ajustados.

En la figura 14 se muestra el esquema del equipo.

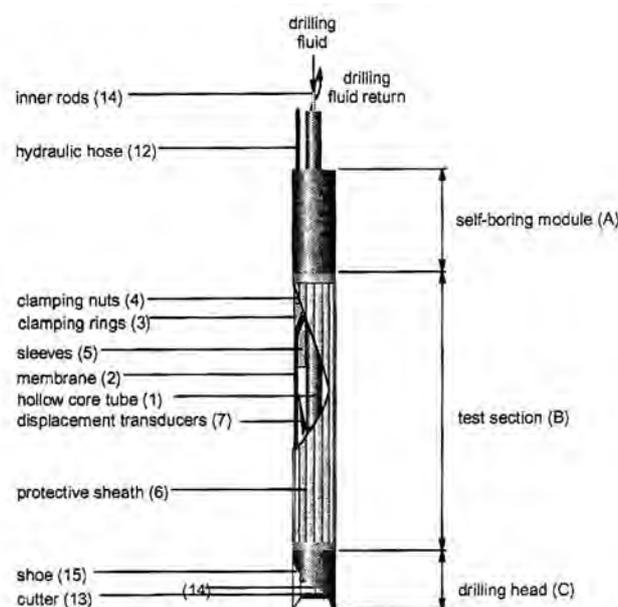


Figura 14. CROQUIS DEL EQUIPO Y SU MEMBRANA.

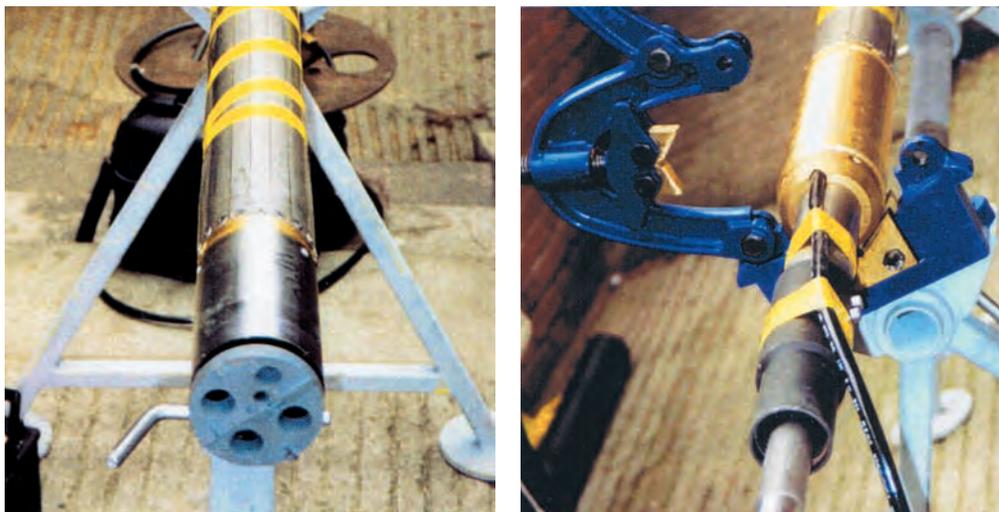


Foto 6. CABEZAL, MEMBRANA Y TUBERÍA DE RETORNO.

En las fotos 6 se observa el aspecto que presenta el equipo del Laboratorio de Geotecnia. En particular, en la primera foto se aprecia el cabezal convencional que tiene para la ejecución del sondeo, sin que la membrana del presiómetro gire, pues permanece fija, y en la segunda foto se observa el tubo interior por el que se saca el detritus del sondeo, de nuevo sin alterar la situación de la membrana del equipo.

En la foto 6 se muestra el cabezal especialmente diseñado en el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX para la ejecución de pruebas en suelos duros (Cano, 2004).

En la tabla adjunta se recogen los valores estimados de los módulos presiométricos, siendo E_i el módulo presiométrico inicial, correspondiente al tramo «pseudo-elástico» de la curva presión-deformación del ensayo, y E_c , el módulo secante correspondiente al ciclo de carga-descarga de la curva.

Asimismo se recogen los valores estimados de las presiones de fluencia, P_y (presión a la cual el terreno comienza a plastificar), y de las presiones límite, P_l (máxima presión que se alcanza en un ensayo presiométrico a partir de la cual la cavidad de ensayo se deforma indefinidamente, no admitiendo más incrementos de presión).



Foto 7. CABEZAL ESPECIALMENTE DISEÑADO PARA EL SONDEO DE SUELOS ARCILLOSOS.

MÓDULO PRESIOMÉTRICO INICIAL

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	MÓDULO PRESIOMÉTRICO INICIAL, E_i (kPa)	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	4	5
	Valor medio	800	2.300
	Desviación típica	200	900
Relleno de fondo	Número de datos	4	5
	Valor medio	1.100	2.900
	Desviación típica	300	1.800

Se observa que tras el tratamiento de consolidación dinámica efectuado estos módulos aumentan notablemente, casi al triple de su valor inicial. La figura 15 recoge gráficamente los resultados indicados:

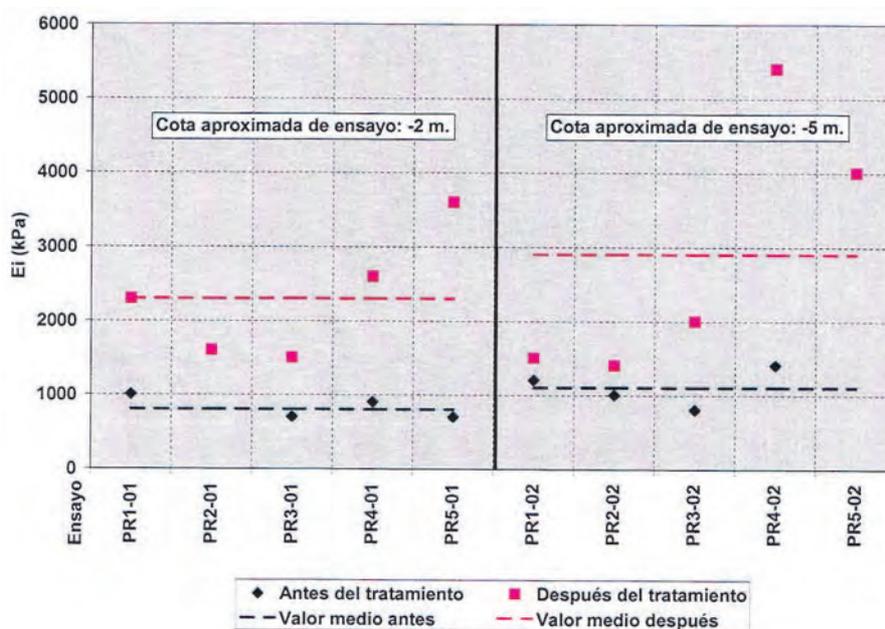


Figura 15. VALOR DEL MÓDULO PRESIOMÉTRICO INICIAL.

Los valores medios del módulo presiométrico secante, antes y después del tratamiento se recogen en la tabla siguiente:

MÓDULO PRESIOMÉTRICO EN CICLO DE CARGA-DESCARGA

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	MÓDULO PRESIOMÉTRICO CICLO, E_c (kPa)	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	1	5
	Valor medio	2.700	12.100
	Desviación típica	–	5.000
Relleno de fondo	Número de datos	4	5
	Valor medio	3.700	10.900
	Desviación típica	1.100	7.600

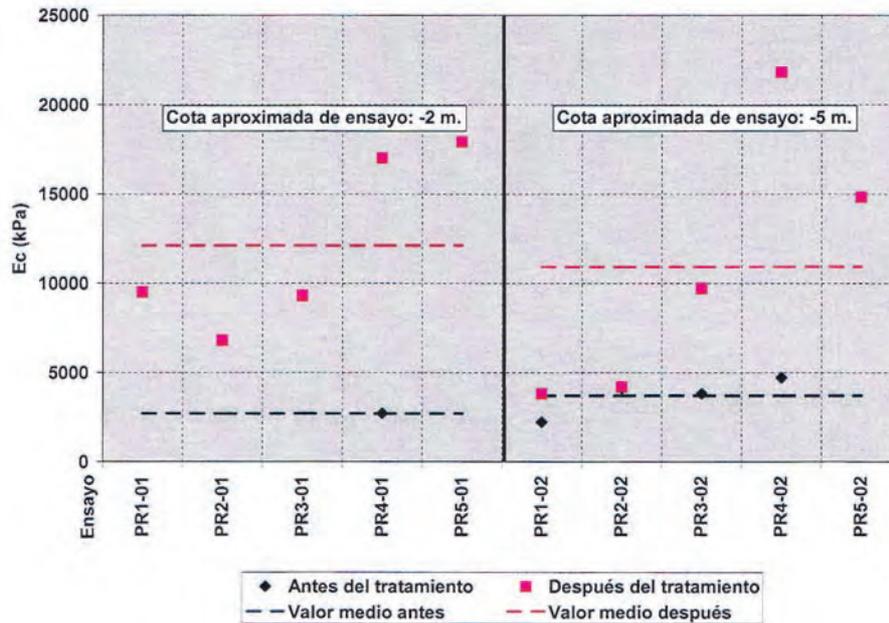


Figura 16. VALOR DEL MÓDULO PRESIOMÉTRICO DE DESCARGA-RECARGA.

Se observa de nuevo que tras el tratamiento de consolidación dinámica efectuado también estos módulos aumentan notablemente. En la figura 16 se recogen gráficamente los resultados indicados.

Por otra parte, los valores medios de la presión límite obtenida en los ensayos se recogen en la tabla siguiente:

PRESIÓN LÍMITE

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	PRESIÓN LÍMITE, P_l (kPa)	
		Antes	Después
Fango	Número de datos	4	5
	Valor medio	200	500
	Desviación típica	100	100
Relleno de fondo	Número de datos	4	5
	Valor medio	400	600
	Desviación típica	200	200

Se observa un aumento notable del valor de esta presión tras el tratamiento de consolidación dinámica realizado. Gráficamente se recogen estos valores en la figura 17.

b) ENSAYOS DE PENETRACIÓN ESTÁTICA CON PIEZOCONO:

Se han realizado 10 ensayos, 5 de ellos antes del tratamiento, y los otros 5, después. En 3 de ellos (PZ-1, PZ-2 y PZ-5) se observa una clara mejoría del terreno, con un aumento importante de las resistencias por punta del terreno. En el PZ-4 no se observa ninguna mejoría y en el PZ-3 se han medido después del tratamiento unas resistencias bastante menores que las iniciales. Conviene indicar que se trata de un ensayo muy delicado de realizar y cuyos resultados se pueden ver muy afectados por la velocidad de penetración de la sonda. En el caso de la lectura de las presiones intersticiales, dicha lectura se pierde con frecuencia, no registrando ni tan siquiera la presión hidrostática.

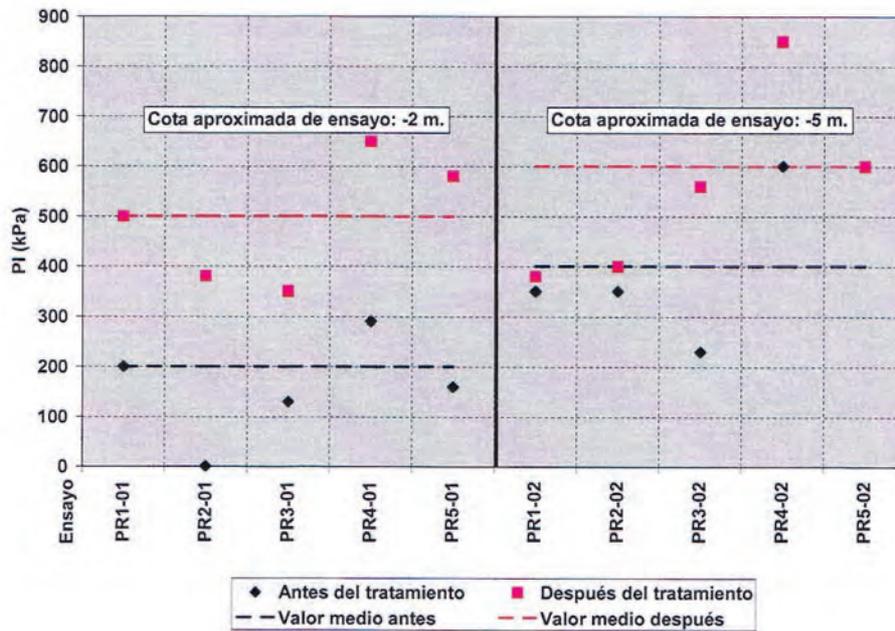


Figura 17. VALOR DE LA PRESIÓN LÍMITE.

Por todo ello, se considera que los resultados obtenidos con estos ensayos son de dudosa fiabilidad, y se debería disponer de poblaciones elevadas de datos para así poder extraer conclusiones que sean realmente fueran relevantes.

No obstante, se han recogido de forma conjunta, en los gráficos de las figuras 18 y 19 adjuntas, las resistencias por fuste y punta obtenidas en profundidad antes y después del tratamiento de consolidación.

Observados globalmente en conjunto todos estos ensayos también reflejan una cierta mejoría global después del tratamiento. Los valores medios de resistencia por fuste y por punta se recogen en las tablas de la página siguiente.

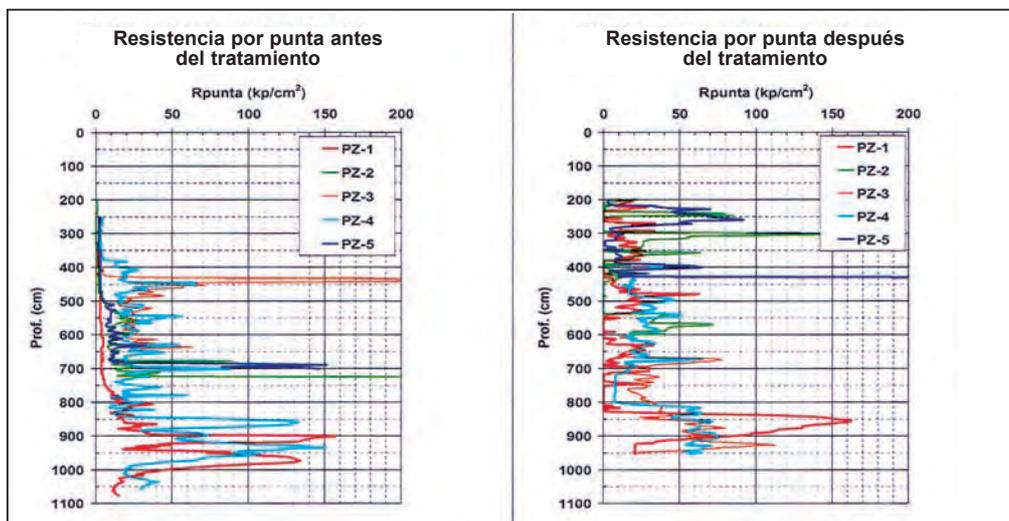


Figura 18. RESISTENCIA POR PUNTA ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.

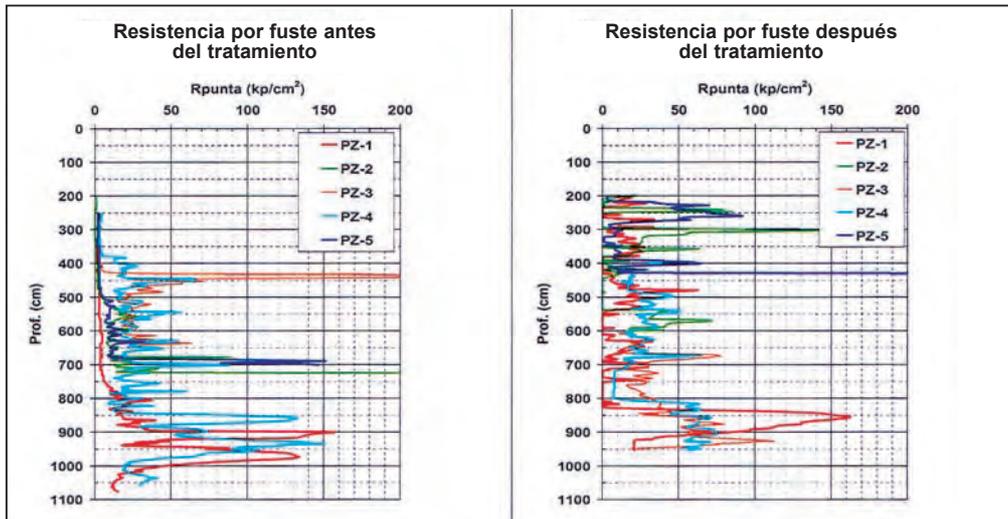


Figura 19. RESISTENCIA POR FUSTE ANTES Y DESPUÉS DEL TRATAMIENTO.

RESISTENCIA POR PUNTA

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	RESISTENCIA DE PUNTA (kPa)	
		Antes	Después
Fango (3,0-6,0 m)	Número de ensayos	5	5
	Valor medio	1.130	3.770
	Desviación típica	990	5.640
Relleno de fondo (6,0-9,0 m)	Número de ensayos	3	3
	Valor medio	2.650	3.390
	Desviación típica	1.220	340

RESISTENCIA POR FUSTE

TERRENO	VALORES ESTADÍSTICOS	RESISTENCIA DE FUSTE (kPa)	
		Antes	Después
Fango (3,0-6,0 m)	Número de ensayos	5	5
	Valor medio	53	92
	Desviación típica	30	50
Relleno de fondo (6,0-9,0 m)	Número de ensayos	3	3
	Valor medio	118	102
	Desviación típica	50	10

Se aprecia una mejoría en los resultados obtenidos en la punta del piezocono, siendo más dudosa en los resultados obtenidos en el fuste en el paquete inferior.

d) EVOLUCIÓN DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES:

A través de los 10 piezómetros instalados en la zona se ha procedido al registro de las presiones intersticiales. Los valores medidos se muestran conjuntamente en la gráfica de la figura 20 adjunta (obsérvese que la escala de fechas no es uniforme).

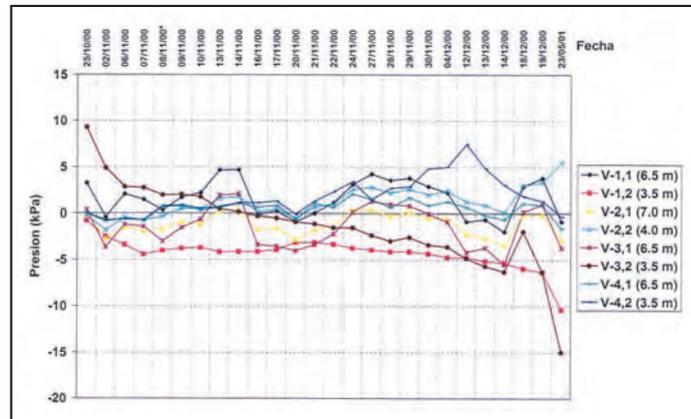


Figura 20. LECTURAS TOMADAS EN LOS PIEZÓMETROS INSTALADOS.

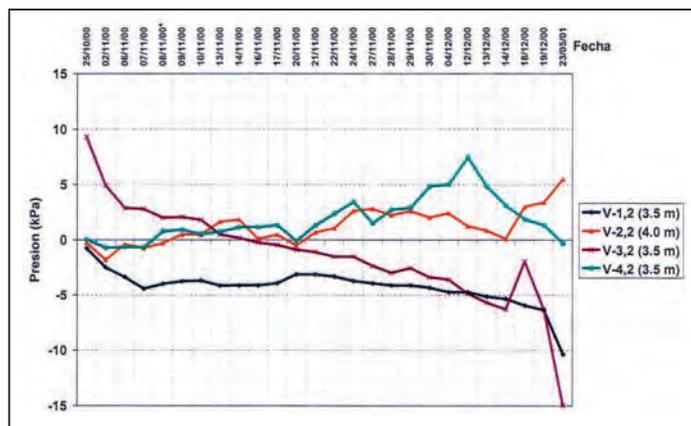


Figura 21. LECTURAS TOMADAS EN LOS PIEZÓMETROS SUPERIORES.

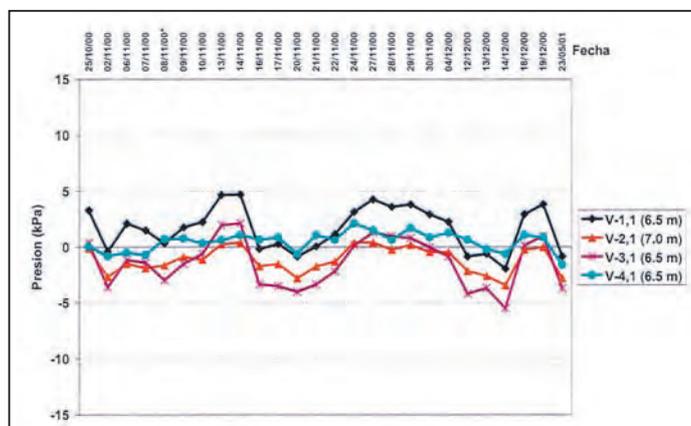


Figura 22. LECTURAS TOMADAS EN LOS PIEZÓMETROS INFERIORES.

En los gráficos (Figs. 21 y 22) se han reflejado los mismos resultados, pero separados en dos niveles: la primera subcapa, fangos; la segunda subcapa, relleno (relleno de fondo).

De los datos medidos con los piezómetros es difícil extraer alguna conclusión. Los piezómetros inferiores, situados en el subnivel más permeable, parecen marcar únicamente las variaciones con el nivel de marea. De los piezómetros situados en el nivel superior no se puede inferir de manera definitiva conclusión alguna, salvo en los números 1.2 y 3.2, en los que sí se aprecia una disminución con el tiempo.

Lo que sí podría extraerse de estas medidas es que, si se quieren detectar las sobrepresiones generadas en el tratamiento, así como su evolución posterior, es preciso colocar los piezómetros más cerca de la zona de golpeo, con las tremendas dificultades que esto implica (entorpecimiento de movimientos de la grúa, peligro de rotura de los piezómetros, ubicación de cables, etc.), y un número elevado de unidades a fin de superar el elevado –y, por otro lado, lógico– número de pérdidas de aparatos.

4.4. VALORACIÓN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

Del análisis comparativo realizado de los resultados de los ensayos llevados a cabo antes y después del tratamiento se deduce que tras el mismo se aprecia una notable mejoría del terreno que se ha traducido en:

- Un aumento de la **densidad seca** en un promedio de 1,5 a 2,2 kN/m³ sobre los valores de densidad seca anteriores al tratamiento. La densidad seca media ha pasado de 14,5 a 16,0 kN/m³ (en el «fango») y de 15,3 a 17,5 kN/m³ (en el «relleno de fondo»).
- Una disminución de la **humedad natural** de entre un 3 % y un 6 % de promedio. La humedad natural media ha pasado de 31,2 % al 25,0 % (en el «fango») y de 23,9 % a 21,0 % (en el «relleno de fondo»). Considerando globalmente los dos subniveles del relleno (en el «fango» y en el «relleno de fondo»), la humedad natural media pasa de ser el 28,1 % antes del tratamiento a un valor de 23,4 % después del mismo.
- Una disminución del **índice de poros** del orden de 2 décimas. Por una parte, éste pasa de un valor medio del «fango» de 0,941 (que correspondería a un estado «blando») a un valor de 0,714 (que correspondería a una compacidad «media»). Por otra parte, en el «relleno de fondo», el valor del índice de poros pasa de un valor de 0,786 (que en un suelo granular correspondería a un estado de densidad «bajo-medio») a un valor de 0,574 (que correspondería a un estado de densidad alto).
- Una ligera mejoría en los valores proporcionados –analizados globalmente– por el **piezocono** (por punta y por fuste).
- Una escasa variación en los valores representativos de los ensayos de **penetración dinámica estándar** (SPT).
- Un incremento apreciable de los valores del número de **penetración dinámica** NB, especialmente en las áreas de tratamiento 8 y 9.
- Un aumento los **módulos presiométricos** tanto iniciales como en ciclos medidos en el terreno. Los módulos presiométricos medidos con posterioridad al tratamiento han resultado del orden de 3 y 4 veces superiores a los medidos inicialmente, antes del tratamiento, con el mismo equipo de ensayo. También con este equipo se registró la presión límite del terreno, indicativa de la resistencia del mismo. Dicha presión límite ha aumentado entre 1,5 y 2,5 veces tras el tratamiento.

Después de varios años de funcionamiento, casi un lustro, el terreno mejorado mediante la consolidación (compactación) dinámica ha tenido un comportamiento enteramente satisfactorio.

5. Bibliografía

Mitchell, (1981). «Soil improvement: State of the Art», Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Stockholm (Sweden).

Cano, H. (2004). «Técnicas *in situ* para la caracterización del comportamiento elástico no lineal de suelos duros». Tesis Doctoral. ETSICCP, Universidad Politécnica de Madrid (España).

CEDEX - Monte J.L., Perucho, A. y Olalla C. (2002). *Informe geotécnico sobre la consolidación dinámica de los rellenos arcillosos del recinto del muelle Juan Carlos I en Algeciras (Cádiz)*. 8 tomos. Julio. Madrid.

Olalla, C., Perucho, A. y Carrasco A. (2004). «Consolidación dinámica de un relleno arcilloso saturado en el puerto de Algeciras». I Congreso Nacional de Geotecnia y Medio Ambiente. Asociación Técnica de Puertos y Costas. Huelva.

Perucho, A. y Olalla, C. (2006). *Dynamic consolidation of a saturated plastic clayey fill*. Ground Improvement. London (GB). Vol. 10. March, 55-68.

Vibroflotación en un relleno con material de dragado

Sebastián PICAUT

RODIO CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.

Rafael GIL LABLANCA

KRONSA INTERNACIONAL, S.A.

1. Introducción

El desarrollo de obras marítimas siempre se ha visto asociado con grandes obras de dragado y posterior relleno para ganar áreas sobre el mar. Con el fin de hacer estas áreas útiles a la explotación portuaria se han desarrollado diferentes técnicas de mejora del terreno, como, por ejemplo, el empleo de precargas con o sin instalación preliminar de drenes, compactación dinámica o el uso de explosivos. El desarrollo industrial del último siglo ha permitido el auge de una nueva técnica conocida como vibroflotación o vibrocompactación; es decir, el uso de un elemento vibratorio profundo penetrante. Esta técnica permite ir más allá de los límites fijados por los métodos anteriores, como pueden ser los plazos largos de una precarga o la limitación de profundidad de tratamiento de una compactación dinámica. A continuación pasaremos a describir el método habitualmente utilizado, definiremos los terrenos habitualmente vibrocompactables así como las peculiaridades asociadas a los rellenos de dragado, y, por último, recogeremos en diferentes referencias los métodos usuales de recepción comúnmente empleados.



2. El método de vibrocompactación

La primera máquina de vibroflotación fue desarrollada en Alemania por W. Degen y S. Steuerman al principio de los años 30 (foto 1) y el primer proyecto de compactación de arena ha sido realizado en 1936. En esta época, las «agujas» tenían una potencia limitada y era a menudo necesario recurrir a pretaladros para permitir su penetración en el suelo. Los equipos, hoy en día, suelen venir colgados de una grúa. Existen diferentes tipos de vibradores, siendo los más usuales vibradores eléctricos y hidráulicos. El sistema de vibración se origina siempre por una masa excéntrica que gira con grandes revoluciones dentro de un cilindro metálico. A la aguja se le suelen acoplar unos tubos metálicos laterales con agujeros en sus extremidades para permitir el lanzamiento de agua y/o aire y facilitar la penetración del vibrador y mejorar la calidad de la compactación en terrenos más cohesivos.



Foto 1. PRIMER «PFEILERRUETTLER» (Fuente: W.L. Degen).

Los vibradores utilizados hoy en día por Rodio y Kronsa para trabajos de vibrocompactación son los modelos V23, V32 y V48. En la tabla adjunta presentamos las características técnicas de los vibradores usualmente empleados:

	V23	V32	V48
Diámetro	350 mm	350 mm	384 mm
Longitud	3.5 m	3.5 m	4.1 m
Peso	21 kN	22 kN	35 kN
Potencia de motor	130 kW	130 kW	175 kW
Velocidad de revolución	1800 RPM a 60Hz	1500 RPM a 50Hz	1500 RPM a 50 Hz
Amplitud máxima	23 mm	32 mm	48 mm
Fuerza excéntrica	300 kN	450 kN	470 kN

La configuración típica de un equipo de vibrocompactación es la que se presenta en el esquema y figura 1 de la página siguiente.

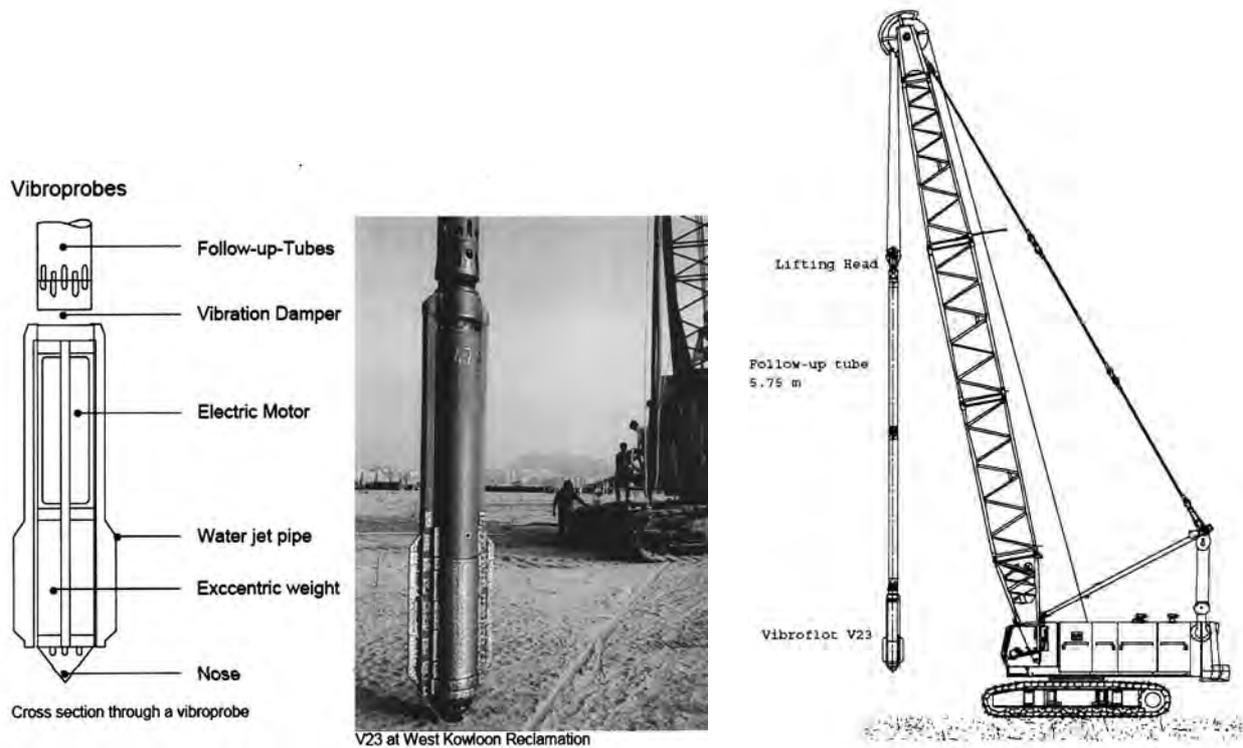


Figura 1. CONFIGURACIÓN ESTÁNDAR DE EQUIPO CON VIBRADOR.

3. El procedimiento de vibrocompactación

Cuando está al aire libre, la punta del vibrador vibra horizontalmente en una amplitud que varía, en función del modelo, entre 23 y 48 mm. Para llevar a cabo la vibrocompactación, se baja el vibrador hasta la cota inferior de la capa a mejorar, ayudándole con un chorro de agua a presión para limitar el rozamiento lateral. Luego, la compactación en sí se realiza subiendo el vibrador por escalones de 0,5 a 1,0 m. La permanencia en cada escalón varía en función de la reacción del suelo. Generalmente, cuanto más fino es el suelo, más tiempo se requiere para alcanzar una misma densidad. Se monitoriza y se registra en tiempo real la intensidad eléctrica consumida por el motor. Cuando se incrementa la densidad del suelo alrededor del vibrador, se incrementa también el consumo eléctrico del motor del vibrador. Este registro de la cantidad de energía en función de la profundidad para cada punto de compactación es una excelente herramienta de control de calidad del trabajo ejecutado.



Foto 2. EQUIPO DE REGISTRO DE PARÁMETROS.

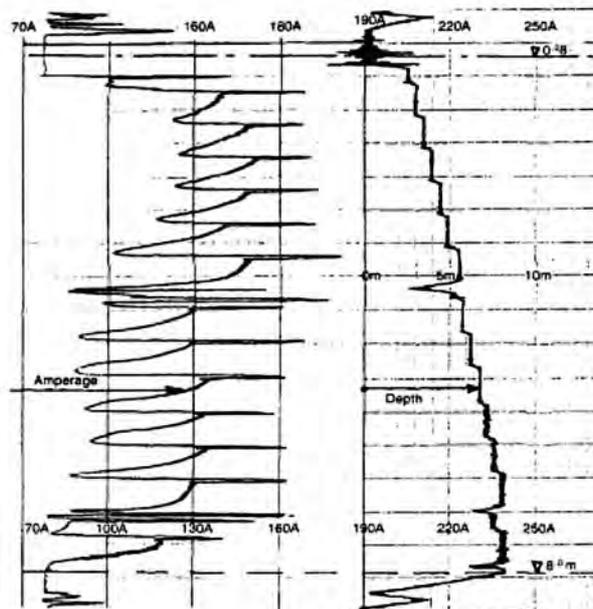


Figura 2. EJEMPLO DE REGISTRO DE PARÁMETROS DE VIBROCOMPACTACIÓN.

En el esquema presentado arriba, el eje del tiempo es vertical ascendente. Cada línea horizontal, empezando desde abajo, representa un minuto de datos. En la parte derecha, la profundidad está expresada en metros. Como se puede observar, la profundidad de 8 m de tratamiento se alcanza en 1,5 min aproximadamente. Una vez llegado a la cota más profunda, la máquina inicia el proceso de compactación.

En la figura 2 se puede ver que se levanta la aguja con intervalos de 50 cm cada 45 seg. El amperaje se incrementa a 160 A en los últimos 2 m de la cota -8.0 m a la cota -6.0 m y entonces hasta 170 A en el intervalo de profundidad comprendido entre -6.0 m y -2.5 m.



Foto 3. EQUIPOS DE VIBROCOMPACTACIÓN DE RODIO Y KRONSA EN SAGUNTO.



Foto 4. EQUIPOS DE VIBROCOMPACTACIÓN.



Foto 5. EQUIPOS DE VIBROCOMPACTACIÓN DE RODIO Y KRONSA EN SAGUNTO.

4. Clasificación de terrenos vibrocompactables

Previamente a acometer un proyecto de vibrocompactación, es necesario realizar una campaña exhaustiva de reconocimiento del suelo a mejorar. En esta fase es importante tener una información sobre la granulometría, así como cualquier ensayo estándar de reconocimiento *in situ* (CPT, SPT...) del suelo en función de su profundidad.

Área A:

El suelo que pertenece a esta área es perfectamente vibrocompactable. La línea situada en la parte derecha del gráfico es un límite fijado de manera empírica donde el número de bloques y la granulometría gruesa impide una penetración correcta del vibrador.

Área B:

El suelo que pertenece a esta área es vibrocompactable. Su contenido en finos es menor que el 10 %. De la misma forma que en el área A, el suelo fluye hacia el vibrador durante la vibrocompactación, haciendo innecesario el aporte adicional de material granular desde la superficie y provocando el asiento en superficie correspondiente. En función de la densidad inicial del suelo a mejorar y de la energía de compactación aportada, los asientos en superficie debidos a la vibrocompactación pueden variar entre un 2 % y un 10 % del espesor de la capa a mejorar.

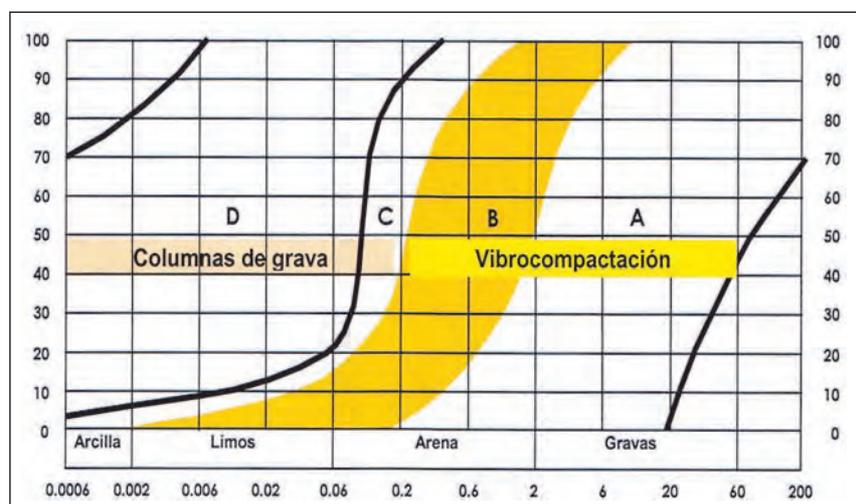
Área C:

La zona C sigue siendo una zona aceptable para la vibrocompactación, pero el tiempo de permanencia en cada escalón se incrementa en comparación con la zona B. Eso pasa porque el exceso de agua no drena tan rápidamente como en el área anterior. La compactación solamente es posible considerando un aporte extra de material granular desde la superficie porque el suelo no suele fluir hacia el vibrador.

Área D:

Este tipo de suelo no suele ser vibrocompactable. La solución de las columnas de gravas es una solución alternativa de mejora de este tipo de suelos.

A partir de aquí vemos el primer problema que surge en cuanto al tratamiento de suelo de dragado se refiere. Los rellenos hidráulicos procedentes de dragados se caracterizan en efecto por una gran heterogeneidad de su granulometría dependiendo del proceso de ejecución del dragado. En contrapartida, la información de granulometría da una información puntual del punto de muestreo. Por esta razón es interesante realizar una correlación entre la compacidad del terreno a tratar con los resultados de un



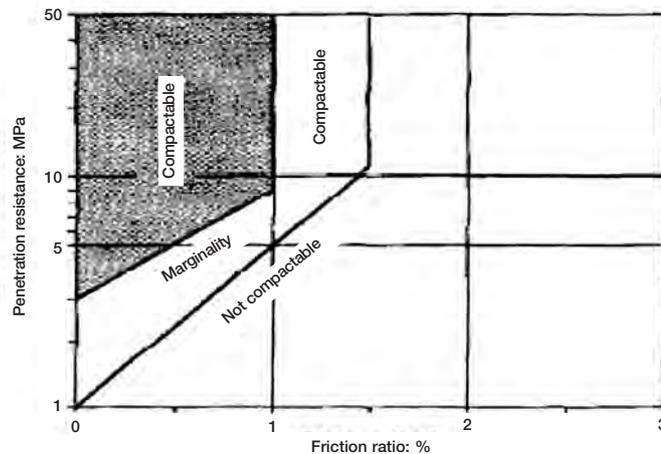


Figura 3. IDONEIDAD DE SUELOS PARA VIBROCOMPACTACIÓN BASADA EN ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁTICA.

ensayo de penetración estática CPT, como, por ejemplo, la resistencia a la penetración estática q_c (Mpa) y la razón de rozamiento F_r (%). Un estudio de este tipo ha sido presentado por Massarch y Hep-pel (1991) (véase figura 3).

Finalmente, cuando hablamos de rellenos de dragado marino, el contenido en carbonatos debería ser estudiado. En efecto, se ha demostrado que las arenas conchíferas suelen tener una densidad relativa en cuanto a índice de vacíos máximo y mínimo se refiere (y asociado a densidad seca) muy distinta a las arenas silíceas.

5. Ensayos y pruebas de vibrocompactación preliminares

El objetivo de cualquier ensayo preliminar es representarlo de la forma más cercana posible a las condiciones reales de ejecución de los trabajos. En trabajos grandes de vibrocompactación, cada punto está rodeado de varios puntos compactados. En el caso de una prueba, no es éste el caso, teniendo un número limitado de puntos rodeado de puntos de compactación.

Las mallas presentadas en el esquema adjunto (véase figura 4) han sido empleadas por Vibroflotation AG en varias obras de compactación. En este modelo, la distancia entre dos mallas distintas es la media de las alturas del triángulo que forman las dos mallas colindantes.

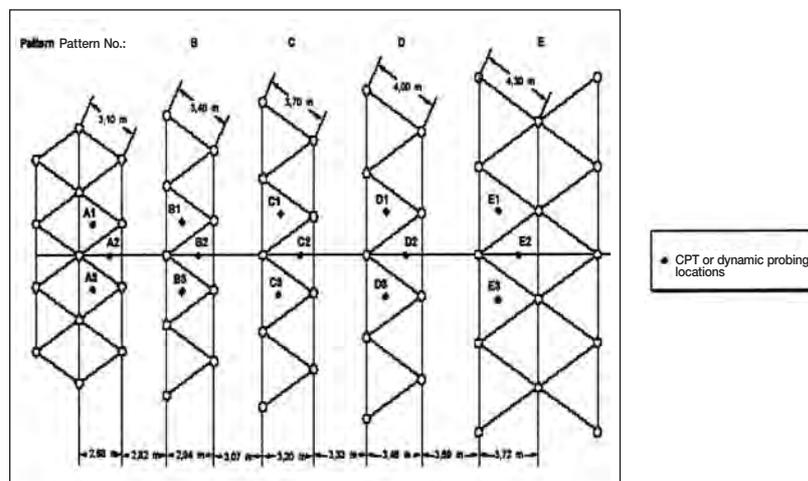


Figura 4. EJEMPLOS DE MALLAS DE PRUEBAS.

La práctica muestra que es importante que las pruebas de compactación estén hechas en el «interior» de cada malla. En comparación con la parte «exterior» de la malla, la parte «interior» de la malla tiene al menos dos filas de compactación. Al comparar diferentes ensayos realizados entre la parte «interior» y «exterior» de la malla, los ensayos muestran una diferencia de un 20 % en q_c a favor de las áreas «interiores». Los ensayos se realizan antes y después de la vibrocompactación de las mallas de prueba con el fin de evaluar el grado de mejora obtenido.

Basándose en los resultados de la zona de ensayo, se escoge una malla para la zona a compactar fijando los criterios de tiempo de permanencia en cada escalón e intensidad máxima a alcanzar por el vibrador.

Por último, se puede llevar a acabo el control topográfico del asentamiento de la plataforma después de compactación y calcular el ratio asentamiento partido por espesor de terreno tratado con el fin de evaluar la coherencia de la compactación.

6. Criterios de aceptación del tratamiento

Daremos a continuación varios ejemplos de criterios de recepción utilizados en diferentes proyectos en los cuales hemos intervenido.

PROYECTOS HONG KONG: NLE, WKR, CENTRAL Y CLK

El criterio es una resistencia a penetración estática mínima, Q_c , constante en función de la profundidad (considerando un incremento progresivo del valor 0 al valor de diseño en los 3 primeros metros de profundidad) y valores mínimos comprendidos entre 7,5 y 15 Mpa en función de la utilización final de cada área.

PROYECTO HONG KONG: WKES

El criterio de recepción consiste en obtener una densidad relativa del 75 % traducida desde un ábaco y ligando el valor Q_c y dicha densidad relativa en función de la profundidad.

PROYECTO PRS SAGUNTO

El criterio de recepción fue la obtención de un módulo de deformación del terreno basado en valores SPT. La interpretación se hace en base a un ábaco de Wrench y Nowatzki ligando los dos valores.

Como se puede observar, en cada proyecto, cada dirección facultativa escoge un criterio de recepción en función de los datos disponibles y de las características del relleno. A continuación pasamos a explicitar más en detalle las ventajas e inconvenientes de cada método.

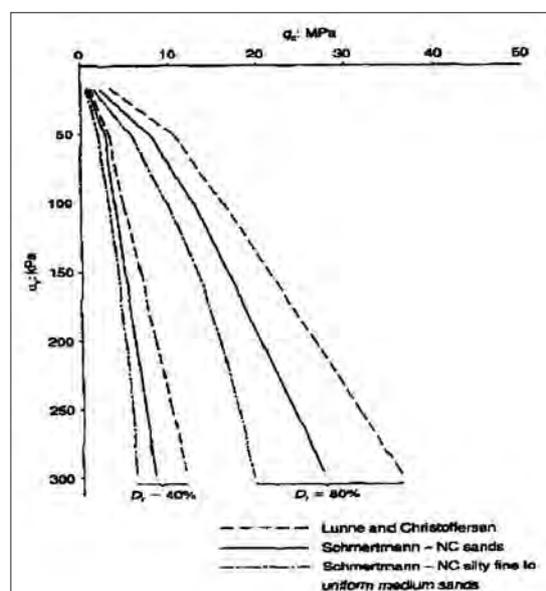


Figura 5. RESULTADOS DE VARIOS ESTUDIOS MOSTRANDO LA CORRELACIÓN ENTRE q_c , D_v y σ_v .

CRITERIOS DE RECEPCIÓN BASADOS EN EL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁTICA (CPT)

Cuando las especificaciones hacen referencia a una correlación entre el grado de compactación a alcanzar y la densidad relativa, uno puede hacer referencia a los numerosos trabajos realizados por los investigadores (Schertmann, 1978; Lunne et Christoffen, 1985) que han estudiado la relación entre la tensión vertical efectiva, la densidad relativa y la resistencia por punta al penetrómetro estático. Algunas de estas relaciones están ilustradas en la figura 5. Es necesario hacer hincapié en que estos ensayos han sido realizados en laboratorio y, por tanto, sólo se aplican a un solo tipo de arena bajo ciertas condiciones (por ejemplo, normalmente consolidada).

En el esquema adjunto presentamos los resultados de un penetrómetro estático antes de tratamiento. Varios tipos de suelos pueden ser reconocidos:

- 1) Una «corteza superficial» de 0 hasta 4 m de profundidad corresponde al relleno vertido por encima del nivel freático por medios mecánicos (palas, cargadores...) y en donde la circulación de vehículos es a menudo intensa. Se puede considerar que esta capa es «sobreconsolidada».
- 2) Arenas hasta 11 m de profundidad, salvo una capa blanda alrededor de los 7,5 m de profundidad. La alta «razón de rozamiento del manguito» y el bajo Q_c hacen pensar en la presencia de una capa de arena limosa o arcillosa.
- 3) Fango entre 11 y 14 m de profundidad, caracterizado por un Q_c muy bajo y una razón de rozamiento muy elevada.
- 4) Arena de 14 a 17 m de profundidad, volviéndose los suelos más limosos.
- 5) Nueva capa de fango entre 17 m y 18,5 m

Después del tratamiento, presentamos los resultados del CPT en la figura adjunta. La cáscara superficial no se ve afectada por el proceso de vibrocompactación. En efecto, se dificulta un incremento de la densidad del material por la compacidad inicial de éste y por la ausencia de confinamiento. En este caso particular, la parte baja del sondeo no está contaminada por finos, pero varias capas limosas están presentes entre 6 m y 13 m. Se puede apreciar su efecto en la curva de resistencia por punta.

Los ensayos de penetración estática tienen siempre algunas limitaciones cuando se utilizan para analizar los resultados de una mejora de suelo global:

- 1) El ensayo se lleva a cabo por definición en un punto único en el plano. Generalmente el punto ensayado es el centro de la malla triangular del tratamiento, lo que corresponde forzosamente con el punto de compactación que ha recibido la menor energía. La práctica ha mostrado que el grado

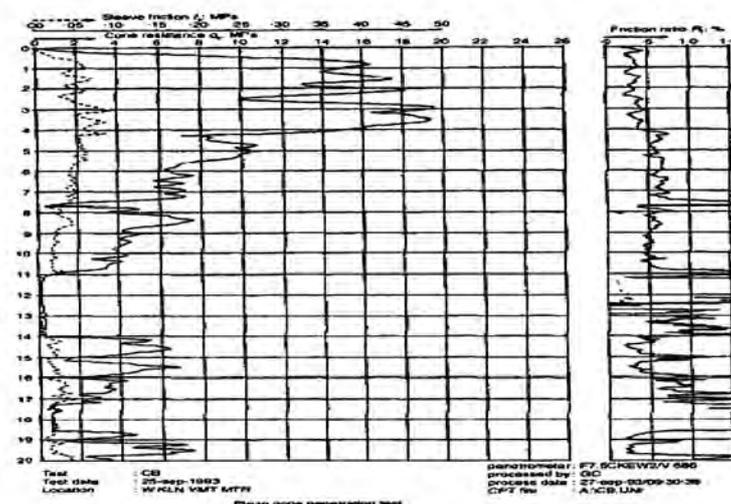


Figura 6. RESULTADOS DE PENETRÓMETRO ESTÁTICO PRETRATAMIENTO.

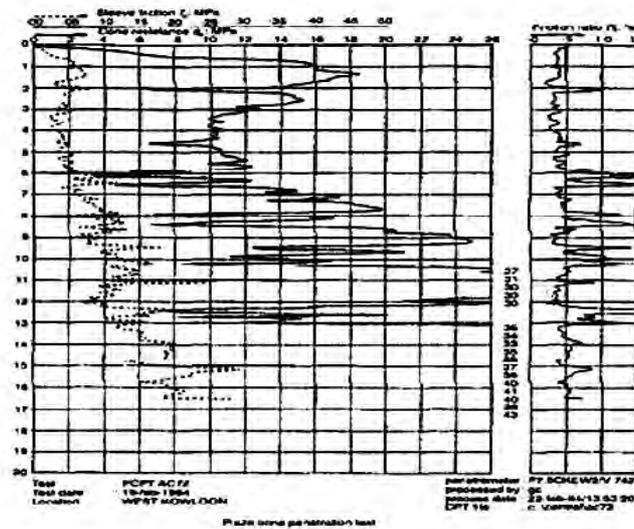


Figura 7. RESULTADOS DE PENETRÓMETRO DINÁMICO POSTTRATAMIENTO.

de compactación disminuye rápidamente cuando uno se aleja del punto de tratamiento. En el caso de una malla triangular de 3,4 m de lado, se nota que la zona definida por un círculo de 0,5 m de diámetro centrado en el punto de prueba solamente abarca un 2 % de la zona compactada. Ensayos realizados exclusivamente en esta área no dan una representación de la tasa promedio de mejora, sino más bien su límite inferior.

- 2) Como ha sido indicado por Jamiolkowski *et al.* (1992) y Gambin (1995), la penetración de la punta del penetrómetro en el suelo tiende a borrar el efecto de la sobrecompresión impuesta por la compactación y parte del efecto benéfico sobre el módulo de deformación del suelo no puede ser entonces medido. Pensamos que cuando se trata de arenas limpias este efecto es limitado.

CRITERIOS DE RECEPCIÓN BASADOS EN ENSAYOS DE PENETRACIÓN DINÁMICA (SPT, DPSH...)

Para estimar la densidad relativa o la compacidad de un suelo granular podemos ejecutar ensayos de penetración dinámica con el fin de evaluar el grado de mejora conseguido.

La tabla muestra una correlación de uso habitual entre densidad relativa y la resistencia a la penetración dinámica, expresada en términos del ensayo SPT.

CORRELACIÓN ENTRE DENSIDAD RELATIVA Y GOLPEOS SPT EN SUELOS GRANULARES (Tomado del *Manual de taludes* del IGME, 1987)

COMPACIDAD	DENSIDAD RELATIVA (%)	N (SPT)
Muy suelta	< 15	< 4
Suelta	15-35	4-10
Medianamente densa	35-65	10-30
Densa	65-85	30-50
Muy densa	> 85	> 50

Este ensayo es el más extendido. Sin embargo, hay que tener en cuenta su sensibilidad a la presencia de presiones intersticiales residuales que podrían afectar los resultados.

Si el criterio de recepción es la obtención de un módulo de Young determinado a partir del ensayo SPT, se pueden emplear los ábacos que correlacionan estos dos valores. El criterio empleado en la planta regasificadora de Sagunto fue el de Wrench-Nowatzki.

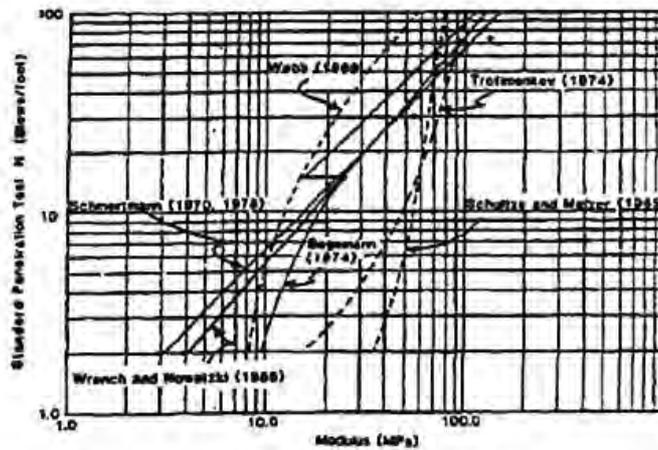


Figura 8. CORRELACIÓN ENTRE EL VALOR NN30 DEL SPT Y EL MÓDULO DE YOUNG
(Fuente: *El ensayo de penetración (SPT)*. Curso del CEDEX de don Claudio Olalla Marañón, marzo de 1990)

No obstante, la ejecución del ensayo SPT se realiza en el interior de un sondeo lo que dificulta su utilización de forma rápida y en grandes extensiones. Para la práctica habitual de realizar un ensayo cada 2.500 m² en zonas de poca importancia y un ensayo cada 1000 m² en zonas con cargas importantes, se utilizan penetrómetros dinámicos continuos tipo Borros o DPSH, para buscar posteriormente la correlación con el SPT según la bibliografía existente sobre este tema.

CRITERIOS DE RECEPCIÓN BASADOS EN EL SEGUIMIENTO DE LOS ASIENTOS DE PLATAFORMA

Un seguimiento de los asientos de plataforma se tiene que llevar a cabo durante todos los trabajos de compactación de rellenos. Se trata de una operación sencilla porque la compactación tiene lugar generalmente en una sola fase y sin aporte de material externo. Los asientos medidos en la zona de ensayo de Sagunto y de los WKES eran del orden de los 6,5 % de la altura de relleno tratado. El cuadro 1 muestra la densidad relativa obtenida, en función de la densidad relativa inicial y del asiento provocado. Se puede observar que un asiento del orden de un 6 % a 7 % implica aquí un grado de compactación elevado. La limitación del método reside en que la densidad relativa inicial del suelo tiene que ser estimada y en que los valores de densidades máximas y mínimas escogidas no son aplicables a toda la altura del relleno. Es a pesar de ello una buena herramienta para estimar el grado de compactación obtenido.

RELACIÓN ENTRE COMPACTACIÓN PROVOCADA Y DENSIDAD RELATIVA

$d_{min} = 1.60$

$d_{max} = 1.90$

$d_s = 2.65$

$D_r = (e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})$

$e_{max} = 0.656$

$e_{min} = 0.395$

$e_{max} - e_{min} = 0.262$

D_r	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %
S	0.58	0.55	0.53	0.50	0.47
0 %	30 %	40 %	50 %	60 %	70 %
1 %	36 %	46 %	56 %	66 %	76 %
2 %	42 %	52 %	62 %	71 %	81 %
3 %	48 %	58 %	68 %	77 %	87 %
4 %	54 %	64 %	73 %	83 %	93 %
5 %	60 %	70 %	79 %	89 %	99 %
6 %	66 %	76 %	85 %	94 %	
7 %	72 %	82 %	91 %		
8 %	78 %	87 %	97 %		
9 %	84 %	93 %			
10 %	90 %	99 %			



7. Particularidades del tratamiento en rellenos de dragados

CONSIDERACIONES SOBRE LA NATURALEZA HETEROGÉNEA DE LOS RELLENOS DE DRAGADO

Las características geotécnicas de los rellenos granulares procedente del dragado no son siempre conocidas durante la preparación de las especificaciones técnicas. Eso se da muy a menudo en el parámetro relacionado con el contenido de finos dentro del relleno granular. Como hemos ya citado anteriormente, debido al método de ejecución del dragado y de vertido en la plataforma, nos encontramos muchas veces con cierto grado de heterogeneidad, tanto horizontal como vertical. Muchas veces los fangos marinos suelen ser lavados durante los procesos de dragado; pero, a pesar de ello, suelen permanecer unas bolsas de limos y fangos que se suelen mezclar con las arenas o gravas previamente depositadas. Estas bolsas aparecen claramente en los ensayos de penetración estáticas CPT, donde valores de q_c del orden de 4 a 5 Mpa bajan muy rápidamente por debajo de 1 Mpa con un incremento significativo del *friction ratio* y valores muy superiores al 1,5 %. Por otra parte, en la mayoría de los casos de rellenos hidráulicos se suele producir un fenómeno de segregación entre los elementos más gruesos y finos del relleno. Los elementos más gruesos suelen depositarse más cerca de la boca de la





tubería de descarga, mientras que los elementos más limosos se ven arrastrados, creando una configuración laminar dentro del relleno.

Esta característica de los rellenos de dragado tiene tres consecuencias principales sobre los trabajos de vibrocompactación:

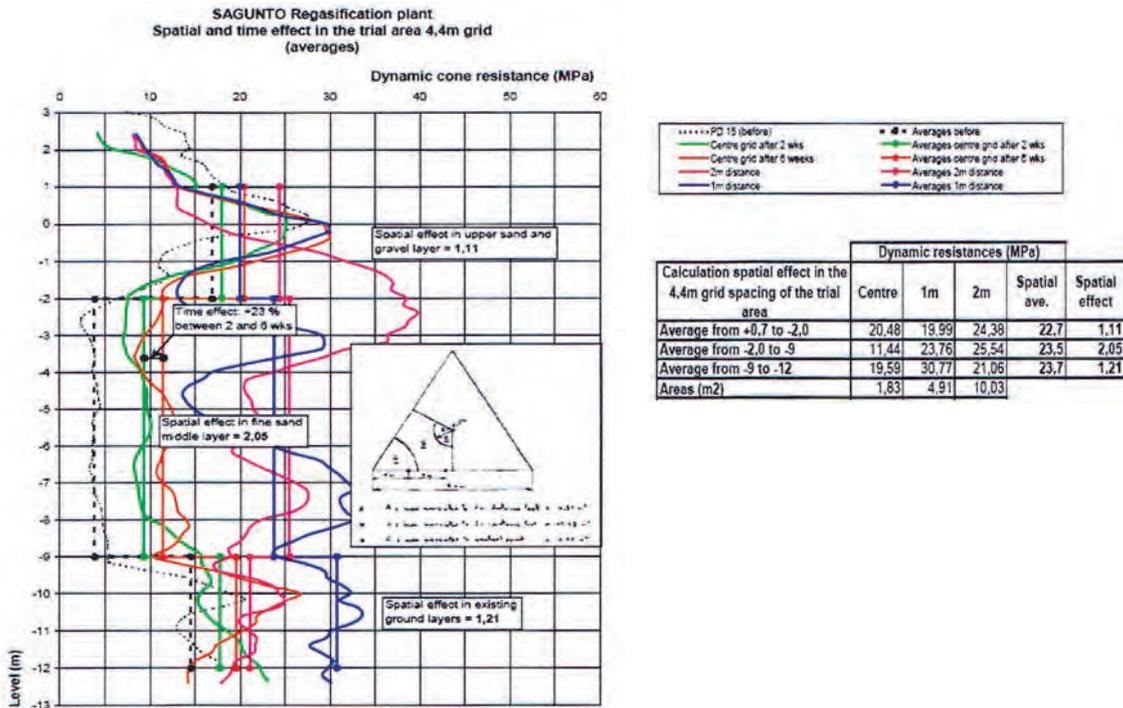
- 1) El suelo limoso insertado dentro del relleno está en el límite de ser vibrocompactable o no lo es del todo.
- 2) Cuando se vibrocompacta una capa de arena-grava situada dentro o en las proximidades de un lentejón limoso, se nota que la alimentación de arena hacia el vibrador se ve dificultada debido a las características cohesivas del material.
- 3) Durante el lanzamiento de agua a presión utilizada para la penetración del vibrador, los finos se ven desplazados y crean un efecto de amortiguación de la penetración y de contaminación de las capas de arenas superiores e inferiores, disminuyendo de esta forma la eficiencia de la vibrocompactación.

Es importante identificar también en los rellenos la presencia de arenas conchíferas. Por naturaleza, este tipo de relleno suele tener una densidad muy baja y los pedazos de conchas suelen romperse con el paso del vibrador dando así valores de la resistencia a la penetración más bajos que en el caso de los rellenos silíceos normales.

CONSIDERACIONES SOBRE LA DISIPACIÓN DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES Y DE LA MEJORA EN EL TIEMPO DE LAS CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS DE LOS RELLENOS TRATADOS

Se suele dejar de lado el fenómeno de disipación de las presiones intersticiales en los proyectos de vibrocompactación. En efecto, debido a que pensamos tratar con rellenos granulares homogéneos o como consecuencia del propio proceso constructivo (ausencia de diferentes fases o «pases» sucesivos, como el caso de compactación dinámica), se puede pensar que este fenómeno no tiene lugar. Pero no es así por las razones siguientes:

- 1) Como indicamos anteriormente, los rellenos hidráulicos no pueden ser de ninguna forma estrictamente homogéneos. Contienen, por tanto, cierto número de venas, lentes con permeabilidades muy inferior al resto de la matriz.



- 2) Los suelos granulares con índices de huecos iniciales altos están sometidos durante la compactación a tensiones de corte y a una reducción de volumen.
- 3) Presiones intersticiales se generan forzosamente durante el proceso.
- 4) Dichas presiones intersticiales se pueden ver prisioneras de lentejones, bolsas de terreno más impermeable o suelo granular ya compactado.

Además, cuando se emplea aire comprimido para facilitar la bajada del terreno hasta la punta del vibrador durante la compactación, algunas burbujas de aire pueden quedarse prisioneras dentro de la masa de arena compactada. Para desaparecer, estas burbujas deben o disolverse o migrar lentamente hacia la superficie. En función del estado inicial del suelo y de su permeabilidad así como en función de su grado de compactación, estos fenómenos pueden tomar más o menos tiempo. En la literatura científica existen muchas referencias sobre la mejora de los suelos granulares con el tiempo (Anderson *et al.*, 1978; Mitchell *et al.*, 1984; Mitchell, 1986; Schmertmann, 1991; Mesri, 1990; Wayne *et al.*, 1992; Gambin, 1995). Esta mejora se puede explicar de diferentes formas en función de los investigadores: J.K. Mitchell pone el acento sobre la existencia de uniones silíceas entre los granos de arena. Hace también referencia al tiempo necesario para la disipación de las presiones intersticiales debido al gas liberado durante una compactación con explosivos de las arenas de la presa de Jebba, en Nigeria. J. Schmertmann se orienta más hacia el incremento de las tensiones horizontales efectivas y el reordenamiento de los granos de arena. Por último, G. Mesri habla de un reordenamiento permanente de los granos de arena durante la consolidación secundaria, con un desarrollo paralelo de la resistencia de rozamiento, incremento continuo del encaje, de la rugosidad superficial y de la interferencia geométrica de unos granos con otros gracias a un mejor ordenamiento. Propone expresiones empíricas que permiten calcular la resistencia a la penetración estática después de compactación.

En la obra de vibrocompactación realizada para la planta de regasificación de Sagunto por Rodio-Kronsa se han podido observar los fenómenos descritos anteriormente que pasamos a resumir en el gráfico adjunto.

Como se puede observar, se han realizado varias pruebas de DPSH dentro de una malla triangular de vibrocompactación de 4,4 m de lado. Para evaluar el efecto de mejora en el tiempo se han realizado dos ensayos DPSH en el centro de la malla, espaciados de 4 semanas en el tiempo (el primero se

realizó 2 semanas después de la vibrocompactación, y el segundo, 6 semanas después de la vibrocompactación). Hemos observado en este caso una mejora promedia de un 23 % entre estos dos resultados mostrando sobradamente el efecto de disipación de las presiones intersticiales ya comentado. Luego quisimos poder de relieve también el efecto espacial que puede ocurrir dentro del tratamiento comparando ensayos realizados en centros de malla y ensayos realizados en los laterales de la malla (a 1 m y 2 m del punto de compactación). Hemos confirmado que los resultados en centro de malla corresponden al límite inferior del tratamiento. Hemos visto también que el efecto de mejora espacial depende de la naturaleza del terreno. Así, en las capas superiores formadas por gravas gruesas y arenas observamos una mejora de un 10 % entre los puntos centrales y los puntos situados en un lateral de la malla. En las capas intermedias de arenas más finas, este coeficiente subió al 100 % entre valores obtenidas en centro de malla y valores obtenidas en lateral de malla.

Bibliografía

- Anderson, DG, and Woods, DRD, «Time dependent Increase in shear Modulus of Clay», Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, N°5, Mayo 1976.
- D'Angremond, K, Brakel, J, Suisji, PWJAM, Van Roode, F.C; Stigter, C, and Woestenenk, A.J., «Design and Construction Methods Dams in Netherlands», 14th Congress on Large Dams, Paper Q.55 /R.38, Rio de Janeiro, 1982 pp 643-666.
- Debats, J.M. and M. SIMS. «Vibroflotation in reclamation in Hong-Kong. 1997.
- Gambin, M.P. «Le pressiomètre Menard, un excellent outil de contrôle de l'amélioration des sols», Première tournée Menard, CFMS, Paris, 1995.
- Jamiolkowski, M, and Pasqualini, E., «Compaction of granular soils - Remarks on quality control», Proc. Conf. On grouting, Soil Improvement and Geosynthetics, New Orleans, 1992.
- Lindbergh, B., and Massarsch, K.R. «Increased Project Economy by field monitoring of deep soil compaction» 4th Internacional DFI Conf., Balkema, Róterdam, 1991.
- Lunne, and Christoffersen, «Interpretation of Cone penetrometer Data for offshore Sands», Norwegian Geotechnical Institute Bulletin N° 156 Oslo, 1985.
- Mesri, G, FENA, T.W. and Benak, J.M., «Postdensification Penetration Resistance of Clean Sands», Journal of Geotechnical Engineering division, A.S.C.E; Vol. 116, N°7, July 1990.
- Mitchell, J.K. and Solymar, Z.V. «Time-Dependent Strength gain in freshly deposited or densified sand», journal of geotechnical engineering division, , A.S.C.E; Vol . 110, N° 11, November 1984.
- Mitchell, J.K., «Practical Problems from surprising soil behaviour», The Twentieth Kart Terzaaghi Lectura, journal of geotechnical engineering division, , A.S.C.E; Vol. 112, N°3. March 1986.
- Schmertmann, J.H., «Guidelines for Cone Penetration Test Performance and design». Federal Highway Administration, Report FHWA-TS-78-209, Washington, 1978.
- Schmertmann, J.H., «The mechanical aging of soils», The twenty-fifth Kart Terzaghi Lectura. journal of geotechnical engineering division, , A.S.C.E; Vol. 117, N°9. September 1991.
- Seed, H.B, and Idriss, I.M., «Simplified Procedure for evaluating Soil Liquefaction potencial». journal of soil mechanics and foundation division, A.S.C.E, Vol. 97, N° SM9, September 1971.
- Wayne, A.C., Mutabihirwa, F.J.R, and Donald, O.D. «Time-dependent cone resistance due to blasting». journal of geotechnical engineering division, , A.S.C.E; Vol. 118, N°8. August 1992.

Mejora de suelo con columnas de grava en vía seca

Rafael DE SANTIAGO RUZAFÁ
INGENIERO TÉCNICO DE OBRAS PÚBLICAS
KELLERTERRA, S.L.

Introducción

Las columnas de grava o vibrosustitución son una de las técnicas de mejora y refuerzo del terreno que se basan en la utilización de la vibración profunda en suelos predominantemente cohesivos y que se emplea tanto en obra civil como en edificación. Este artículo pretende resumir los aspectos más importantes de esta técnica, incidiendo en los criterios más actualizados referentes a su concepto y a su procedimiento de ejecución.

Concepto del tratamiento

El tratamiento de mejora y refuerzo del terreno mediante columnas de grava constituye una alternativa a otras soluciones geotécnicas más tradicionales. Cuando deseamos apoyar una estructura, ya sea obra civil o edificación, en un terreno cuyas características geomecánicas son insuficientes, debemos en una primera fase identificar qué tipo de deformación es el que no hace admisible una cimentación directa, es decir, sin ningún tipo de tratamiento o cimentación especial. Las deformaciones no admisibles pueden ser asentamientos absolutos, asentamientos diferenciales, deslizamiento, licuefacción en zonas sísmicas u otros. En función del tipo de deformación que queramos subsanar, podremos identificar cuál o cuáles de las características del terreno deberíamos mejorar.

Frente a la posibilidad de transmitir las tensiones hasta un sustrato competente mediante una cimentación profunda, o la opción de extraer un cierto espesor de terreno no apto y sustituirlo por otro mejor compactado, existe la alternativa de incrementar las características del terreno hasta obtener valores suficientes para apoyar mediante una cimentación directa.

El tratamiento de mejora y refuerzo del terreno mediante columnas de grava persigue mejorar el conjunto de parámetros intrínsecos del terreno (ángulo de rozamiento, cohesión, módulo de deformación, densidad, etc.) para obtener un suelo equivalente mejorado apto para una cimentación directa.

El concepto del tratamiento se basa en tomar el terreno original y sus características fundamentales (es decir, su ángulo de rozamiento φ_s , su cohesión c_s y su módulo de deformación E_s) e incorporar las columnas de grava (de características conocidas y controladas φ_{col} , c_{col} y E_{col}), de manera que se obtenga un suelo mejorado con sus propias características equivalentes φ_e , c_e y E_e . A partir de estas características equivalentes del terreno mejorado se procede por cualquier método convencional al cálculo de asentamientos para una cimentación directa o superficial.

Es fundamental tener en cuenta que, siempre que la densidad de las columnas de grava sea inferior o igual a una columna cada 10 m^2 , se puede considerar que el conjunto suelo-columna presenta las características equivalentes φ_e , c_e y E_e ; pero en ningún caso se entiende que cada punto del suelo mejorado tenga esas características. El terreno que circunda a las columnas de grava tiene prácticamente las mismas características que el terreno original (cierto que «algo» mejores por la compactación lateral) y la mejora reside en hacer trabajar de forma conjunta y homogénea a los dos suelos presentes (terreno original y columna de grava) distribuyendo la carga uniformemente repartida en superficie

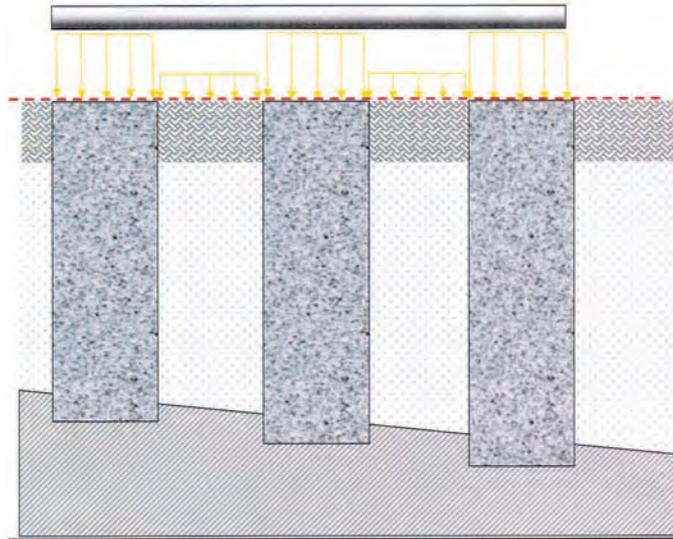


Figura 1. REPARTO DE CARGAS EN UN TERRENO MEJORADO CON COLUMNAS DE GRAVA.

(zapata, losa, terraplén...) en función de sus diferentes módulos de deformación. Para describirlo con rigor, más que hablar de un terreno original mejorado o reforzado, debería indicarse que el terreno original está siendo «descargado» por la presencia cercana de otro suelo (la columna de grava) también flexible y deformable, pero que recoge mayor proporción de la carga, manteniendo asientos homogéneos (Fig. 1).

Al hacer trabajar conjuntamente al conjunto suelo-columna desde la superficie, los esfuerzos se van disipando capa a capa y, estudiando los asientos como combinación de las tensiones transmitidas y el módulo de deformación, el bulbo de tensiones determina que, a partir de una cierta profundidad y aunque el módulo de deformación del suelo siga siendo bajo, las tensiones se van disipando y el sumatorio de asientos tenderá a ser asintóticamente despreciable.

Esto permite asegurar que cuando las columnas están diseñadas para reducir el valor de los asientos, y preferentemente en los casos de columnas de grava bajo zapatas aisladas o corridas en las que los bulbos de tensiones están más «concentrados», el tratamiento de mejora del terreno no tiene que descender obligatoriamente hasta el sustrato competente, sino que se ajustará el cálculo de la profundidad del tratamiento hasta la capa de terreno a partir de la cual los asientos tiendan a ser despreciables, lo

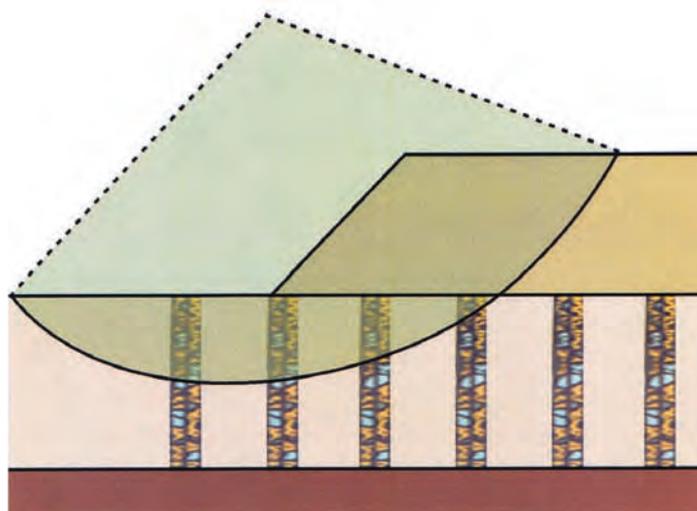


Figura 2. AUMENTO DE LA ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO.

cual presenta una gran ventaja técnica y económica frente a cimentaciones profundas que sí requieren transmitir las tensiones hasta el sustrato competente.

La capacidad del tratamiento de mejora y refuerzo del terreno mediante columnas de grava para incrementar el ángulo de rozamiento interno del conjunto suelo-columna tratado permite reforzar terrenos que, sometidos a la tensión de un terraplén, sean susceptibles de deslizarse. Para este tipo de aplicaciones, las columnas de grava pueden verse obligadas a descender hasta el sustrato competente para cortar el círculo de deslizamiento del conjunto y aumentar su coeficiente de seguridad a dicho deslizamiento (Fig. 2)

Asimismo, numerosas experiencias indican que el mencionado incremento del ángulo de rozamiento del conjunto tratado permite también reducir el riesgo de licuefacción del suelo en zona sísmica.

El componente único de la columna de grava es lógicamente la grava, sin ligante de ningún tipo, ni hormigón, ni mortero, ni lechada, ni armadura, ni siquiera agua, de manera que, aparte de la mejora mencionada anteriormente, la columna de grava constituye un potente elemento drenante que permite, tanto en obra civil como en edificación, acelerar de forma notable los tiempos de consolidación, de modo que los asentamientos se produzcan en un plazo muy corto.

En resumen, las columnas de grava ofrecen la posibilidad de incorporar al terreno elementos de características mecánicas y geométricas controladas, homogeneizar las características del conjunto tratado, reducir los asentamientos absolutos y diferenciales, reducir el tiempo de consolidación y reducir el potencial de deslizamiento gracias al incremento del ángulo de rozamiento.

Procedimiento de ejecución

Las columnas de grava constituyen un sistema de mejora y refuerzo del terreno por vibración profunda que se basan en el desplazamiento lateral del terreno y en la incorporación y compactación de la grava contra el terreno.

Las columnas de grava o vibrosustitución surgen a finales de los años cincuenta como una evolución de la técnica de vibrocompactación sin aporte de grava (Fig. 3). La necesidad de aportar material granular a los terrenos cohesivos hizo que se adoptara el mismo equipo y procedimiento de ejecución que para la vibrocompactación, incluyendo una grúa, un vibrador, lanza de agua y aporte de la grava desde la superficie (Fig. 4). A este procedimiento se le suele conocer como «vía húmeda».

Los inconvenientes que presentaba el procedimiento en «vía húmeda» eran evidentes. La necesidad de un importante y no siempre fácil aporte de agua y una eficaz retirada de los lodos resultantes requería la creación de una batería de balsas para la decantación de los lodos y unas zanjas

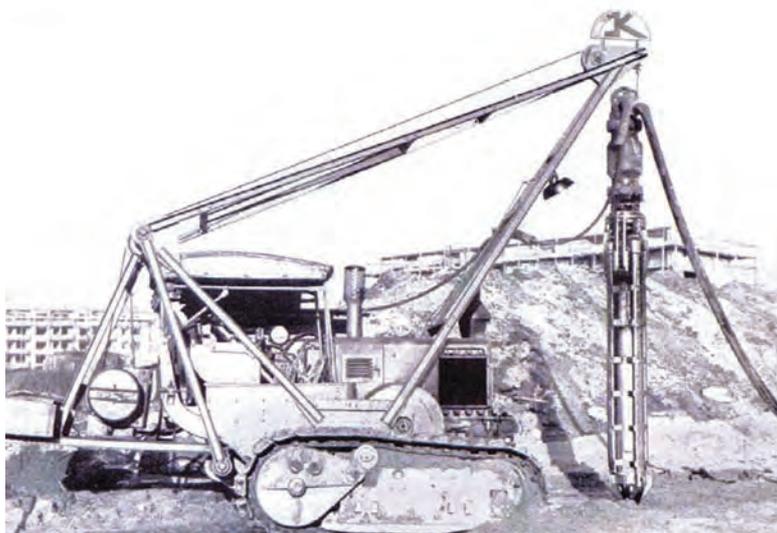


Figura 3. UNO DE LOS PRIMEROS VIBRADORES KELLER (Keller Group, 1930).



Figura 4. COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA HÚMEDA (Keller Group, 2000).

de conexión entre las balsas y los puntos de ejecución de las columnas (Fig. 5). Asimismo, estas balsas y zanjas debían ser constantemente reperfiladas y saneadas mediante retiros, chuponas, cisternas, etc.

Para subsanar estos inconvenientes, y como evolución del procedimiento en «vía húmeda», los equipos actuales han eliminado la lanza de agua, pasando a denominarse «vía seca». Se sustituye también la grúa por una máquina de orugas específica para columnas de grava que permite incrementar el empuje estático del conjunto máquina-tubo-vibrador y asegurar mejor la verticalidad. Además, la grava deja de empujarse desde la superficie y se incorpora por el interior del tubo-vibrador (Fig. 6).

El procedimiento en vía seca («dry method») y con descarga inferior («bottom-feed») consiste pues en aportar la grava mediante una pala cargadora hasta una tolva que, una vez cargada de grava, asciende por el mástil-guía hasta la cámara de descarga que se encuentra en el extremo superior del conjunto tubo-vibrador. El vibrador se introduce en el terreno únicamente por vibración radial, desplazando lateralmente el suelo y sin extracción de material. Una vez que alcanza la profundidad deseada, el vibrador describe una retirada por pasadas ascendentes de entre 50 cm y 1 m, en la que la grava va



Figura 5. BALSAS DE DECANTACIÓN PARA COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA HÚMEDA (Keller Group, 2000).

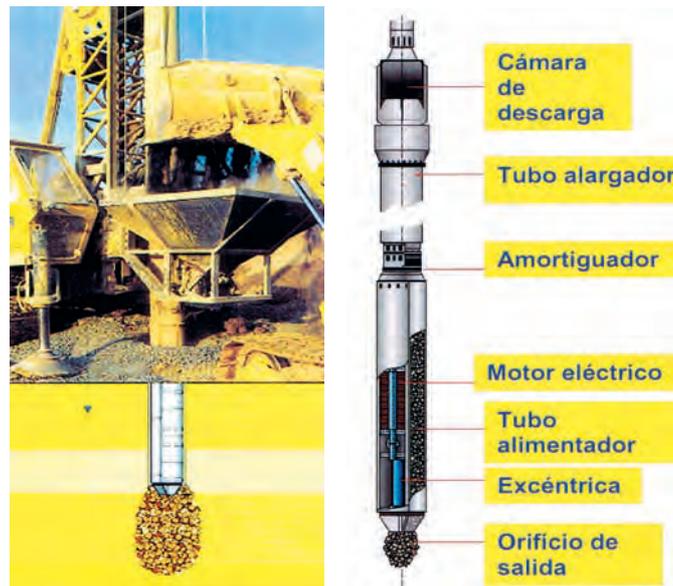


Figura 6. EQUIPO DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA (Keller Group, 2000).

ocupando el espacio libre y el vibrador la compacta lateralmente hasta movilizar el empuje pasivo del terreno y llegar a la superficie (Fig. 7).

Es esencial tener en cuenta que el diámetro final obtenido depende de la compresibilidad de cada capa de terreno tratada y que en terrenos más «flojos» se obtendrán diámetros más elevados y en terrenos más «duros» se obtendrán menores diámetros. *A priori* sólo se puede estimar el diámetro medio que se va a obtener, dato imprescindible para el dimensionamiento, pero en ningún caso se puede prefijar ni limitar el diámetro a riesgo de que las columnas no tengan la compacidad adecuada.

El procedimiento en vía seca permite, gracias a su mástil-guía, asegurar por un lado la verticalidad de la columna y por otro aumentar el empuje estático del vibrador hasta más de 35 toneladas (Figs. 8 y 9).

El procedimiento Kellerterra en vía seca permite, gracias al alimentador integrado al vibrador, que la grava sólo salga del vibrador en la punta y no que discurra desde la plataforma de trabajo hasta el fondo del hueco dejado por el vibrador (vía húmeda).



Figura 7. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA (Keller Group, 2000).



Figura 8. INICIO DE LA EJECUCIÓN DE UNA COLUMNA DE GRAVA EN VÍA SECA EN BOADILLA (Madrid) (Kellerterra, 2003).



Figura 9. EQUIPO DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA EN GETAFE (Madrid) (Kellerterra, 2004).



Figura 10. COLUMNA DE GRAVA EJECUTADA EN VÍA SECA (Kellerterra, 2005).

Durante la ejecución en vía seca, la plataforma de trabajo puede ser transitada sin ningún impedimento, a diferencia de la vía húmeda, en cuyo caso la plataforma está anegada de principio a fin de los trabajos. Al concluir las columnas en vía seca, la plataforma queda prácticamente intacta (Fig. 10), mientras que en vía húmeda requiere un considerable tratamiento de restitución.

A título orientativo, los parámetros principales para la ejecución de las columnas de grava en vía seca serán los siguientes:

- La grava a emplear será rodada o de machaqueo, exenta de finos y con un tamaño de partículas comprendido entre 5 y 40 mm.
- A efectos de cálculo, el ángulo de rozamiento interno de la grava será entre 38* y 40*.
- La grava no será friable, con un desgaste del Ensayo de Los Ángeles < 30 ó 35 %.
- La separación entre columnas será de al menos un diámetro en columnas bajo zapatas aisladas, y en caso de disposición según una malla regular (cuadrada, triangular, tresbolillo), entre una columna cada 2 m² y una columna cada 10 m².



Figura 11. COLUMNAS DE GRAVA HASTA 37 m POR EL SISTEMA S-ALPHA DE KELLER (Keller Group, 2005).

- Los diámetros medios (recordando que dependen de la compresibilidad de cada capa tratada) oscilan entre 60 cm y 1,20 m.
- Las profundidades de las columnas de grava están condicionadas por la capacidad de los equipos empleados y varían entre 1 ó 2 m como alternativa a sustituciones o a pozos de cimentación, hasta 20 m con las máquinas específicas de columnas de grava. Existen ya sistemas en vía seca y alimentación interna que adaptan a una grúa el conjunto tubo-vibrador y que permiten alcanzar profundidades de tratamiento de más de 37 m (Fig. 11).

Ámbito geotécnico

Las columnas de grava se pueden utilizar en terrenos que por sus características granulométricas sean predominantemente cohesivos. Sin que este requisito sea demasiado estricto, correspondería a la parte izquierda de la figura 12 en la que se encuentran las arcillas y los limos, con más o menos contenido granular e incluso abarcando la zona de transición en la que en terrenos granulares el contenido en finos sea superior a un 10 % y no sean aptos para la vibrocompactación o vibroflotación.

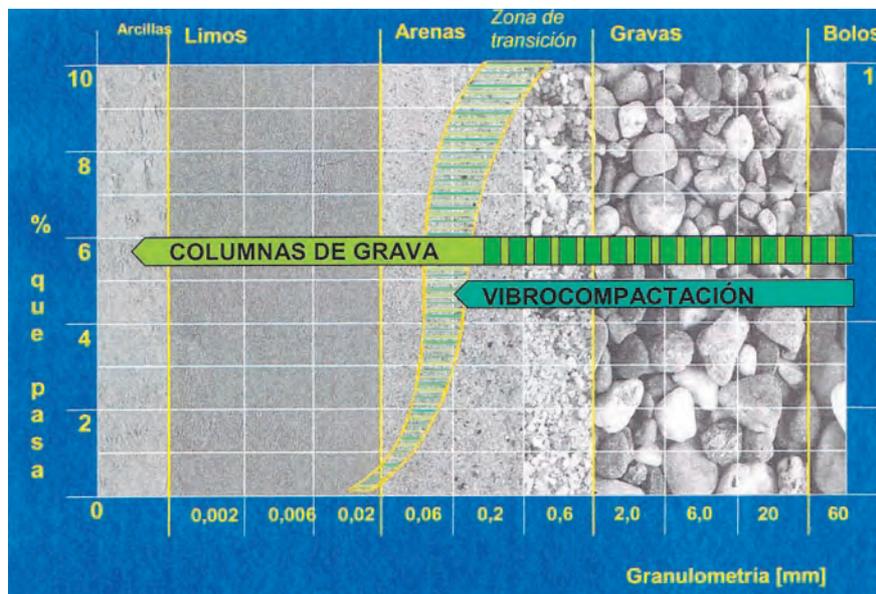


Figura 12. RANGO DE APLICACIÓN POR TIPO DE SUELOS (Keller Group, 2000).

A los suelos indicados en la tabla adjunta habría que añadir ineludiblemente un tipo de terreno cada vez más presente en nuestras obras: los rellenos antrópicos. Los rellenos son terrenos en los que suelen coincidir una baja capacidad portante con una importante heterogeneidad, y ambos inconvenientes pueden ser solucionados mediante columnas de grava, siempre que no se trate de rellenos orgánicos. Ya existen referencias en España de rellenos de escombros de obra (cascotes, restos de hormigón, maderas, plásticos, etc.) tratados con columnas de grava para apoyar las zapatas de naves industriales.

Desde el punto de vista de la compacidad o resistencia de los terrenos a tratar, los equipos habituales para ejecutar las columnas de grava permiten atravesar suelos que presenten hasta 20 golpes en ensayos de penetración dinámica tipo Borros. Lógicamente, este rango no puede ser más que indicativo y depende de múltiples factores como la profundidad, el espesor, el nivel freático, que el terreno sea cohesivo o granular, etc.

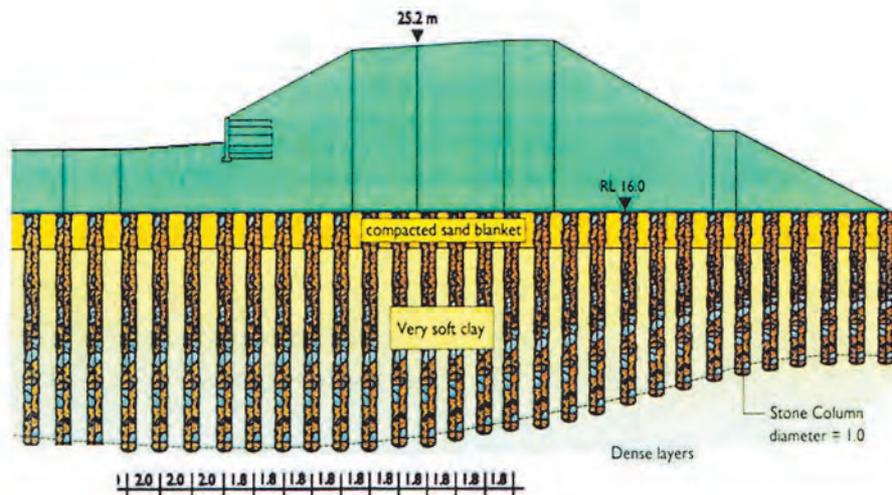


Figura 13. COLUMNAS DE GRAVA BAJO TERRAPLÉN (Keller Group, 2000).

Tipo de obras

Por ser un tratamiento de mejora que tiene muy en cuenta las características mecánicas del terreno original, las columnas de grava tienen ciertas restricciones a la hora de recoger las cargas y, por tanto, no constituyen ni mucho menos la solución a todos los problemas geotécnicos que se nos presenten. Aparte de los condicionantes del terreno mencionados en el apartado anterior, las limitaciones referentes a las cargas hacen que las columnas de grava sean adecuadas para las estructuras que a continuación se proponen.

Por muchas de las prestaciones que ofrecen, las columnas son un tratamiento muy adecuado para terrenos sobre los que apoyen terraplenes, plataformas de obras lineales (carreteras o ferrocarril) o estribos de pasos elevados (Figs. 13 y 14).

En estas aplicaciones para obra civil, la disposición de las columnas de grava suele ser según una malla cuadrada, triangular o al tresbolillo, malla que puede y debe ser ajustada en función de las distintas tensiones que se transmitan.

Los depósitos, tanques, piscinas, balsas u otros elementos de las depuradoras suelen ser estructuras adecuadas para ser apoyadas en terrenos mejorados con columnas de grava. La distribu-

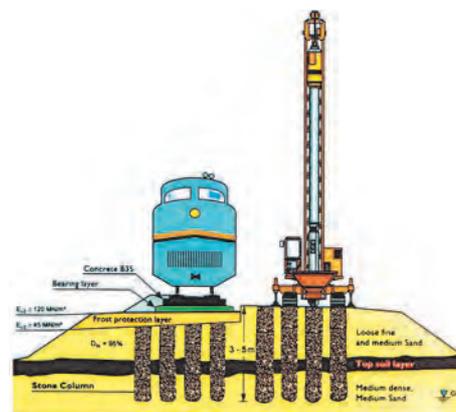


Figura 14. COLUMNAS DE GRAVA BAJO LÍNEA FERROVIARIA (Keller Group, 2000).

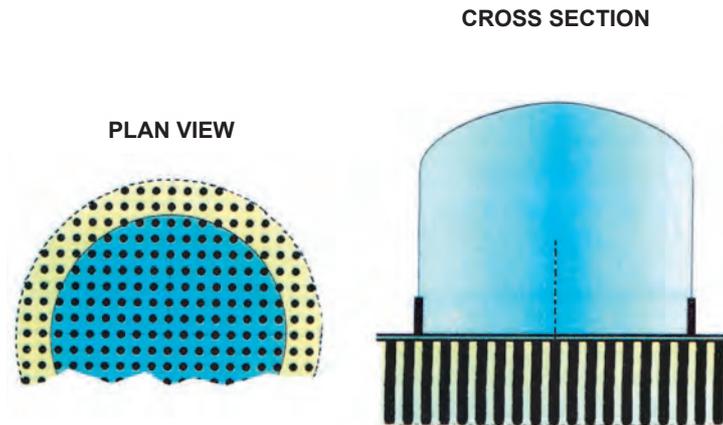


Figura 15. COLUMNAS DE GRAVA BAJO DEPÓSITO (Keller Group, 2000).

ción razonablemente uniforme de sus cargas permite diseñar una malla regular de columnas de grava para reducir fundamentalmente los asentamientos diferenciales y el tiempo de consolidación (Fig. 15).

Cabe mencionar, aunque no sea el objeto del presente artículo, la posibilidad de ejecutar el tratamiento de columnas de grava en fondos marinos, lacustres o fluviales (columnas de grava «off-shore») para una posterior colocación de diques de cajones, muros de escollera, etc. Es evidente que el procedimiento de ejecución debe irremediamente adaptarse al entorno acuático, pero el concepto y la aplicación son los mismos que en tierra firme (Figs. 16 y 17).

La aplicación menos conocida hasta ahora para las columnas de grava se sitúa en el ámbito de la edificación. Respetando las restricciones en cuanto al tipo de terreno y al nivel medio o bajo de las cargas, la vibrosustitución ofrece una opción técnicamente eficaz y económicamente rentable. Calculando los asentamientos en cada punto en que se transmiten las tensiones, se consigue una disposición de columnas de grava adaptada a cualquier tipología de apoyo directo: zapatas aisladas, zapatas corridas, solera, losa o cualquier combinación de estos apoyos superficiales. En cada apoyo de la estructura se limitan los asentamientos absolutos dentro de los valores admisibles y se reducen los asentamientos diferenciales hasta niveles despreciables.

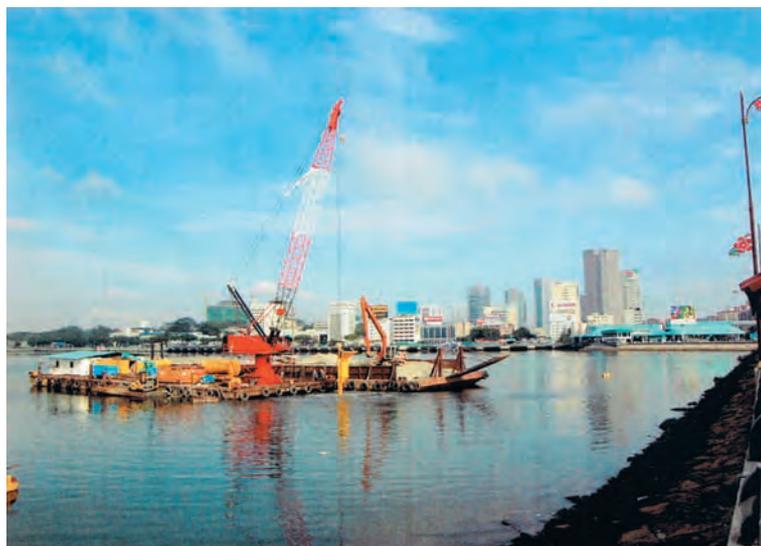


Figura 16. COLUMNAS DE GRAVA «OFF-SHORE» CON EL SISTEMA S-ALPHA DE KELLER (Keller Group, 2005).



Figura 17. COLUMNAS DE GRAVA «OFF-SHORE» CON EL SISTEMA S-ALPHA DE KELLER EN EL PUERTO DE VALENCIA (Kellerterra, 2006).

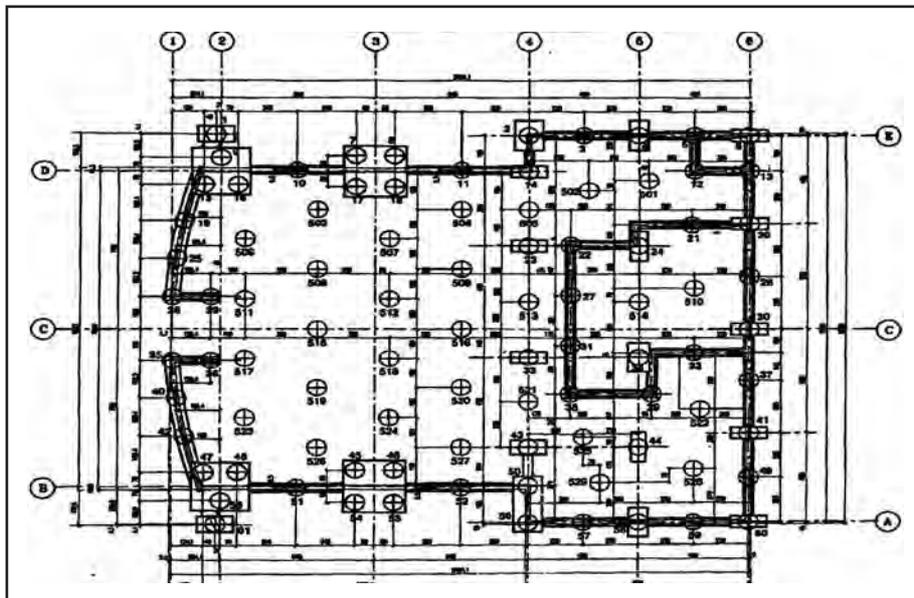


Figura 18. COLUMNAS DE GRAVA EN NAVE INDUSTRIAL (Keller Fondations Spéciales, 2001).



Figura 19. COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA PARA 250 VIVIENDAS EN LOS BARRIOS (Cádiz) (Kellerterra, 2005).

En la figura 18 se distinguen varias tipologías de apoyo superficial: zapatas apoyadas sobre un terreno mejorado con 4, con 3, con 2 y con 1 columna de grava, zapatas corridas apoyadas en columnas de grava dispuestas de forma lineal y columnas de grava más separadas destinadas a recoger las cargas originadas por la sobrecarga de uso de la solera.

Se deduce, por tanto, que las estructuras adecuadas para este tipo de tratamiento son las naves industriales y las edificaciones, residenciales o no, de no más de cuatro o cinco alturas, con o sin sótano, y muy especialmente los unifamiliares, adosados, pareados, etc. (Figs. 19, 20 y 21).

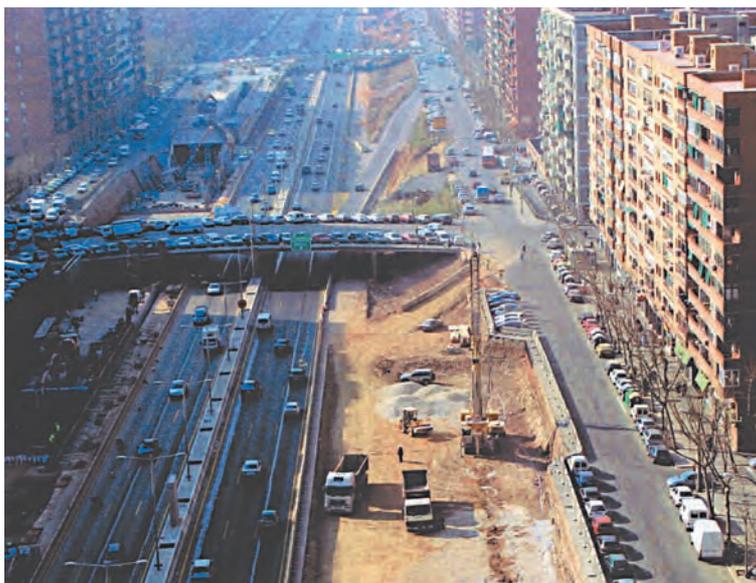


Figura 20. COLUMNAS DE GRAVA EN VÍA SECA BAJO LA LOSA DE UN APARCAMIENTO EN LA GRAN VÍA DE LES CORTS CATALANES (Barcelona) (Kellerterra, 2005).



Figura 21. COLUMNAS DE GRAVA EN CENTRAL DE CICLO COMBINADO EN ESCOMBRERAS (Murcia) (Kellerterra, 2004).

Dimensionamiento

De los diversos métodos de dimensionamiento, el más comúnmente aceptado es el Método de Priebe (Dipl.-Ing Heinz J. Priebe, 1995). Este método persigue obtener los parámetros del suelo equivalente mejorado partiendo de las características del terreno original deducidas del informe geotécnico y las de las propias columnas de grava. Como herramientas para ese fin emplea distintos factores de mejora (n), de reparto (m) y de profundidad (fd), afectados cada uno del subíndice 0 (básico), subíndice 1 (que tiene en cuenta la diferencia de módulos de deformación entre el suelo y la columna de grava) y subíndice 2 (que tiene en cuenta la influencia de las capas suprayacentes a la capa estudiada). A partir de fundamentalmente el ángulo de rozamiento, la cohesión y el módulo de deformación, el Método de Priebe procede a un estudio clásico de asientos de la zapata, solera o losa.

Se elabora para cada proyecto de edificación o de obra civil una Nota de Cálculo en la que se incluyen en primer lugar las hipótesis del terreno extraídas del Informe Geotécnico, las posibles correlaciones empleadas, y las cargas y sobrecargas tenidas en cuenta. A continuación se estudian uno por uno todos los elementos de apoyo de la estructura (zapatas, solera, losa, terraplén...), las tensiones recibidas y el terreno afectado, para obtener la combinación de profundidad y separación de las columnas de grava que ofrezca eficacia técnica (fundamentalmente capacidad portante, seguridad a la rotura y control de asientos) y rentabilidad económica. Se incluyen también las recomendaciones para el cálculo de las cimentaciones que intervengan (zapatas, soleras o losas) y los planos de replanteo del tratamiento propuesto.

Debe tenerse siempre presente que la mejora y refuerzo del terreno se basa en las características de las columnas de grava y no en la posible mejora que se produzca en el terreno circundante. Una vez visto el procedimiento de ejecución por desplazamiento lateral del terreno sin extracción y la posterior compactación de la grava contra el propio terreno, es evidente que al ejecutar las columnas de grava se comprime el terreno y, por tanto, se mejora. Pero esta mejora es muy variable y difícilmente cuantificable, entre otros aspectos porque los suelos granulares reaccionan mejor que los cohesivos al efecto de la vibración. Cualquier cuantificación fiable debería justificarse con ensayos en el terreno posteriores a la ejecución de las columnas de grava y sólo sería razonable para obras de larga duración, de modo que la eventual mejora en el terreno original no se tiene en cuenta en el dimensionamiento y queda como un coeficiente de seguridad añadido.

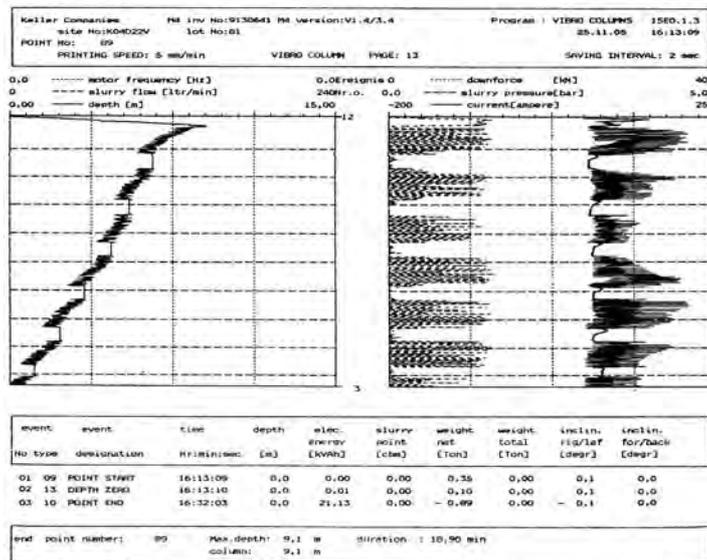


Figura 22. REGISTRO DE PARÁMETROS DE UNA COLUMNA DE GRAVA (Kellerterra, 2006).

Control y ensayos

Tal y como se ha explicado en el capítulo anterior, la base de la mejora y el refuerzo reside en las propias columnas de grava y no en la posible mejora que se produzca en el terreno circundante, por lo que los controles y ensayos deben orientarse sólo a las columnas de grava. Los ensayos o controles en el terreno entre columnas no tienen ningún valor como comprobación de la eficacia y sólo pueden ser tenidos en cuenta a efectos experimentales o empíricos.

Con esa premisa, el control más fiable y eficaz es el que proporciona el ordenador de la máquina de columnas de grava. Dicho ordenador permite que el maquinista vea en tiempo real por el monitor los parámetros de ejecución (número identificativo de la columna, tiempo y velocidad de ejecución, profundidad, intensidad del motor eléctrico, empuje del vibrador, admisión de grava) de la columna

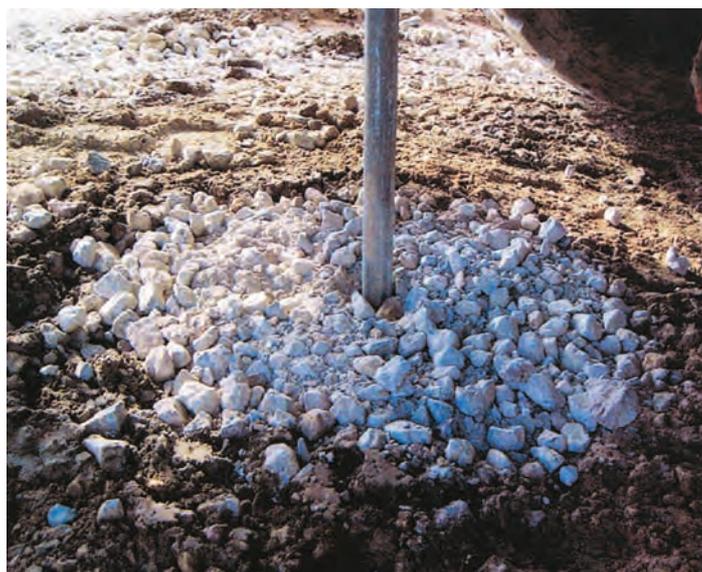


Figura 23. EJECUCIÓN DE UN ENSAYO CPT EN EL EJE DE UNA COLUMNA DE GRAVA (Kellerterra, 2005)

de grava e imprimir, también en tiempo real, una gráfica con los registros de parámetros (Fig. 22). Este documento es de vital importancia, ya que se elabora para el 100 % de las columnas de grava (exhaustividad absoluta) y contiene todos los elementos que permiten comprobar la validez de la columna ejecutada y la correspondencia de sus características con las teóricas recogidas en la Nota de Cálculo, así como permite verificar la correcta continuidad y compactación de la columna. Para que los registros de parámetros resulten fiables, es fundamental que se generen en tiempo real por la propia impresora de la máquina y no sean el fruto de una elaboración posterior en gabinete u oficina.

Estos registros pueden combinarse con ensayos externos, igualmente orientados a comprobar la compacidad, continuidad y profundidad de las columnas. Los ensayos externos más fiables son los penetrómetros estáticos o presiómetros, pero si por disponibilidad o precio éstos no fueran realizables, los penetrómetros dinámicos serían también válidos (Fig. 23), siempre en el eje de las columnas.

Los ensayos de placa de carga son bastante habituales en verificaciones de cimentaciones, si bien para los tratamientos con columnas de grava deben tomarse con cautela y elaborar un riguroso protocolo en lo que se refiere a las correlaciones y resultados esperables. Como las tensiones que, bajo la forma de un bulbo, se transmiten al conjunto, son disipadas lateralmente movilizándose el empuje pasivo del terreno, las dimensiones de la placa deben ajustarse a las dimensiones de la zapata modelizada para no generar un bulbo distinto al real.

Como complemento a todos los ensayos y controles anteriormente mencionados, ya existen referencias en España de instrumentación de las estructuras para comprobar el comportamiento real en lo referente a posibles variaciones de nivel freático (mediante piezómetros), asentamientos (mediante extensómetros) y tensiones (mediante células de presión).

Referencias

- Priebe, Heinz-J. (1995): *The design of vibroreplacement*.
Priebe, Heinz-J. (1990): *The prevention of liquefaction by vibroreplacement*.

Ejecución de columnas de grava en el mar

Ramón VIÑAS PUJOL

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

1. Introducción

En este artículo se exponen aspectos fundamentales de los distintos sistemas de ejecución de columnas de grava para la cimentación de obras marítimas tales como métodos de construcción de las columnas de grava existentes, calados máximos, longitudes máximas de las columnas, características de los equipos a emplear e influencia del oleaje. También se detallan los controles de ejecución y de resultados que deben ir asociados a este tipo de tratamientos.

Se presentan, además, distintos ejemplos de aplicación de tratamientos con columnas de grava del terreno.

Finalmente, se realiza una comparación entre la solución con columnas de grava desarrollada y la convencional con dragado de fondo marino y colocación de material granular (todo uno + escollera).

2. Conceptos básicos

El sistema de vibrodesplazamiento con alimentación por el fondo (Fig. 1) ha constituido un avance muy importante dentro de la tecnología de mejora del terreno al permitir la construcción de columnas de grava compactada sin cortes o interrupciones, en suelos cohesivos blandos, como los que generalmente constituyen la parte superior de los fondos marinos. En estos suelos, cuyas resistencias al corte, C_u , suelen alcanzar valores mínimo en torno a 1-2 t/m², no se pueden aplicar de forma correcta las técnicas de vibrodesplazamiento convencionales que utilizan el denominado “sistema húmedo con alimentación por arriba”.

La técnica de las columnas grava construidas con el sistema de alimentación por el fondo ha sido desarrollada para tratar el tipo de suelos mencionado en el párrafo anterior, combinando las posibilidades

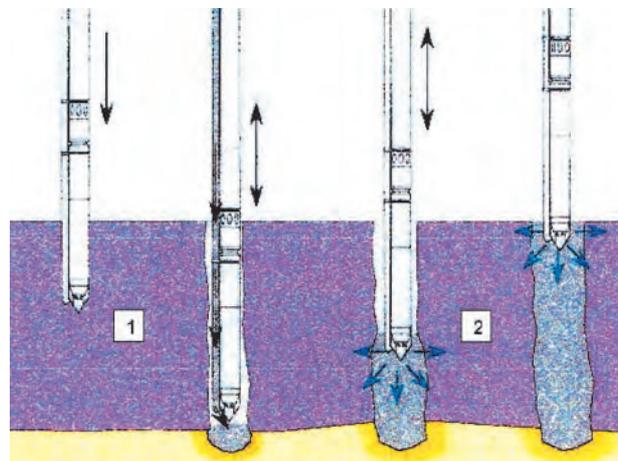


Figura 1. VIBRODESPLAZAMIENTO CON ALIMENTACIÓN POR FONDO
(Fases de ejecución: 1-Penetración, 2- Formación de la columna de grava)

de mejora del terreno por vibrodesplazamiento con las características resistentes de las columnas de grava. Esta técnica tiene el objeto principal de transmitir las cargas de la estructura a estratos más competentes en profundidad, produciendo, debido al uso del proceso constructivo de las columnas de grava por vía seca (sin "lavado" de terreno con lanza de agua a presión), la densificación de los suelos granulares y la mejora, por desplazamiento, de los suelos cohesivos blandos, de manera tal que, efectivamente, tengan capacidad de transferir estas cargas.

3. Ejecución de las columnas de grava en el mar

En el caso de proyectarse la mejora de suelos marinos por medio de columnas de grava, previa a la ejecución de dichas columnas habitualmente se requiere la eliminación de los fangos superiores, para evitar discontinuidades en el tratamiento que darían lugar a asentamientos no deseados y a posibles planos de deslizamiento. A modo de ejemplo, en las figuras 2 a 8 se reproducen estas fases para la construcción de un muelle de cajones sobre un suelo mejorado con columnas de grava.

MÉTODOS DE EJECUCIÓN

En la actualidad existen tres métodos para la ejecución de las columnas de grava en el mar, los cuales se describen a continuación:

- a) **Método de la banqueta de grava:** Requiere la ejecución previa de una banqueta de grava mediante vertido con gánguiles. El espesor de esta banqueta es variable en función de las necesidades del diseño del tratamiento; es decir, en función de la longitud, del diámetro y de la separación entre columnas. A la hora de diseñar el espesor de esta banqueta de grava hay que tener en cuenta que parte de la grava se quedará entre medias de las columnas, con lo que este sistema requiere de un mayor consumo de grava que los sistemas de alimentación de fondo. Espesores habituales

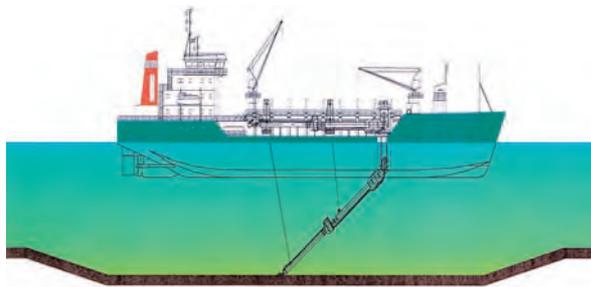


Figura 2. EJECUCIÓN DEL DRAGADO DE LOS 2 A 3 m SUPERIORES.

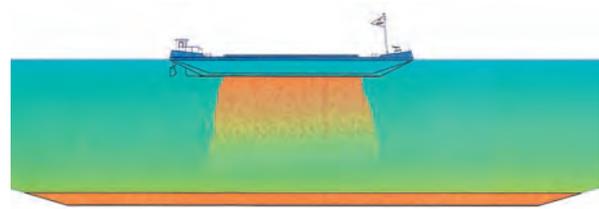


Figura 3. RELLENO CON MATERIAL GRANULAR 3 m (TODO-UNO DE CANTERA).

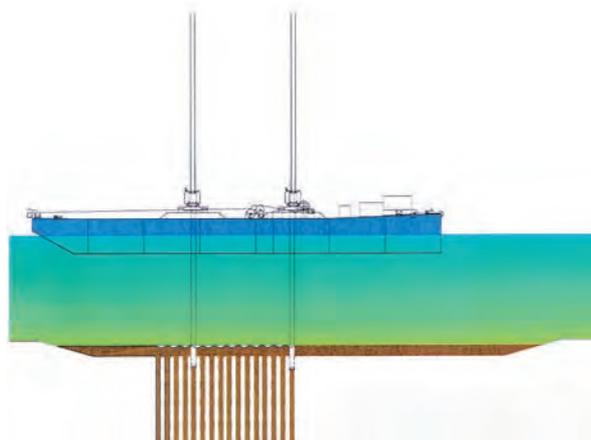


Figura 4. EJECUCIÓN DE LAS COLUMNAS DE GRAVA.

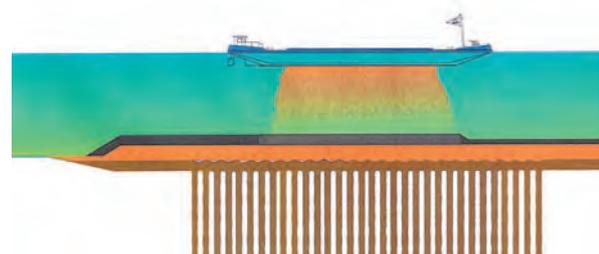


Figura 5. CONSTRUCCIÓN DE UNA BANQUETA DE MATERIAL GRANULAR PROTEGIDA CON ESCOLLERA.

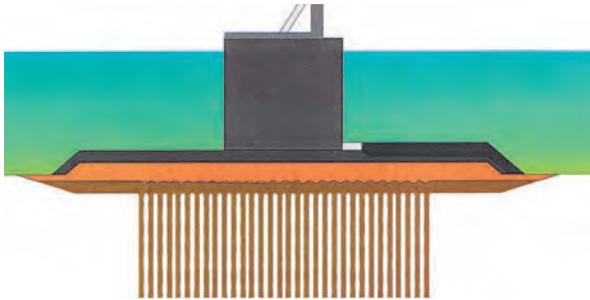


Figura 6. FONDEO DEL CAJÓN SOBRE LA BANQUETA.

de las mantas de grava estarían entre 3 a 5 m sobre el fondo marino. Las columnas de grava se construyen mediante la introducción del vibrador a través de dicha banqueta y el estrato de suelos blandos a tratar, hasta llegar a una capa de terreno resistente (Fig. 7). A continuación, el vibrador se va elevando por intervalos de 0,5 a 1 m y se compacta la grava que cae por el espacio anular entre él y las paredes del agujero formado durante la fase de penetración, con ayuda de lanza de agua. Con este método se pueden ejecutar columnas de hasta 10 a 15 m de longitud máxima en terrenos en que las paredes del agujero mencionado se mantengan estables y permitan la caída de grava hacia el fondo de la columna en formación.

- b) **Método del tanque superior de grava.** En este método la alimentación se realiza por el fondo, por medio de un tubo adosado lateralmente al torpedo o vibrador y conectado en su parte superior a un depósito de grava con una compuerta hidráulica (Fig. 8). El torpedo va penetrando en el terreno con ayuda de las vibraciones y, fundamentalmente, su propio peso, hasta llegar a la profundidad que se haya considerado conveniente en función de las características del terreno. Una vez alcanzada esa profundidad, se abre la compuerta hidráulica del depósito superior y la grava se desplaza a través del tubo de alimentación hasta salir por la punta del vibrador. A medida que va saliendo la grava, el vibrador se va elevando, en intervalos de 0,5 a 1 m, y va compactándola hasta completar la columna. La entrada continua de la grava por la punta del vibrador se garantiza mediante el peso de la propia columna de grava, en el tubo y el depósito de alimentación. Con este método se pueden tratar espesores de suelos blandos en torno a los 20 a 25 m en aguas con calados de hasta 30 m.

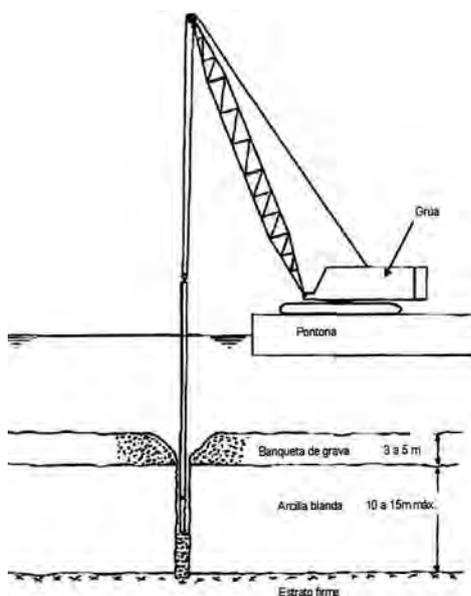


Figura 7. MÉTODO DE LA BANQUETA DE GRAVA.

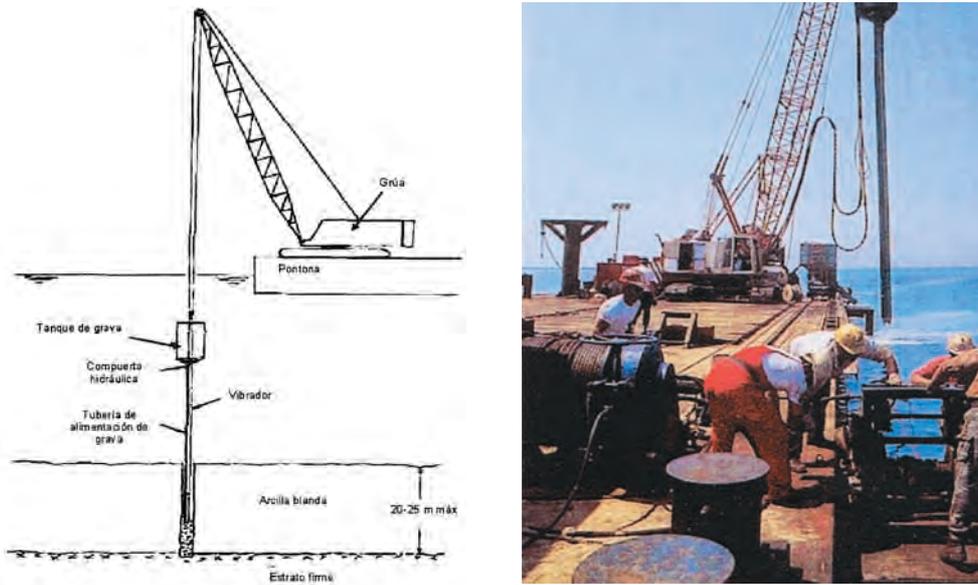


Figura 8. MÉTODO CON TANQUE SUPERIOR DE GRAVA Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO.

- c) **Método de la bomba de grava.** Al igual que el anterior, éste es un método de alimentación por el fondo. En este caso el vibrador lleva acoplado en su parte superior un depósito de grava de doble compuerta que a su vez va conectado a un sistema de bombeo de grava por medio de aire comprimido (Fig. 9). El procedimiento de ejecución de la columna es similar al del método de tanque superior; pero, una vez alcanzada la profundidad de proyecto, la grava no cae por su propio peso sino que es bombeada desde el tanque acoplado al vibrador, a través de la tubería de alimentación lateral, hasta salir por la punta su punta. Aquí también, a medida que va saliendo la grava, el vibrador va elevándose, en intervalos de 0,5 a 1 m, hasta completar la columna. La salida de la grava por la punta del vibrador se garantiza mediante aire a presión. La profundidad máxima alcanzada con este método está en torno de 50 a 55 m (calado máximo de 30 m + columnas de 20 a 25 m).

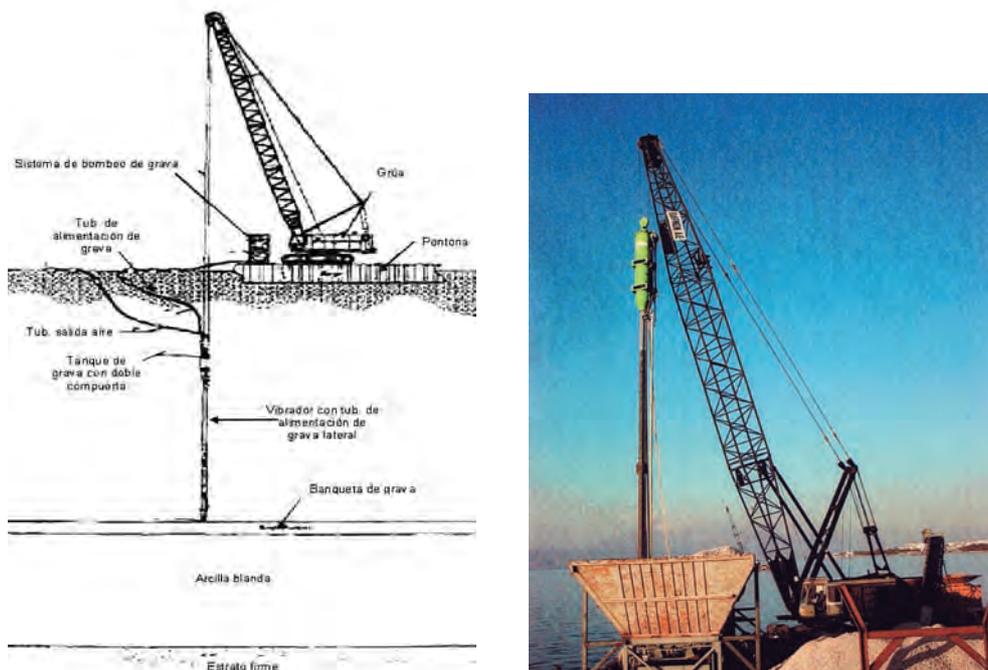


Figura 9. MÉTODO CON BOMBA DE GRAVA Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO.

De acuerdo con lo expresado en el apartado de conceptos básicos y en los párrafos precedentes, los métodos esquematizados en las figuras 8 y 9 –es decir, los de alimentación por el fondo– son más convenientes para obras en el mar que el que aparece en la figura 7, porque tienen menos limitantes en cuanto a la profundidad que se puede alcanzar con el tratamiento, debido a que las columnas no dependen de la construcción de una banqueta en el fondo mar, cuya altura se ve limitada por la naturaleza poco resistente de los suelos que, por lo general, componen dicho fondo. Además, el sistema constructivo en que se basan los métodos de alimentación por el fondo descritos permite garantizar la continuidad de las columnas en toda su profundidad y llevar un control de ejecución mucho más estricto y fiable, tal y como se verá en los apartados siguientes.

Asimismo, teniendo en cuenta lo ya señalado en relación con las propiedades geotécnicas de los suelos que componen los fondos marinos, se puede concluir que, dentro de los métodos de alimentación por el fondo disponibles actualmente para la ejecución de columnas de grava en el fondo del mar, convendría aplicar, en general, el que se representa en las figuras 8 y 10.

En los métodos de alimentación por el fondo mencionados, la grava llega a la profundidad de tratamiento a través de un tubo lateral adosado al vibrador. Para que la grava se quede en el agujero que el vibrador forma en profundidad y no sea el terreno el que tienda a meterse en el dicho tubo, debe mantenerse en todo momento una presión sobre la grava superior a la del terreno. Esto se logra en unos métodos impulsando la grava desde la tolva de alimentación, situada sobre la pontona, con aire a presión, y en otros, por presión de la columna de grava al tener el tanque de alimentación directamente sobre el vibrador (véanse esquemas adjuntos). A pesar de que, para un mismo nivel de control de ejecución, ambos métodos serían válidos, el segundo método –es decir, el que se representa en las figuras 8 y 10– resulta más conveniente porque produce una menor perturbación en el terreno circundante, ya que éste sólo se desplaza por efecto de las vibraciones al compactar la grava y no sufre ningún remoldeo por acción del aire que se inyecta a presión.

PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN

Las columnas de grava se deben ejecutar desde una pontona de dimensiones suficientes para albergar la grúa que soporta el vibrador, el sistema de alimentación de grava (grúa auxiliar y depósitos) y el acopio de materiales, según aparece en la figura 11.

Estas columnas deben tener un diámetro medio y una distribución en planta según una malla triangular de manera tal que el factor de reemplazo o sustitución (relación área columna / área de influencia por columna) sea el previsto en proyecto. Sus longitudes, según la zona y las áreas a tratar con ellas, deben ser las que se definen en los planos de proyecto.

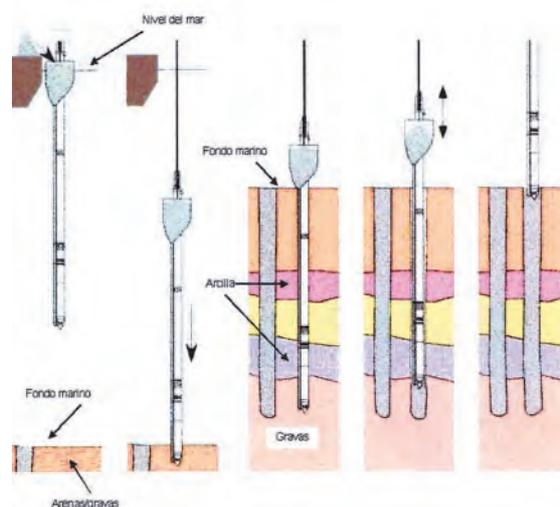


Figura 10. DETALLES EJECUCIÓN COLUMNAS DE GRAVA CON TANQUE SUPERIOR Y ALIMENTACIÓN POR EL FONDO.

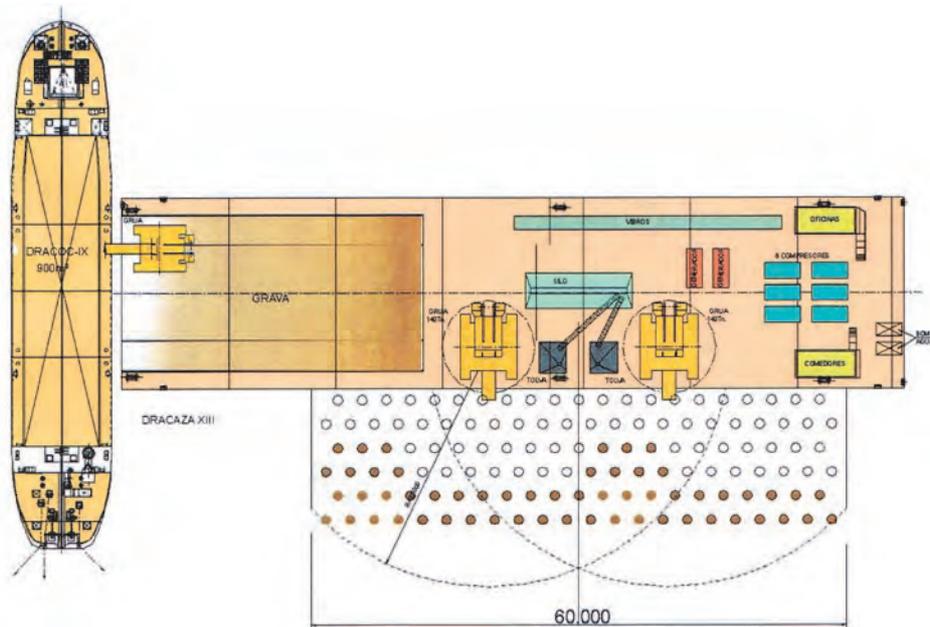


Figura 11. PLANTA DE SITUACIÓN DE LAS GRÚAS, EL SISTEMA DE ALIMENTACIÓN Y EL ACOPIO DE GRAVA.

Resulta conveniente que el diámetro del vibrador sea el menor posible para facilitar su penetración en el terreno. Para la entrada de grava, tal y como se ha dicho, se debe utilizar un sistema que garantice que la presión en la grava que sale por la punta del vibrador se mantenga siempre más alta que la presión del terreno circundante, para lograr una descarga ininterrumpida de la misma. Esto se debe conseguir con el peso de la propia columna de grava, en el tubo y depósito de alimentación. De este modo, el vertido de grava se efectúa de tal manera que cada columna terminada resulta continua en toda su longitud.

Los tubos o mangueras de alimentación deben tener la longitud suficiente para alcanzar las profundidades previstas en el proyecto.

El posicionamiento de la punta del vibrador se debe realizar con un sistema de DGPS (Figs. 12 y 13).

La penetración de la punta del vibrador en la tierra se debe producir mediante el efecto de las vibraciones, su propio peso y la ayuda de un chorro de agua y/o aire.

Las mediciones digitales registradas por el equipo (intensidad de corriente o presión en función de la profundidad y del tiempo) deben estar visibles en la cabina del operador (Figs. 12 y 13).

Una vez alcanzada la profundidad de proyecto, se debe colocar la grava en tongadas levantando el vibrador en intervalos de 0.5 a 1 m de longitud. Cada una de estas tongadas se debe penetrar y re-penetrar el número suficiente de veces hasta conseguir una lectura mínima de intensidad de corriente, en amperios, o de presión, en bares, según se trate de un motor eléctrico o hidráulico. El valor mínimo citado será el que se defina en las secciones de prueba, teniendo en cuenta los siguientes parámetros:

- Diámetro de la columna considerado en los cálculos.
- Densidad de la grava colocada en la columna y, en consecuencia, ángulo de fricción interna considerado en los cálculos.

Se deben realizar tantas áreas de pruebas como zonas de la obra con cambios significativos en las características del terreno se detecten. En cada una de ellas, las columnas de prueba se deben hacer lo más próximas posible a los reconocimientos existentes (sondeos, ensayos de penetración, etc.) de manera tal que pueda establecerse una correlación entre los amperios o presión en el motor del vibrador y la resistencia a la penetración, en términos de golpes de SPT. Por lo general, las columnas se deben

empotrar como mínimo 1 m en la capa resistente. Además, este empotramiento debe cumplir con la condición de producirse en una capa con un golpeo mínimo de 20 a 30, lo cual normalmente se corresponde con registros de 80 a 100 amperios o de 150 a 200 bares en el motor del vibrador durante la fase de penetración. No obstante, este rango se debe verificar en obra por medio de la calibración mencionada.

Del mismo modo, las columnas de prueba deben permitir relacionar los valores de intensidad en amperios o de presión en bares, con el volumen de grava y el tiempo de vibración en cada intervalo de 0,5 a 1 m de longitud, durante la etapa de ejecución de las columnas de grava a partir de la profundidad de empotramiento, hacia arriba. Normalmente, en cada uno de los intervalos señalados se deben alcanzar valores del orden de 90 a 110 amperios o de 175 a 200 bares como mínimo.

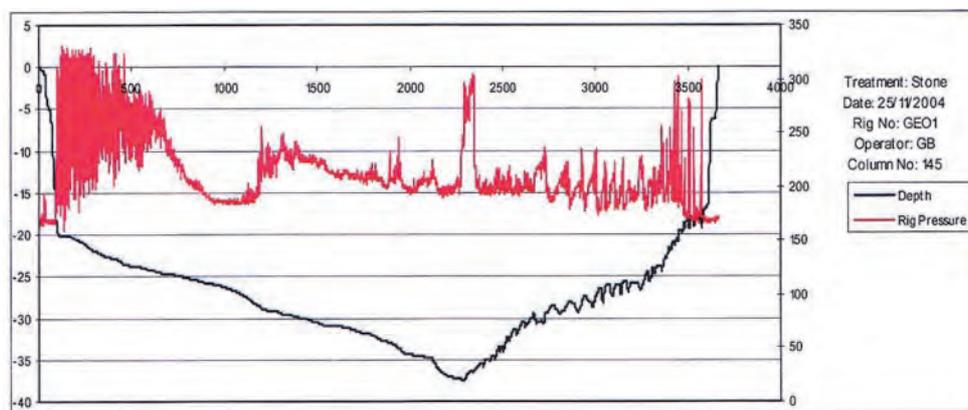
En principio, a partir de una altura de ola de 1,50 m, y con el fin de hacer prevalecer la seguridad de las grúas y la precisión en el replanteo de las columnas, se deben suspender los trabajos. No obstante, este valor límite se tiene que verificar en obra, porque sobre el mismo influyen distintas variables, entre las cuales se destacan las dimensiones de la pontona a utilizar y el periodo de las olas.

CONTROL DE EJECUCIÓN

Para comprobar la buena ejecución de las columnas de grava se deben realizar inspecciones visuales, en forma continua, y verificar que el procedimiento de ejecución de las columnas de grava, en todas las áreas previstas en el proyecto, se ajusta a lo expresado en los apartados anteriores. Asimismo, se debe comprobar que en todo momento los resultados obtenidos se correspondan con los de las áreas de prueba iniciales.

DETALLE DE LA MONITORIZACIÓN DE LA EJECUCIÓN

1. Planta del tratamiento y posición del GPS para el replanteo de las columnas.
2. Registro de los parámetros del tratamiento (presiones, profundidades, tiempos).
3. Datos de la grúa base (cargas, inclinación de la pluma, etc.).



Figuras 12 y 13. DETALLE DE LA MONITORIZACIÓN DE LOS EQUIPOS Y DEL REGISTRO DE PARÁMETROS DEL TRATAMIENTO.

Una segunda actuación consiste en la verificación de los datos obtenidos con el registrador de parámetros de los equipos, es decir, la profundidad alcanzada por cada columna, las intensidades o presiones en el vibrador durante las fases de penetración y de densificación de la grava y los pesos o volúmenes de grava colocados en función de la profundidad y del tiempo. A modo de ejemplo, en la figura 20 se incluyen algunas de las salidas del registrador de parámetros mencionado.

En algunos casos, el diámetro variará levemente de una columna a otra, o dentro de una misma columna. Esto resulta aceptable dentro de ciertos márgenes, puesto que las columnas de grava son un sistema del refuerzo del terreno que permite asegurar una homogeneización máxima del mismo al cambiar su diámetro en función de la resistencia de las diferentes capas de suelo que las rodean. De este modo, durante el proceso se formarán columnas más gruesas en capas débiles y columnas más delgadas en capas más competentes, manteniendo el factor de reemplazo constante, aproximadamente.

Todos los datos anteriores se deben recoger en partes de ejecución, los cuales deben contener la siguiente información:

- Cada columna de grava, ejecutada identificada con un número.
- La fecha y el tiempo de ejecución de cada columna.
- Las cotas de inicio y final de cada columna.
- Salidas de los registradores de parámetros correspondientes a cada columna, según lo descrito anteriormente.
- Comentarios sobre obstrucciones encontradas, retrasos y cualquier variación inusual del terreno con relación a lo previsto en proyecto y a lo encontrado en las áreas de prueba.

4. Aplicación de las columnas de grava a obras marítimas

En las figuras 14 a 21 se presentan ejemplos de aplicación típicos de columnas de grava en obras marítimas, ejecutadas desde pontona. En general, estas columnas de grava se utilizan para mejorar el terreno de cimentación de diques, muelles de cajones y túneles submarinos, en lugar del procedimiento clásico de dragado y colocación de capas de material granular formando banquetas que pueden llegar a tener longitudes y espesores importantes.



Figura 14. VISTA GENERAL DE LA EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA EN IGOUMENITZA (Grecia).

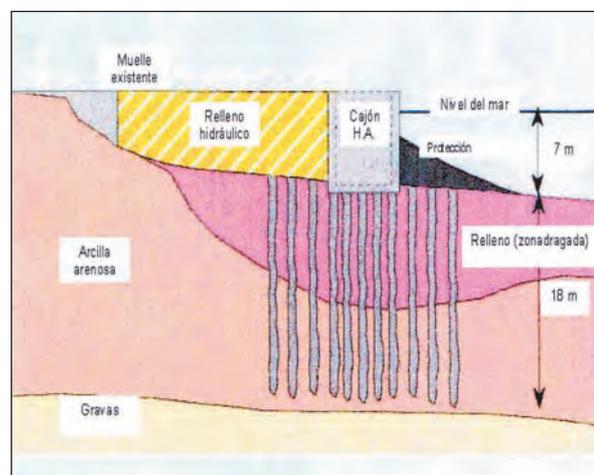


Figura 15. SECCIÓN TRANSVERSAL TERRENO DE GRAVA CIMENTACIÓN DE UN MUELLE DE CAJONES TRATADO CON COLUMNAS DE GRAVA EN IGOUMENITZA (Grecia).

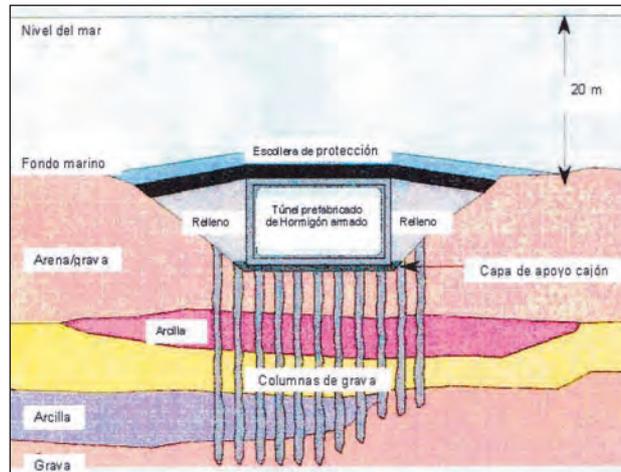


Figura 16. SECCIÓN TRANSVERSAL DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN DE UN TÚNEL SUBMARINO TRATADO CON COLUMNAS DE GRAVA EN IGOUMENITZA (Grecia).



Figura 17. VISTA GENERAL DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA EN PATRÁS (Grecia).

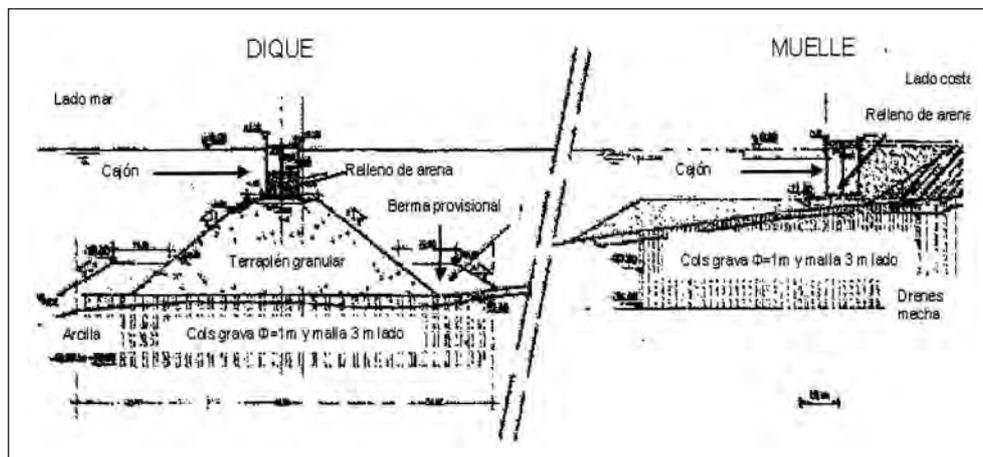


Figura 18. SECCIONES TRANSVERSALES TÍPICAS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN DE UN DIQUE MIXTO (CAJONES-TERRAPLÉN) Y DE UN MUELLE DE CAJONES TRATADO CON COLUMNAS DE GRAVA EN PATRÁS (Grecia).



Figura 19. VISTA GENERAL DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA EN EL PUERTO DE ALGECIRAS.

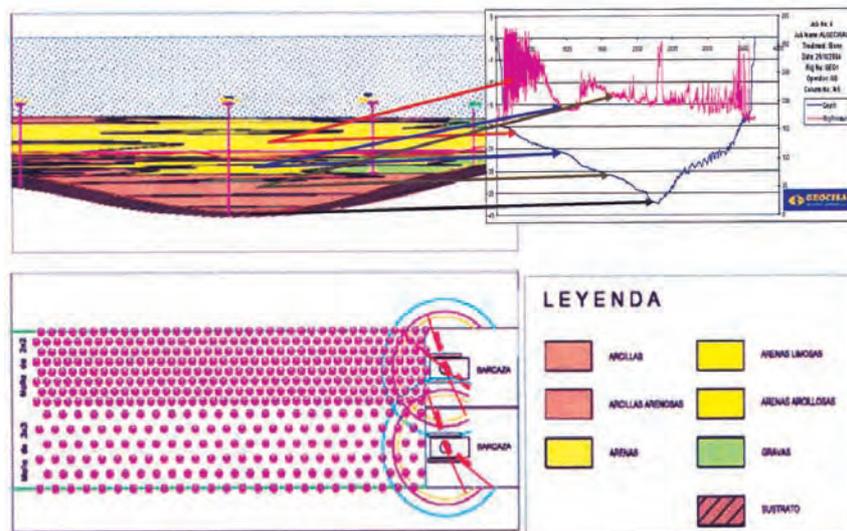


Figura 20. DETALLE DE TRATAMIENTO DE CON COLUMNA DE GRAVA PARA LA MEJORA DE LAS ARENAS LIMOSAS Y ARENAS ARCILLOSAS BLANDAS EN EL PUERTO DE ALGECIRAS.



Figura 21. VISTA GENERAL DE EJECUCIÓN DE COLUMNAS DE GRAVA DESDE PONTONA EN EL PUERTO DE VALENCIA.

5. Comparación entre la solución con columnas de grava y la tradicional con dragado profundo

Durante muchos años, la técnica del dragado profundo y sustitución con material granular ha sido la solución más común para la ejecución de obras en el mar. Sin embargo, gracias al desarrollo tecnológico que se ha experimentado, han surgido alternativas que ofrecen una serie de ventajas. Una de estas alternativas es el tratamiento con columnas de grava. Debido a ello, en los párrafos siguientes se realiza una comparativa, para el caso particular de un muelle de cajones (Figura 18), considerando ambas soluciones. Esta comparativa se efectúa para los siguientes aspectos fundamentales en este tipo de obras:

FACTORES DE SEGURIDAD FRENTE A HUNDIMIENTO

En general, las columnas de grava, al actuar como un refuerzo del terreno, incrementan los factores de seguridad, a corto plazo, entre un 50 y un 70% con relación a la solución clásica con dragado profundo.

PLAZOS DE EJECUCIÓN

Debido al funcionamiento de las columnas de grava como drenes se reducen considerablemente los tiempos de consolidación entre cada una de las fases constructivas, en comparación con la solución de dragado profundo. A causa de esto, los cajones pueden colocarse sobre las bermas o banquetas de material granular que hacen las veces de encepado de las columnas casi inmediatamente después de finalizada su construcción.

DEFORMACIONES

Debido a la acción de refuerzo y homogeneización del terreno lograda con el tratamiento con columnas de grava, normalmente se reducen las deformaciones totales entre un 30 a un 40% y los asentamientos diferenciales en más del 50 %, con relación a la solución con dragado profundo. Además, se puede colocar el relleno por detrás del cajón prácticamente sin afección sobre éste, reduciéndose los asentamientos en las proximidades del mismo.

INESTABILIDAD DINÁMICA

La acción drenante, y al mismo tiempo de refuerzo de las columnas de grava en el terreno tratado, incrementa la resistencia del mismo frente a la licuación y a otros tipos de inestabilidades relacionadas con acciones dinámicas de tipo sísmico o marítimo (oleaje).

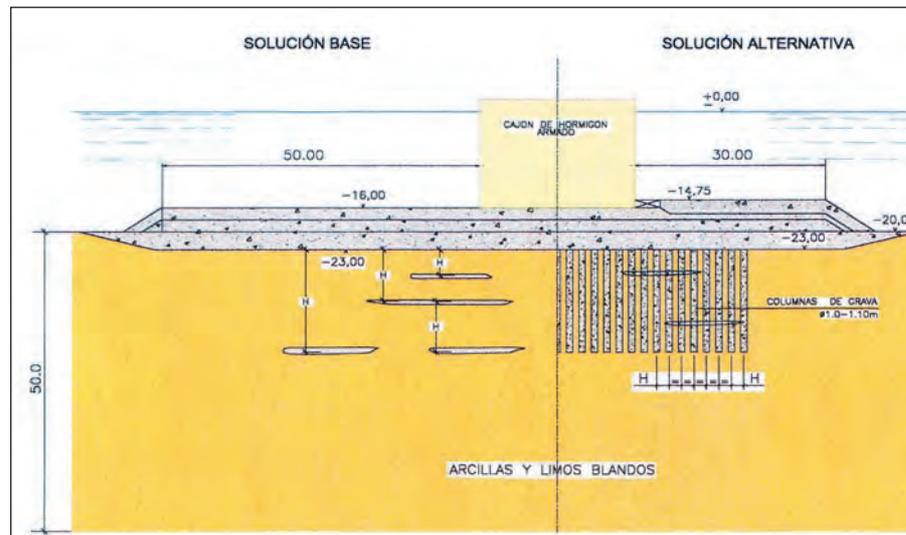


Figura 22. COMPARATIVA ENTRE LA SOLUCIÓN DE DRAGADO PROFUNDO Y LA SOLUCIÓN CON COLUMNAS DE GRAVA.

Además de todas las ventajas expuestas anteriormente, la solución con columnas de grava es menos agresiva al medioambiente, debido a que minimiza el dragado y reduce notablemente la cantidad de material granular necesario para la ejecución de la obra.

6. Resumen y conclusiones

El sistema de vibrodesplazamiento con alimentación por el fondo ha constituido un avance muy importante dentro de la tecnología de mejora del terreno, al permitir la construcción de columnas de grava compactada sin cortes o interrupciones, en suelos cohesivos blandos, como los que generalmente constituyen la parte superior de los fondos marinos.

Esta técnica tiene el objeto principal de transmitir las cargas de la estructura a estratos más competentes en profundidad, produciendo, debido al uso del proceso constructivo de las columnas de grava con alimentación por el fondo, la densificación de los suelos granulares y la mejora, por desplazamiento, de los suelos cohesivos blandos, de manera tal que, efectivamente, tengan capacidad de transferir estas cargas.

Para ejecutar las columnas de grava en el mar se pueden utilizar tres métodos: de entre ellos, los basados en alimentación por el fondo resultan los más adecuados para obras en el mar. Estos métodos tienen menos limitaciones en cuanto a la profundidad que se puede alcanzar con el tratamiento, debido a que las columnas no dependen de la construcción previa de una banqueta de material granular; además, dado el sistema constructivo que utilizan, garantizan la continuidad de las columnas en toda su profundidad y permiten llevar un control de ejecución mucho más estricto y fiable.

Del estudio comparativo realizado se deduce que la alternativa con columnas de grava resulta, por lo general, más conveniente frente a la clásica con dragado profundo porque permite obtener coeficientes de seguridad mayores frente al hundimiento, disminuyendo al mismo tiempo las deformaciones y los plazos de ejecución y aumentando la seguridad frente a acciones dinámicas (sismo y oleaje). Asimismo, ofrece ventajas desde el punto de vista medioambiental debido a que minimiza el dragado y reduce notablemente la cantidad de material granular necesario para la ejecución de la obra.

Columnas de mortero con desplazamiento

Juan José ROSAS ALAGUERO

INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
IFC CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.

1. Introducción

La tecnología de las columnas de desplazamiento se engloba dentro de las técnicas de mejora del terreno, teniendo todas ellas como fin último modificar el funcionamiento tensodeformacional de un material geotécnico preexistente de forma que su comportamiento sea compatible con los requerimientos de la estructura a soportar. Las columnas de mortero ejecutadas mediante desplazamiento consiguen este cambio en las características del material preexistente mediante un doble mecanismo: por un lado, el propio sistema de generación de la columna implica el desplazamiento del material situado donde se realiza dicha columna, material que se desplaza radialmente, con la consiguiente compactación del material perimetral a la columna; por otro lado, la inserción de un elemento estructural de características tensodeformacionales radicalmente diferentes al material preexistente hace que el conjunto terreno-columna tenga un comportamiento diferente al del material sin la presencia de dichas inclusiones.

Este doble mecanismo de mejora o, mejor dicho, de cambio de características tensodeformacionales del terreno no debe verse como independiente, debido a que la mejora conseguida en el terreno colindante a la columna es muy importante para poder conseguir un adecuado comportamiento del conjunto terreno-columna. El resultado final del tratamiento será la consecución de un conjunto terreno columnas con una mayor rigidez, resultado de combinar las rigideces de las columnas, el terreno compactado colindante a las columnas y el terreno preexistente. Así mismo, la inserción de unos elementos con una mayor resistencia al corte que la del terreno atravesado también dotará a dicho conjunto de una mayor capacidad de soportar esfuerzos de corte. Estos cambios en el comportamiento del material hacen que la tecnología aquí expuesta deba valorarse como solución para conseguir plataformas menos deformables, así como para aumentar el grado de estabilidad de taludes (véase Fig. 1).

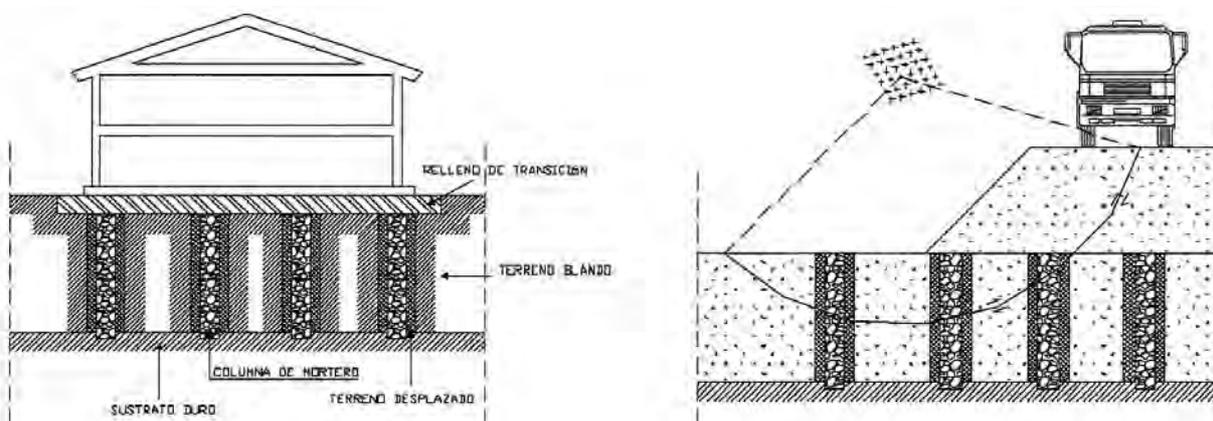


FIGURA 1

En la presente exposición se describirá la tecnología Omega para la realización de columnas de desplazamiento, tecnología esta con la que IFC ha resuelto diversas obras, tanto en su aplicación en forma de pilote como en forma de columna de mortero. En el presente texto, primero se hará una breve introducción a las metodologías de diseño y posteriormente se expondrán las características particulares del sistema Omega para la realización de columnas de desplazamiento, haciendo una breve descripción de una obra resuelta con dicha tecnología consistente en la mejora de una plataforma; finalmente, se expondrán los aspectos más importantes en el apartado de conclusiones.

2. Metodologías de diseño

La base teórica sobre la que se fundamenta el diseño de la mejora del comportamiento tenso-deformacional del terreno modificado con columnas de desplazamiento, es el estudio de la interacción entre el terreno preexistente, el terreno mejorado en la fase de ejecución de las columnas y las propias columnas, estos materiales se caracterizan por una diferencia de rigideces importante, lo cual genera una redistribución de las tensiones, así como la aparición de mecanismos tenso-deformacionales asociados a niveles de deformación inferiores a los propios de una carga unitaria vertical (Fig. 2).

Esta relación de rigideces entre las columnas de mortero y el terreno preexistente, la cual puede oscilar entre 500 y 10.000 para el caso de suelos duros y blandos, respectivamente, así como la gran capacidad de soportar esfuerzos tangentes y de compresión de cada una de las columnas, son las características diferenciadoras de la tecnología de mejora con columnas de mortero respecto a otras tecnologías aparentemente idénticas como son las columnas de grava o la vibroflotación, siendo esta tecnología, en muchos aspectos, similar a tecnologías de refuerzo del terreno como pudiera ser el claveteado para mejora de capacidad portante o la tierra armada.

En base a lo comentado anteriormente, las metodologías de diseño deberán poder modelar el comportamiento de un material compuesto por varios materiales de características radicalmente diferentes. La complejidad asociada a esta situación hace que las metodologías aplicadas oscilen, desde modelos muy simplistas basados en la estimación de los parámetros del nuevo material formado por el terreno preexistente y las columnas, hasta las modelizaciones más complejas basadas en elementos finitos tridimensionales donde se puede modelar tanto el comportamiento del terreno como el de las columnas de mortero, así como los mecanismos de interacción, pasando por metodologías como la de Priebe o la de Van Impe y De Beer, ambas heredadas de la tecnología de columnas de grava y adecuadamente adaptadas a la mayor rigidez de las columnas de mortero.

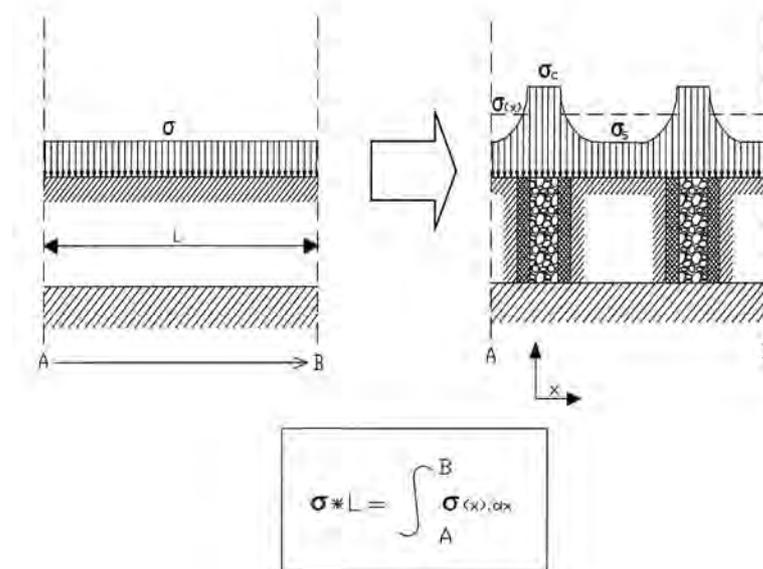


FIGURA 2

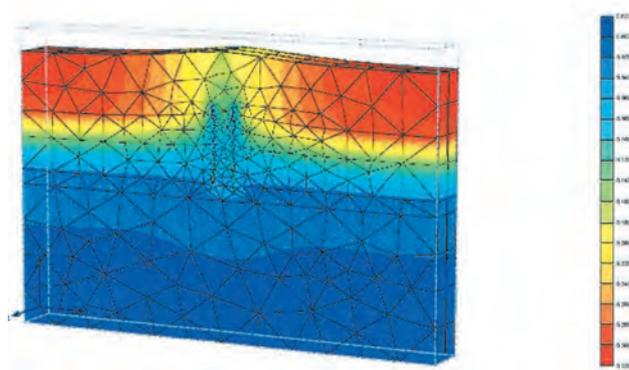


FIGURA 3

A modo de ejemplo ilustrativo, y utilizando la metodología de elementos finitos, en la figura siguiente (Fig. 3) se representa el efecto que genera la materialización de varias columnas de mortero en una capa de terreno preexistente, realizando posteriormente un terraplenado sobre éstas. En la figura se representan los asientos estimados, pudiéndose ver que éstos son prácticamente la mitad en la vertical de las columnas respecto a los asientos en la zona no tratada. Así mismo, en la siguiente figura (Fig. 4) se representan los puntos donde el modelo presenta plastificaciones, pudiéndose observar cómo las acumulaciones de tensiones se producen en la zona superior de las columnas y cómo parte de estos procesos de plastificación también se dan en el apoyo de las columnas.

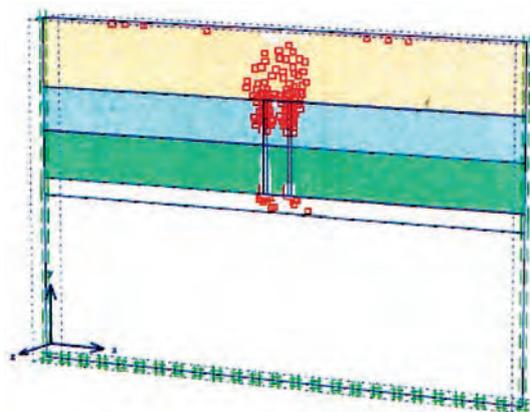


FIGURA 4

3. Sistema Omega

Desde el año 2002, varios equipos de IFC Cimentaciones Especiales, S.A., se adaptaron para la realización de la tipología de cimentación Omega. Esta decisión fue tomada con la finalidad de ofrecer al mercado español una tecnología que está dando muy buenos resultados en diversos países europeos (Fig. 7), ya que permite ofrecer pilotes de excelentes prestaciones resistentes con un coste muy ajustado, así como tratamientos de terreno que permiten generar plataformas más rígidas y resistentes frente a esfuerzos de corte.

La columna Omega se instala en el terreno sin vibraciones, produciendo un desplazamiento lateral del terreno. Su instalación se basa en el sistema de aplicación de par y empuje y extracción por par y tiro.

El profesor Van Impe, del Laboratorio de Mecánica del Suelo de la Universidad Ghent, de Bruselas, ha realizado un extenso programa de investigación diseñado para efectuar un fiel análisis del comportamiento de este sistema.



FIGURA 5

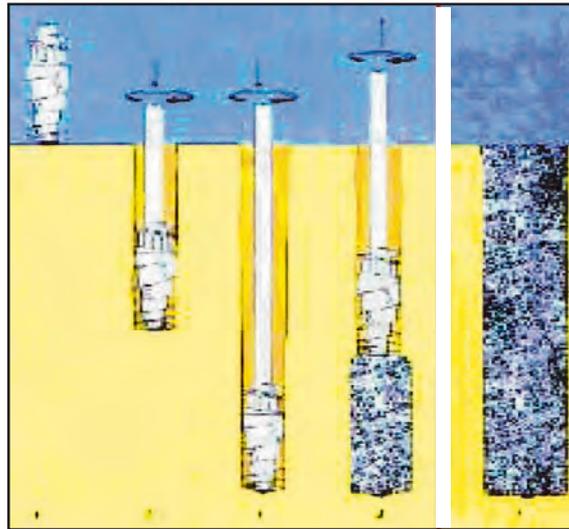
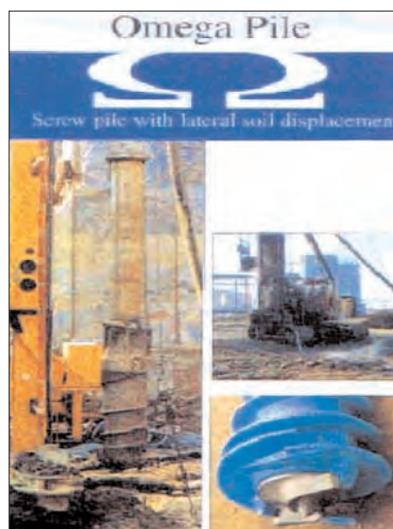


FIGURA 6

La «cabeza» Omega tiene un diámetro que se incrementa gradual y discontinuamente, al final de la cual se encuentra una hélice. Esto proporciona el diámetro nominal de la columna y asegura un efectivo desplazamiento del terreno. El paso de incremento de diámetro y la altura variable de montaje de la hélice han sido geotécnicamente optimizados (Fig. 5).

Varias campañas de ensayos con exhaustivos controles, incluyendo la instrumentación completa de la ejecución de pruebas de carga, ensayos de dilatación, etc., han sido efectuados. Las curvas de carga-asiento revelan un considerable incremento de resistencia al principio de las mismas (zona de fuste), mejorándose notablemente frente a los obtenidos con pilotes realizados con distintas técnicas. Esto confirma la muy buena interacción columna-terreno, resultando un alto valor de fuste y ratificando la idoneidad del sistema de desplazamiento en varios tipos de suelos. Por encima del diámetro máximo de la cabeza, unas hélices horizontales y la inclinación adecuada del ángulo superior producen un segundo desplazamiento del terreno durante la secuencia de extracción y la fase de hormigonado. Un azuque evita que el terreno o el agua entren en el tubo central durante el proceso de instalación.

El sistema de columnas de desplazamiento Omega se basa en una triple acción de mejora sobre el terreno a tratar. En la fase de descenso el terreno es desplazado lateralmente gracias al especial diseño de la cabeza de rotatoria, instalada en una maquinaria que permita transmitir un alto par de



Particularidades y principales ventajas:

- Bajo nivel de ruido durante la ejecución. No se producen vibraciones.
- Comportamiento como pilote de desplazamiento, obteniendo elevadas capacidades de carga, especialmente alta resistencia a la fricción.
- Prácticamente no se generan residuos que transportar. Limpieza en la zona de obra.
- La ejecución del pilote puede ser controlada usando un sistema de monitorización especialmente diseñado.

Esto facilita al maquinista el control en tiempo real del registro de parámetros, los cuales aseguran la correcta instalación de la columna.

FIGURA 7

rotación, así como un empuje vertical importante. Una vez alcanzada la profundidad necesaria, la cabeza es extraída mientras el hormigón es inyectado a través de la varilla del tubo central.

En este proceso de extracción, gracias al especial diseño de la cabeza rotatoria, se sigue desplazando el material radialmente en caso de que la perforación se haya «cerrado» o haya habido caídas de material desde capas no estables. El pilote es hormigonado bajo presión controlada, lo cual induce un tercer estado de desplazamiento, así como asegura una perfecta unión terreno-mortero (Fig. 6).

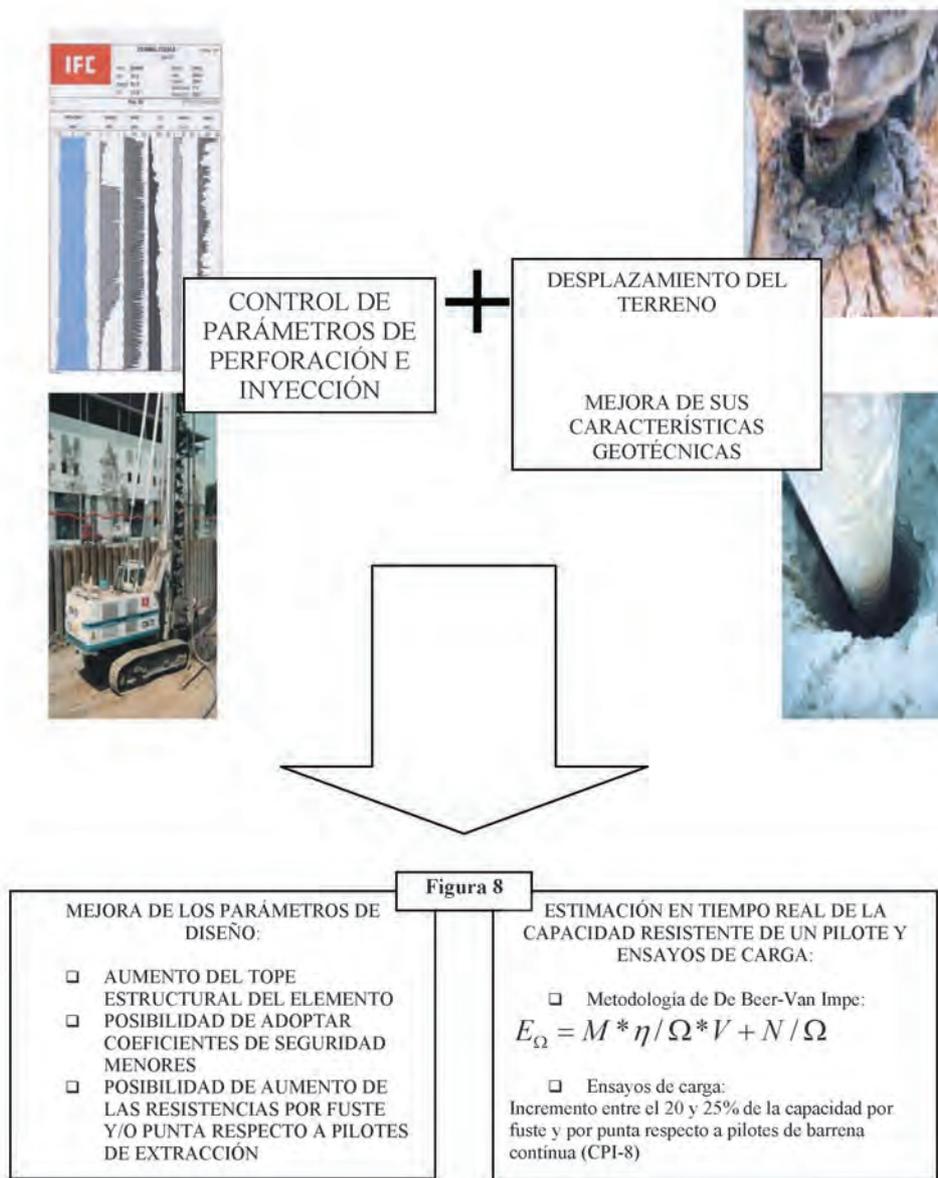


FIGURA 8

La metodología operativa de la columna Omega está asociada a un control estricto y constante tanto de los parámetros de perforación como de los de inyección del hormigón, lo que permite garantizar una excelente calidad de todos los procesos, así como la posibilidad de determinar un valor aproximado de la capacidad resistente del elemento ejecutado en tiempo real. Este control continuo del proceso, así como el evidente incremento de la capacidad resistente del terreno debido al aumento de la densidad del terreno alrededor del pilote, permite adoptar en fase de cálculo valores de los coeficientes resistentes mayores, con un evidente ahorro económico sin afectar al grado de seguridad de la obra (Fig. 8).



FIGURAS 9-10



FIGURA 11



FIGURA 12

La metodología Omega precisa de equipos de características adecuadas, siendo de especial importancia:

- *Equipos con un importante par de rotación:* Este aspecto es fundamental para que sea posible el remoldeo del material, ejerciendo una presión suficiente para provocar el desplazamiento del mismo.
- *Equipos con capacidad de empuje:* Esta característica provocará la penetración de la herramienta de perforación-desplazamiento. La capacidad de empuje se consigue con elementos tipo pull-down, así como con equipos de gran tonelaje.
- *Instrumentación del equipo:* Característica a cumplir tanto el equipo de perforación como el de inyección de hormigón, para lo cual los equipos deben contar con transductores que transformen los datos a medir en señales eléctricas que serán procesadas en una unidad central (véanse Figs. 9, 10, 11 y 12).

4. Ejemplo: mejora de plataforma

El presente ejemplo muestra la utilización de la tecnología de las columnas de mortero con desplazamiento mediante el sistema Omega, materializándose una serie de columnas Omega de 36 y 46 cm de diámetro dispuestas en una malla cuadrada con interdistancias entre 2,50 y 3,50 m y con una longitud media de 11,00 m a confirmar en obra con el sistema de registro continuo de parámetros.

El terreno sobre el que se realizará la futura plataforma está formado por material aluvial y la llanura de inundación de un río que discurre cercano a la plataforma, así como las ramblas y rieras de la red secundaria. Estos materiales son básicamente granulares, con intercalaciones de niveles arcillosos. Otro aspecto de vital importancia era el hecho de que la futura plataforma se apoya parcialmente en la antigua plataforma de una línea ferroviaria existente actualmente y cuyo material ha sido caracterizado



FIGURA 13

mediante penetrómetros dinámicos tipo DPSH con valores inferiores a 10 golpes. Todo este conjunto apoya sobre un sustrato formado por arcosas, las cuales en todo momento se han considerado como indeformables, estando situado el nivel freático a 2,00 m de la plataforma de trabajo. En la siguiente fotografía puede apreciarse la plataforma de trabajo para la maquinaria de ejecución de columnas Omega (Fig.13).

Para el dimensionado del tratamiento a realizar se utilizó la modelación por elementos finitos, considerando un comportamiento del terreno drenado, y un modelo de comportamiento no lineal del terreno tipo Mohr-Coulomb, aplicando este mismo modelo para la interfaz entre pilote y terreno. Las columnas se han modelado con elementos continuos tipo viga, con su correspondiente rigidez axial y a flexión.

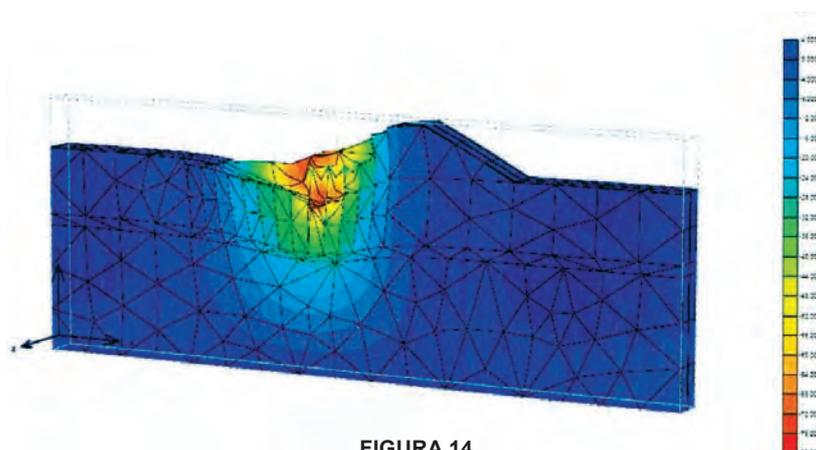


FIGURA 14

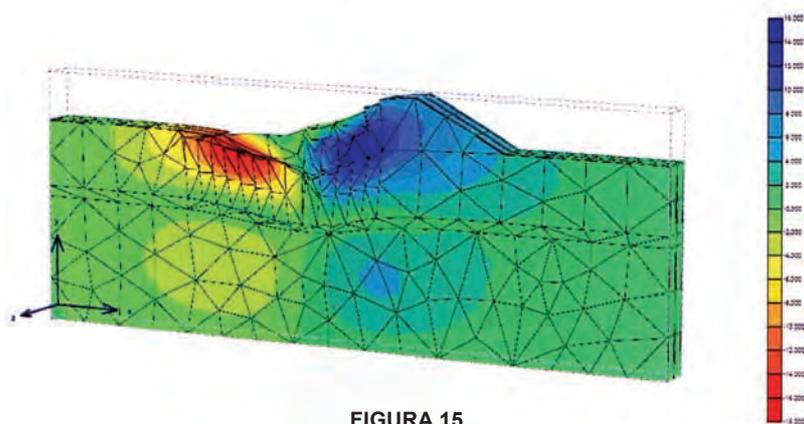


FIGURA 15

Con esta modelación se han podido estimar los asentamientos esperables en el terreno existente mejorado, pudiendo dimensionar el tratamiento para conseguir los objetivos buscados de obtener un grado de seguridad adecuado para los taludes realizados, así como un asiento admisible sobre la línea ferroviaria existente, debido a la materialización de la nueva plataforma.

En las figuras siguientes puede apreciarse el resultado de la modelación, destacando cómo los movimientos previstos en la plataforma ferroviaria preexistente son mínimos, lo que permitirá garantizar que ésta se verá mínimamente afectada y, por tanto, no será preciso limitar la circulación de trenes. Así mismo se realizó un análisis de estabilidad, apreciándose que la zona con mínimo factor de seguridad no afecta a la plataforma realizada. En base a estas conclusiones se determinó la realización de columnas Omega de diámetro 36 y 46 cm con separaciones interejes de 3,00 m y longitudes variables entre 10 y 17 m en función de la localización del sustrato resistente (véanse Figs. 14 y 15).

Las siguientes figuras corresponden a parte de los planos del tratamiento realizado, diferenciándose varias secciones tipo de tratamiento en función de las diferentes condiciones de contorno y con la finalidad de optimizar la solución tanto técnica como económicamente (véanse Figs. 16 y 17).

La ejecución final de la obra precisó de la utilización de tres equipos de columna Omega equipados con cabeza rotatoria de alto par y sistema *pull-down*, consiguiéndose productividades medias de 400 ml a lo largo de toda la obra, por lo que en el momento en que los tres equipos estuvieron en obra se alcanzaba una capacidad de tratamiento de hasta 1.500 m² diarios. En la siguiente fotografía puede apreciarse un equipo de columnas Omega trabajando en la plataforma a mejorar, pudiéndose observar tanto el equipo perforador como el equipo de bombeo y la cuba de mortero (Fig. 18). En las siguientes fotos se aprecia la introducción de la herramienta Omega en el terreno y el resultado final del tratamiento. Es interesante observar el evidente hinchamiento del terreno en la zona colindante a la columna Omega (Figs. 19 y 20).

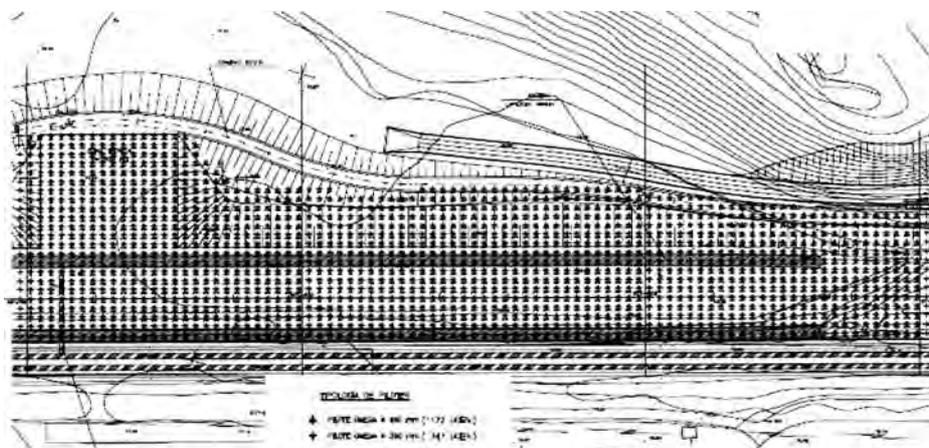


FIGURA 16

Cabe destacar los diferentes controles de calidad que se realizaron en obra, desde los típicos controles sobre el replanteo o las características del hormigón, hasta el control de los parámetros de perforación e inyección de las columnas. El control de parámetros de perforación permitió obtener criterios objetivos sobre la profundidad que debían tener las columnas, aspecto éste crítico para conseguir un adecuado tratamiento: el control de los parámetros de inyección permitía obtener un grado de fiabilidad elevado sobre la continuidad de la columna.

Así mismo, las columnas fueron sometidas a una campaña de controles de integridad mediante analizadores de martillo. Junto a todos los controles de materiales y ejecución antes mencionados, se elaboró un plan de instrumentación suficientemente riguroso como para garantizar que el comportamiento del conjuntoterreno mejorado, terraplén nuevo y plataforma ferroviaria existente se comportaban según el modelo utilizado en fase de diseño. La campaña de control antes mencionada, a fecha de impresión del presente artículo, aún está activa, observándose que los resultados obtenidos de los diferentes parámetros instrumentados son coherentes con las modelaciones realizadas en fase de diseño, considerando las evidentes heterogeneidades de todo caso real.

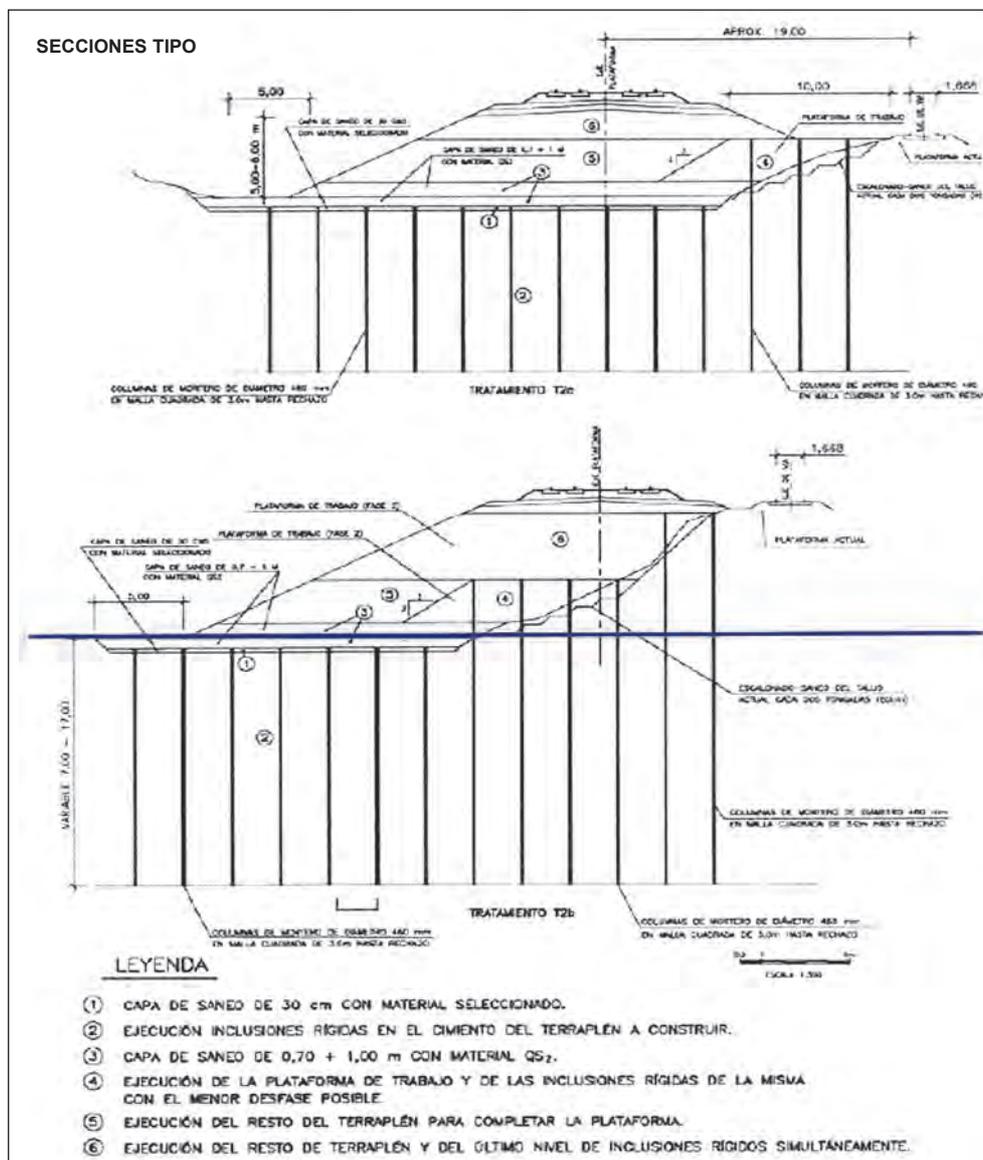


FIGURA 17



FIGURA 18



FIGURA 19

5. Conclusiones

En el presente artículo se ha descrito la tecnología de columnas de mortero con desplazamiento, situando ésta en el ámbito de la mejora del terreno, con similitudes respecto a otras tecnologías de mejora como pudieran ser las columnas de grava o vibroflotación, pero con aspectos diferenciales, debido a la gran diferencia de rigidez existente entre los terrenos a mejorar y las propias columnas, aspecto este que hace que su comportamiento se acerque al de tecnologías como el claveteado.

Se han mencionado diversas metodologías de diseño, destacando la utilización de aquellas que se basen en elementos finitos como muy válidas, dada la complejidad de los mecanismos tensodeformacionales asociados a esta tecnología, pero mencionando como válidas metodologías utilizadas en otras tecnologías de mejora previa adaptación.



FIGURA 20

Dentro de la mejora de terreno mediante columnas de mortero por desplazamiento, el sistema Omega destaca por toda una serie de aspectos que lo hacen especialmente indicado para conseguir los fines buscados en cuanto a la mejora del terreno. Destaca el hecho de someter al terreno a tres fases de mejora, así como los controles intrínsecos al sistema, los cuales garantizan un nivel de calidad y fiabilidad excelente de los elementos realizados.

Se ha descrito una aplicación práctica de la tecnología de mejora del terreno mediante columnas de mortero con desplazamiento utilizando el sistema Omega, consiguiendo un nivel de mejora de un terreno existente de muy bajas características geotécnicas, suficiente como para garantizar que los taludes a construir sobre dicho material tienen un grado de seguridad adecuado y que las deformaciones resultantes en una plataforma ferroviaria colindante a la nueva plataforma tengan un nivel de deformaciones lo suficientemente bajo como para garantizar que la vía preexistente podrá mantener el 100 % de su nivel de servicio.

Mejora del terreno mediante la técnica de estabilización en masa

Francisco J. SAMPER URBANO

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

1. Antecedentes

La técnica de estabilización en masa del terreno surge como una evolución de la del *deep-mixing* para su aplicación en suelos y situaciones singulares.

La investigación y desarrollo de la técnica del *deep-mixing* comenzó en los años sesenta empleando cal como conglomerante. Esta técnica se puso en práctica en Japón y los países nórdicos en los años setenta, extendiéndose a China, Sudeste asiático y recientemente a otras partes del mundo. En ese periodo se han ido mejorando los equipos, utilizando nuevos conglomerantes y diversificando las aplicaciones. La cal se ha reemplazado por cemento en Japón y en ocasiones por mezclas de cal-cemento en los países nórdicos. Más recientemente, se han empleado, en determinados casos, nuevos elementos mezclados con los anteriores, tales como yeso, cenizas volantes y escorias de alto horno.

Existen múltiples técnicas para la realización del *deep-mixing*, pero se puede hacer una primera división en base al sistema de alimentación: por vía seca, en la que el conglomerante se añade al terreno en polvo, inmerso en un chorro de aire, y por vía húmeda, en la que el conglomerante se introduce en forma de lechada. El empleo de la vía seca comenzó en Japón y los países nórdicos en los años setenta y la vía húmeda en Japón, también en los setenta.

A partir de estas aplicaciones, han ido surgiendo nuevos desarrollos para usos específicos tales como el jet-grouting asistido por mezcla mecánica, el método CDM-LODIC desarrollado en Japón, el método Cut-Mix-Injection de origen alemán y la técnica de estabilización en masa objeto del presente artículo, que se ha comenzado a emplear en los años noventa.

2. Descripción de la técnica y resultados obtenidos

La estabilización en masa se puede llevar a cabo con equipos convencionales de *deep-mixing*, realizando una serie de columnas cortas que solapan en mayor o menor grado, o bien con una maquinaria desarrollada específicamente para este fin.

En el primer caso, las columnas se pueden realizar mediante un equipo que las fabrique una a una, o bien en grupos de columnas, como es la práctica habitual en Estados Unidos.

El segundo método se ha desarrollado en Finlandia. La Administración de Carreteras de ese país inició en 1992 un proyecto de investigación con el objetivo de desarrollar un método viable técnica y económicamente para la estabilización de la turba, que es muy abundante allí. La máquina base es una retroexcavadora convencional equipada con un mezclador en el extremo de su brazo. El conglomerante se introduce en polvo al terreno a mejorar mediante un chorro de aire (vía seca) por unas toberas existentes en el mezclador, mientras éste rota y se mueve vertical y horizontalmente dentro del bloque a estabilizar. El conglomerante se suministra a presión en seco desde otra unidad independiente que contiene los silos, el compresor, el secador de aire y demás elementos, junto con la instrumentación de los parámetros más relevantes.

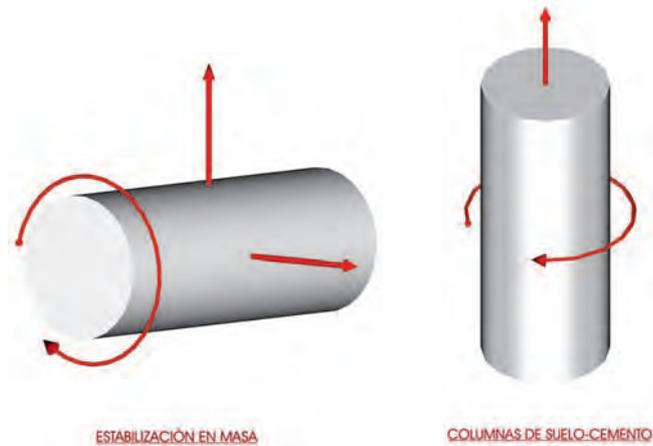


Figura 1. ESQUEMA DE MEZCLADO

Los mezcladores pueden tener formas diversas: por ejemplo, cabezas cortadoras-mezcladoras equipadas con cuchillas que rotan alrededor de un eje vertical o más frecuentemente, horizontal. El diámetro de los mezcladores suele estar entre 600 y 800 mm y la velocidad de giro habitualmente se encuentra entre 80 y 100 rpm.

La zona a mejorar se divide en celdas, a fin de racionalizar el tratamiento. La forma de las celdas se diseña considerando las características del suelo a mejorar, la de los equipos de alimentación y mezclado y el uso que se pretenda dar al suelo mejorado. La práctica habitual es realizar celdas de unos 10-20 m² en planta y 2-5 m en profundidad que se van solapando con las realizadas previamente.

El rendimiento se suele encontrar entre 25 y 75 m³/h, aunque experimenta importantes variaciones de un caso a otro. La cantidad de conglomerante empleado suele estar entre 50 y 250 kg/m³. Este conglomerante suele ser cemento, pero pueden emplearse otros materiales tales como cal, cenizas volantes, escoria de alto horno...

Dependiendo de las características del tratamiento a realizar, se efectúan las siguientes operaciones:

- Homogeneización del bloque, sin aportación de material, mediante el mezclado de las distintas zonas de la celda a tratar, que no se efectúa si no es necesario.
- Aportación de conglomerante y mezcla simultánea con el terreno.
- Homogeneización sin aportación de conglomerante, que también sólo se efectúa en los casos que se considera necesario.

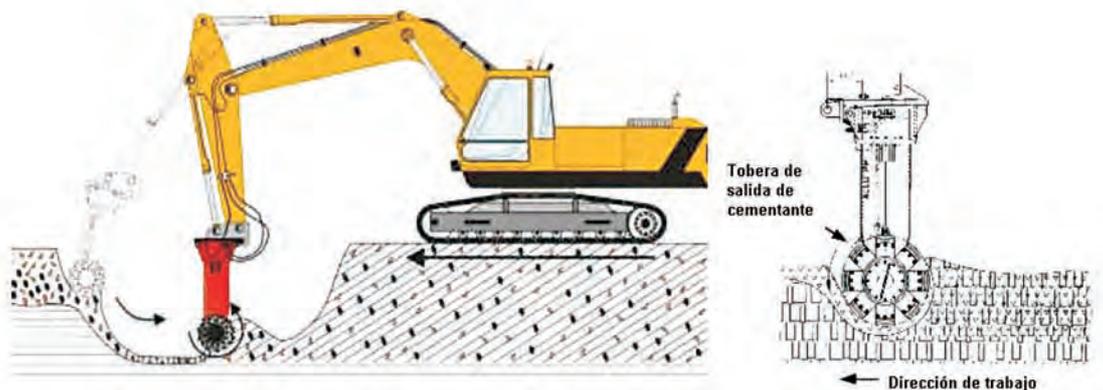


Figura 2. ESQUEMA DE FUNCIONAMIENTO.



Figura 3. RETROEXCAVADORA CON EL MEZCLADOR DISPUESTO EN EL EXTREMO DE SU BRAZO.

Normalmente, al cabo de 3-7 días ya se puede pasar con la maquinaria sobre el terreno previamente tratado (habitualmente, se suele colocar sobre el mismo una lámina geotextil y un terraplén de material granular, grava o todo-uno, de 0,5-1,0 m de espesor, a fin de garantizar el paso de la maquinaria). De este modo, se puede ir avanzando por encima de materiales sobre los que de otra manera no sería posible acceder.

Este método se emplea, normalmente, en arcillas de muy baja resistencia y suelos con alto contenido en materia orgánica.



Figura 4. DETALLE DEL MEZCLADOR.

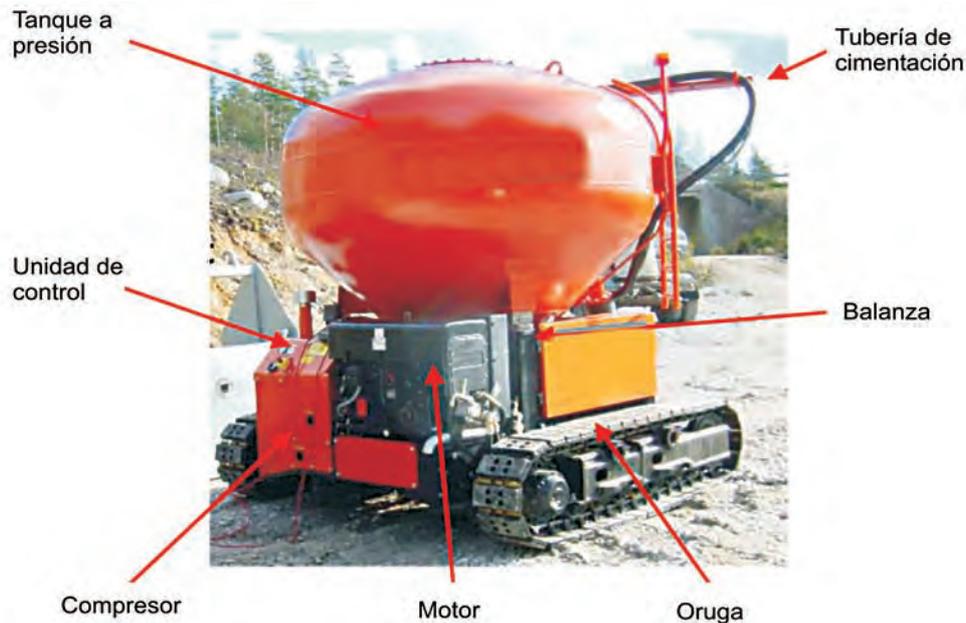


Figura 5. UNIDAD DE ALIMENTACIÓN AUTOPROPULSADA.

La resistencia del suelo estabilizado depende de las características del terreno a tratar y del tipo y dosificación del conglomerante, y de la eficacia del mezclado. Aunque las mezclas en laboratorio pueden dar resultados mucho más elevados, la resistencia al corte *in situ* del suelo tratado suele estar entre 50 y 150 kPa.

La evolución en el tiempo de la resistencia de la mezcla es un aspecto significativo porque, entre otros aspectos, limita la posibilidad de transitar sobre la zona tratada. Esta evolución depende de las características del material tratado y de las del conglomerante.

En general, los materiales tratados con cemento adquieren la resistencia más rápidamente que los tratados con cal, cenizas volantes, etc. En cualquier caso, sea cual sea el conglomerante empleado, la resistencia crece a partir de 28 días en una proporción claramente superior a la de un hormigón o mortero convencional.



Figura 6. VISTA GENERAL DE UNA OBRA DE ESTABILIZACIÓN EN MASA.

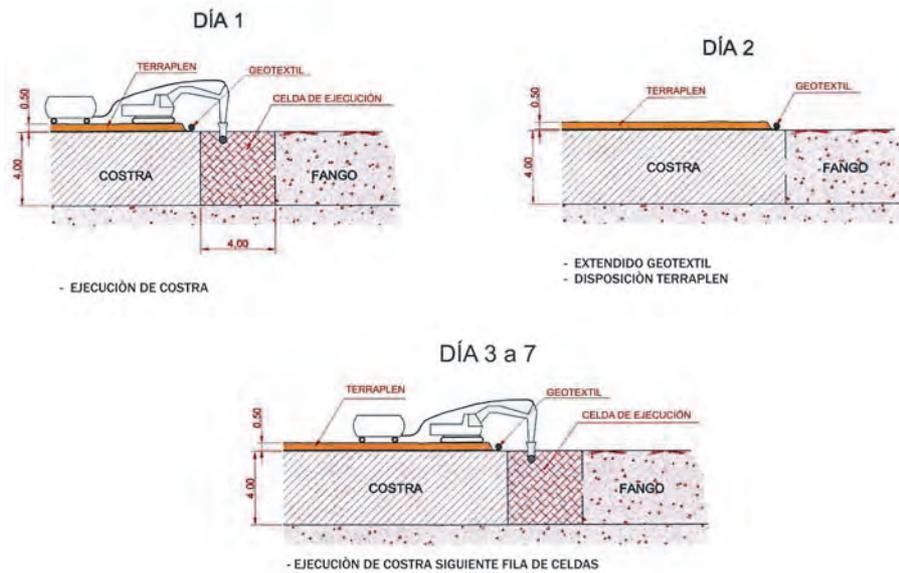


Figura 7. ESQUEMA DE AVANCE SOBRE UN FANGO DE MUY BAJA CAPACIDAD PORTANTE.

3. Objetivos y aplicaciones

Los objetivos básicos de este tratamiento son:

- Incrementar la resistencia del suelo, a fin de aumentar la estabilidad de terraplenes o la capacidad de carga de cimentaciones.
- Reducir la deformabilidad del suelo, a fin de disminuir los asentos y deformaciones horizontales; además, se reduce el tiempo necesario para que se verifiquen los asentos y deformaciones.
- Mejorar el comportamiento dinámico de los materiales para, entre otros aspectos, reducir las vibraciones en los alrededores generadas por acciones dinámicas tales como el paso de los trenes.
- Tratar los suelos contaminados, a fin de crear barreras hidrogeológicas o estabilizarlos.

Las principales ventajas de esta técnica son:

- Flexibilidad.
- Ahorro de materiales y energía.
- Rapidez en comparación con otros métodos, tales como la precarga.
- No produce elementos de desecho.
- Ruidos y vibraciones reducidos.

Esta técnica es muy adecuada para el tratamiento de suelos con una resistencia muy baja (tales como fangos procedentes de dragado) y permite acceder a zonas donde la resistencia del suelo es tan baja que no es posible el paso de la maquinaria. Así, una gran ventaja del mismo es que el tratamiento sirve como plataforma de trabajo para fases posteriores.

En líneas generales, esta técnica se emplea para:

- Mejora global de un estrato muy blando de un espesor reducido, no mayor de 5 m.
- Creación de una «costra» de un espesor de 3-5 m, en caso de que los suelos blandos tengan mayor espesor.
- Tratamiento de suelos contaminados.

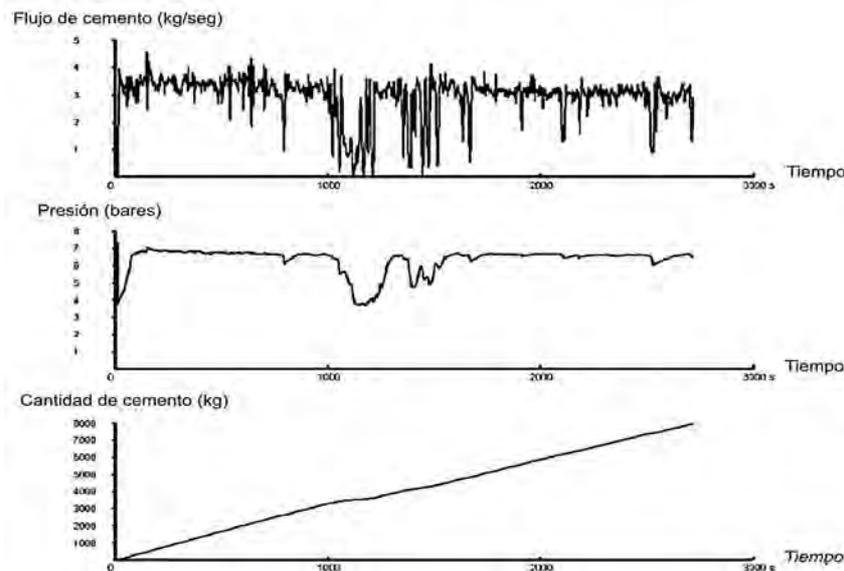


Figura 8. SALIDAS DEL REGISTRADOR DE PARÁMETROS DEL SISTEMA DE ALIMENTACIÓN.

En ocasiones estos empleos se combinan, como, por ejemplo en el puerto de Trondheim, en Noruega, y en el parque de Sörnäien de Helsinki, donde se han tratado unos fangos contaminados procedentes de dragado, mejorando su comportamiento geotécnico y medioambiental.

En concreto se ha empleado (a veces combinado con la técnica de columnas de suelo-cemento realizadas con la técnica de *deep-mixing*) para:

- Tratamiento de cimientos de terraplenes de carretera y ferrocarril en zonas de arcillas muy blandas y turbas.
- Creación de plataformas de trabajo en suelos muy blandos para posteriormente desde ellas ejecutar por ejemplo pilotajes.
- Tratamiento del terreno para pavimentos industriales, viales y aparcamientos, también en zonas muy blandas.
- Mejora de fangos procedentes de dragados (con humedades superiores al límite líquido), en ocasiones contaminados, a fin apoyar sobre ellos viales o firmes portuarios.
- Tratamiento de suelos contaminados.

En Finlandia y Suecia se emplea esta técnica de forma extensiva en proyectos de infraestructuras que requieren el tratamiento superficial de capas de turba, fango o arcillas blandas. La primera aplicación comercial de este método en Suecia es de 1995, cuando se estabilizó el cimiento de un terraplén de la autopista 601, donde se trataron alrededor de 10.000 m³ de turba.

En Finlandia se ha empleado para la estabilización de fangos procedentes de dragado en la terminal de contenedores del puerto de Hamina y en el parque de Sörnäien de Helsinki, donde, como se indicó anteriormente, el fango estaba contaminado. También en ese país, en los años 2000-2003, se han mejorado fangos y turbas para disponer sobre ellos instalaciones industriales y viales; en concreto, en Kivikko se trataron del orden de 100.000 m³, y en Vantaa, unos 65.000 m³. En Finlandia, más que en otros lugares, se emplean frecuentemente conglomerantes alternativos de menor coste como sustitutos del cemento o la cal. Esos materiales incluyen escoria de alto horno, cenizas, yeso o productos secundarios, componentes que se mezclan en fábrica o *in situ*.

En la actualidad se están realizando trabajos con esta técnica en Noruega, Irlanda, Reino Unido y Estados Unidos, y se está empezando a emplear para la mejora de fangos procedentes de dragado en una obra en nuestro país.

4. Métodos de control

Durante la ejecución de la obra se controlan las dimensiones de cada celda a tratar replanteándola y disponiendo estacas que sirvan de guía al maquinista. Posteriormente se realiza un registro continuo del flujo de cemento (kg/s), presión de alimentación (kg/cm²) y peso de cemento aportado (kg) en función del tiempo. Este registro permite comprobar que la mezcla de suelo y cemento es homogénea mientras se realiza (pudiendo tomar medidas correctivas durante la ejecución), y también disponer de un registro objetivo sobre la continuidad de las características resistentes de la costra.

Una vez realizado el tratamiento, existen distintos métodos para su control:

- Sondeos con toma de muestras y posterior ensayo en laboratorio de las mismas.
- Ensayos de penetración dinámica o estática; de ellos, el más extendido es el CPT.
- Ensayos desarrollados para el control de columnas realizadas con la técnica del *deep-mixing* y que se emplean también en este caso, tales como el de penetración y el de penetración inversa.
- Ensayos presiométricos.
- Ensayos geofísicos.

5. Referencias bibliográficas

Coastal Development Institute of Technology (CDIT) of Japan (2002): *The Deep Mixing Method*. A.A. Balkema Publisher

Dahlström, M. y Eriksson, H. (2005): «Mass Stabilisation in Smista Alle (2002) and Moraberg (2003) by the Cell and Block Stabilisation Methods.» International Conference on Deep Mixing. Estocolmo.

European Committee for Standardization (2003) prEN 14679: Draft. *Execution of special geotechnical works-deep-mixing*.

Jelisc, N. y Leppänen, M. (2005): «Remedation of contaminated land of Sörnäinen, Helsinki, by using the mass stabilisation.» International Conference on Deep Mixing. Estocolmo.

Jelisc, N. y Leppänen, M.: *Mass stabilisation of organic soil and soft clay*.

Jelisc, N. y Leppänen, M.: *Mass stabilisation of peat in road and railway construction*.

Koivisto *et al.*: *Column and mass stabilisation of the yards of IKEA in Vantaa, Finland*.

Laugesen *et al.*: (2005): «Stabilisation of contaminated sediments in Trondheim Harbour- Special challenges.» International Conference on Deep Mixing. Estocolmo.

Lahtinen *et al.* (2005): «Towards sustainable development process with mass and deep stabilisation. The case of Vuossari seaport, Finland.» International Conference on Deep Mixing. Estocolmo.

Massarsch, K.R. y Topolnicki, M. (2005): «Regional report: European practice in soil mixing technology.» International Conference on Deep Mixing. Estocolmo

Puumalainen *et al.*: *Mass stabilisation and combined mass and column stabilisation in Kivikko area, Helsinki*.

Deep soil mixing. Estabilización profunda con columnas de cal-cemento en vía seca

Goran VUKOTIĆ

INGENIERO CIVIL
TERRATEST TÉCNICAS ESPECIALES, S.A.

1. Introducción

La estabilización profunda con columnas de cal-cemento en vía seca es un método de mejora de suelo aplicable en arcillas blandas, terrenos orgánicos, limos blandos, arenas sueltas, etc., con el fin de mejorar las características geomecánicas del terreno, aumentar la estabilidad, resistencia al corte, capacidad portante, compresibilidad y controlar la permeabilidad.

El método se desarrolló en Suecia y Japón en los años sesenta, con la diferencia que en Suecia era común el método en vía seca y en Japón en vía húmeda. En los comienzos, como material de aportación sólo se utilizaba la cal viva para estabilizar las arcillas plásticas y disminuir los asentos en las obras civiles (carreteras, terraplenes, canales, zanjas, etc.). En los años ochenta durante la gran extensión de las redes de autovías en Suecia, fue la técnica de mejora de suelo más utilizada. En el mismo tiempo se empezó a utilizar cemento con cal como material de aportación en distintas proporciones de mezcla (25-75 %, 50-50 % y 75-25 %). Durante los años noventa el espectro de materiales de aportación abarcaba otros materiales, como bentonita, yesos, ceniza volante, etc. Además, se empezaron a utilizar varios aditivos para mejorar las características del terreno mejorado y ampliar la aplicación del método a los terrenos hasta entonces no tratables con columnas de cal y/o cemento. Para el tratamiento medioambiental, el uso de los materiales habituales de aportación se reemplazó por agentes químicos oxidantes y otros materiales reactivos para controlar contaminantes perjudiciales.

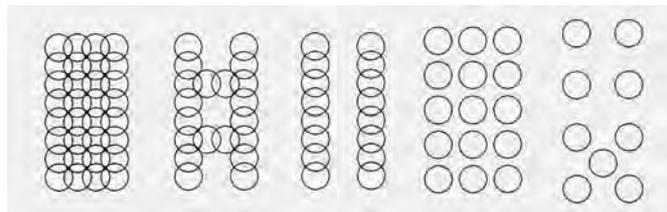


Foto 1. EQUIPO DE TERRATEST EJECUTANDO COLUMNAS DE CAL-CEMENTO.

Desde entonces, el método ha sido mejorado a través de nuevas experiencias, desarrollos técnicos y perfeccionando los equipos de instalación, permitiendo realizar hoy en día las columnas de mayor profundidad y de gran calidad, cambiándose las proporciones de mezcla de acuerdo con los distintos tipos de terrenos y distintos objetivos de mejora.

2. Ámbito de aplicación

Una de las destacadas características y ventajas de las columnas de cal-cemento es el amplio ámbito de aplicación, tanto en función del tipo de suelo como en función del tipo de estructura.

2.1. SUELOS TRATABLES

Las columnas de cal-cemento en vía seca se pueden aplicar a los siguientes tipos de suelo:

- Arcillas blandas.
- Fangos.
- Limos blandos.
- Suelos con elevado contenido de materia orgánica, sulfatos o sal.
- Arenas sueltas.

Hay que indicar que para el método en vía seca la humedad mínima del terreno natural debería ser mayor del 30 % para que se produzca una reacción y mezcla homogénea entre el material de aportación y el suelo natural. Según el sistema ASTM, los suelos clasificados como MH, CH, OH o PT son apropiados para conseguir una mezcla homogénea. Los suelos clasificados como ML, CL o OL se pueden mezclar, pero necesitan más atención y una apropiada energía de mezcla y distribución de material de aportación. El rango de la resistencia al corte de suelos tratables está aproximadamente entre 3 kPa (suelos orgánicos muy blandos) y 50 kPa, teniendo en cuenta que las características que más condicionan el método son consistencia y compacidad del suelo natural.

2.2. TIPO DE ESTRUCTURA: OBJETIVOS DE MEJORA

Los usos más habituales de columnas de cal-cemento, en función del tipo de estructura, son:

- Estabilización y homogeneización del terreno.
- Mejora de la capacidad portante y resistencia al corte.
- Reducción de los asentos.
- Tratamiento de suelos contaminados,
- Mejora de la manejabilidad de excavaciones.
- Prevención de la licuefacción.
- Reducción de vibraciones.
- Creación de barreras geo-hidrológicas.
- Reducción de la carga activa de los muros de contención.
- Aumento de la carga pasiva para los muros de pilotes.

Dado que el terreno mejorado con columnas de cal-cemento soporta tanto las cargas repartidas uniformemente como las cargas concentradas, su aplicación abarca los terraplenes de carreteras y líneas ferroviarias (reducción de asentos, incremento de la estabilidad en taludes y reducción de vibraciones), naves industriales y comerciales, edificios residenciales y otras estructuras con cargas limitadas, excavaciones, protección de márgenes de ríos y canales, etc. Cabe indicar que el método es también aplicable en obras marítimas (*off shore*).

Las columnas de cal-cemento pueden disponerse en fila o paneles, en forma de malla o bloque y en forma individual o combinada. Los diámetros de columnas pueden ser de 600 mm, 800 mm y de 1.000 mm. Excepto en las columnas individuales, el solape entre columnas en distintas mallas debe ser al menos de 50 mm (para el diámetro de columnas de 600 mm). Hay que destacar que las columnas en distintos grupos (bloques) o mallas son preferibles para realizar estabilizaciones y para absorber las cargas verticales y/o horizontales elevadas, mientras que las columnas individuales o combinadas con distancia variable entre ellas (habitualmente entre 1,0 m y 1,5 m) son más frecuentemente utilizadas cuando se trata de reducir asentamientos y mejorar las características de un material compresible.

La relación entre áreas:

$$a = \frac{A_{col}}{A_{total}}$$

normalmente varía entre 10 y 25 % (en algunos casos específicos puede ser > 50 %, zapatas aisladas), donde:

A_{col} Área de columnas.
 A_{total} Área total de suelo tratado.

Las mallas más habituales se presentan en el siguiente cuadro:

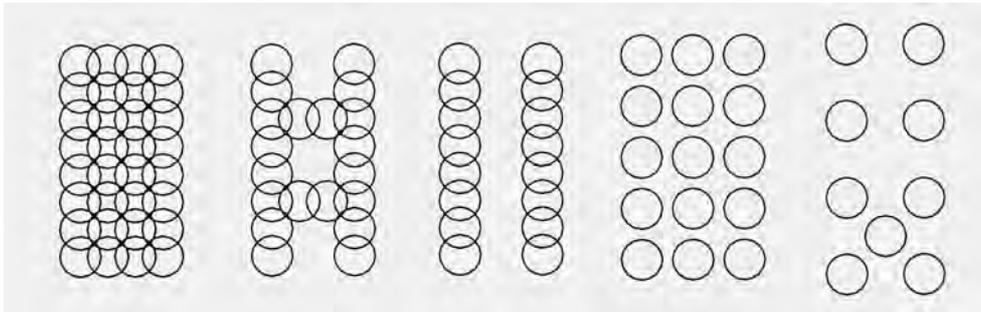


Figura 1. DISTINTAS MALLAS DE COLUMNAS DE CAL-CEMENTO.

En función de las características del terreno natural y de los objetivos del tratamiento, las cargas externas se pueden transmitir a los estratos competentes o se puede aplicar una mejora más interactiva entre las columnas de cal-cemento y el terreno natural circundante. La interacción puede ser parcial o a veces total, tipo flotante.



Foto 2. DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS DE CAL-CEMENTO EN FILA O PANEL.

En los casos de pequeños terraplenes o losas de cimentación donde se trata de reducir los asientos diferenciales, las características individuales de columnas son menos importantes y la mejora depende generalmente de la interacción entre las columnas y el terreno natural. Por otro lado, cuando se trata de terraplenes altos, cargas distribuidas o concentradas elevadas, y casos donde las cargas horizontales son significativas, la calidad y la capacidad-resistencia de las columnas es esencial para prevenir los mecanismos progresivos de rotura.

3. Procedimiento de estabilización con columnas de cal-cemento en vía seca

El sistema de Terratest de estabilización profunda de suelos consiste en la ejecución de columnas de cal, de cemento o de distintas proporciones de cal-cemento en vía seca. Las columnas se forman por una mezcla de terreno y material de aportación. El método utiliza una mezcladora giratoria que perfora el terreno a rotación hasta alcanzar la profundidad de diseño. Cuando se alcanza la profundidad requerida, se inyectan con aire comprimido la cal y/o el cemento a través de la perforadora mientras la herramienta se extrae lentamente.

El equipo de ejecución es flexible y construido con la tecnología más avanzada, basada en un completo proceso de instalación automatizado y monitorizado. El equipo básico para la ejecución de columnas de cal-cemento consta de los siguientes elementos:

- Máquina base de orugas, para sujeción de mástil.
- Barra Kelley para sujeción de la mezcladora.
- Unidad auxiliar para el bombeo de la mezcla.
- Silos para almacenamiento de materiales.

La unidad auxiliar, equipada con un tanque, puede ser desplazada independientemente de la máquina base para su recarga. El tanque está conectado con la perforadora a través de un cable de transmisión de datos conectado a un monitor informático, el PLC. Este monitor se instala en ambos elementos, consiguiendo una intercomunicación entre ellos y un control de instalación de las columnas. El material de aportación se suministra a través de una manguera desde el tanque a la perforadora, siendo inyectado en el terreno mediante aire comprimido. Los dos tanques o silos de los que consta el equipo tienen una capacidad unitaria de 12 m³. La presión en los tanques está entre 5 y 7 bares. A veces, en función del tamaño de la obra y de la plataforma de trabajo, es imprescindible contar con una instalación de suministro de material de aportación auxiliar de aproximadamente 40 m³.

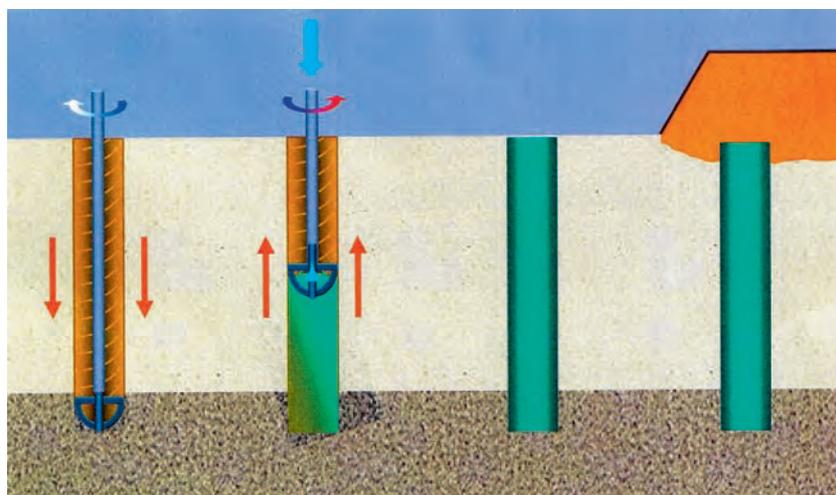


Foto 2. DISTRIBUCIÓN DE COLUMNAS DE CAL-CEMENTO EN FILA O PANEL.

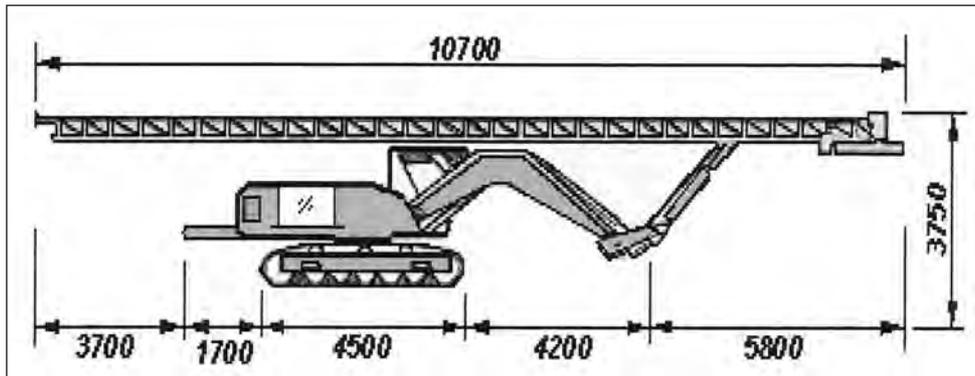


Figura 3. MÁQUINA BASE.

La ejecución se efectúa con un control completo de monitorización, es fiable y fácil de manejar. Se introducen dentro del ordenador del sistema los parámetros propios de ejecución de cada obra, tales como velocidad de rotación, velocidad de extracción y dosificación de la mezcla. Las variaciones de las características del terreno y la velocidad del suministro de la mezcla son constantemente recalculadas y varían dependiendo de cada columna. Esto asegura una correcta distribución de la mezcla en cada estrato donde se realice la columna.

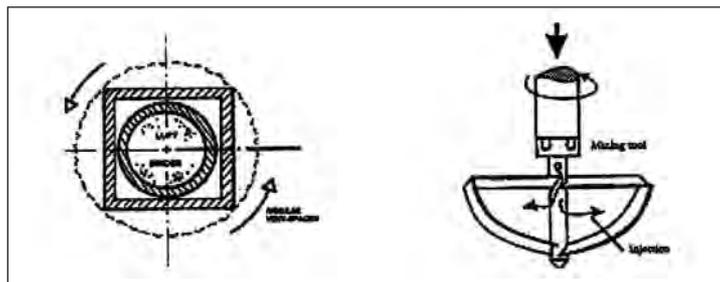


Figura 4. BARRA KELLY Y MEZCLADORA.

El operador supervisa dicho proceso a través de la pantalla del ordenador y puede paralizar el proceso si fuera necesario. Todos los datos relevantes de este proceso para cada columna son almacenados para seguir el sistema de control de calidad fijado. La mayor ventaja del sistema de monitorización es que cada columna se realiza de la misma manera, independientemente de las habilidades del operador o de su supervisión.

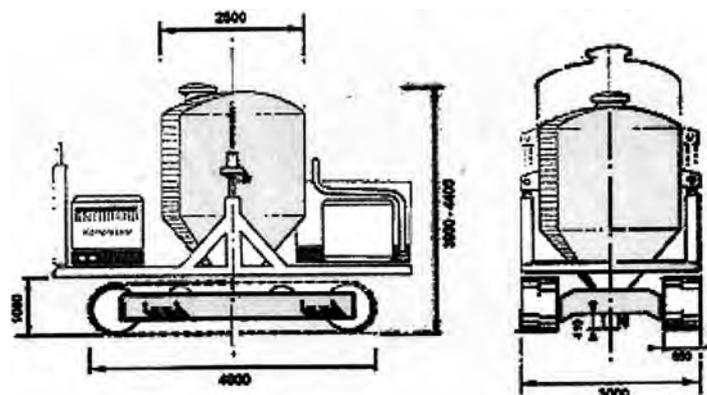


Figura 5. UNIDAD AUXILIAR MÓVIL.



Foto 4. Foto 4. EJEMPLO DE HERRAMIENTA DE MEZCLADO.

Parámetros habituales de instalación:

- Velocidad de rotación: 100-200 rpm.
- Ratio de elevación: 10-30 mm/rotación.
- Cantidad de material de aportación: 50-250 kg/m³ (20-100 kg/ml) de columna.
- Longitud de columna: hasta 25 m.
- Diámetro de columna: 0,6-1,0 m.
- Rendimiento: 350-700 ml/turno.

La velocidad de rotación depende de las características y condiciones del terreno natural. La velocidad de perforación está controlada por el operador en relación con la dureza del terreno y el riesgo de chocar con algún obstáculo en él. Durante la perforación, el aire comprimido se inyecta para evitar tanto la contaminación del terreno ya mezclado con el terreno circundante como la afluencia del agua. La velocidad de subida generalmente depende de la cantidad del material de aportación y del terreno natural. La estabilización se termina aproximadamente a 0,30 m por debajo de la plataforma de trabajo para evitar que el material de aportación con el aire comprimido salga al aire libre.

La ventaja importante del método de ejecución en vía seca es que se consigue una mayor resistencia al corte debido a la reducción del contenido de agua en el terreno natural por la inyección del material de aportación con el aire comprimido y no con agua.

Los dos parámetros que principalmente condicionan el proceso de mezcla y distribución del material de aportación son el límite líquido y el índice de plasticidad del terreno natural. El método en vía seca tiene como desventaja la dificultad de mezclar las columnas con elevado contenido de cemento y un suelo con índice de plasticidad bajo, lo que podría provocar variaciones de las características de las columnas en función de la profundidad. Para evitarlo, en este caso se recomienda que, al inyectar toda la longitud de columna, la mezcladora baje y suba una vez más para homogenizar adicionalmente la mezcla de la columna o/y añadir agua durante el proceso de la mezcla.

Las exigencias del equipo en cuanto a la plataforma de trabajo son las habituales en las obras de mejora de terreno: debe ser llana y sin obstáculos, de manera que permita una ejecución sin interrupciones.



Foto 3. EQUIPO ESTÁNDAR DE TERRATEST, LA MAQUINA BASE Y LA UNIDAD AUXILIAR.

4. Investigaciones de campo y de laboratorio previas a la ejecución

El *deep-soil mixing* es un método de mejora de suelo que necesita una amplia información del suelo natural. Además se necesitan previamente a la ejecución las pruebas en laboratorio para determinar la cantidad y la proporción de la mezcla, para posteriormente comprobarlas con las pruebas de columnas a escala natural *in situ*.

Hay que indicar que el tipo de material de aportación y las características del suelo mejorado dependen directamente de las siguientes características del terreno natural:

- Estratigrafía del terreno y condiciones del nivel freático.
- Peso específico.
- Rigidez y compacidad.
- Parámetros de resistencia al corte.
- Capacidad portante.
- Humedad.
- Índice de plasticidad.
- Límite líquido.
- Contenido de los minerales del suelo.
- Contenido de materia orgánica, pH, contenido de sal y sulfatos.
- Características de consolidación de cada capa.
- Presencia de obstáculos en el lugar de ejecución.

Para un diseño previo o una estimación rápida se requieren como mínimo los datos de estratigrafía del terreno y condiciones del nivel freático, peso específico, humedad y resistencia al corte no drenada y/o drenada (c' , ϕ').

Igual importancia tiene conocer aproximadamente las características requeridas del terreno mejorado (resistencia al corte, capacidad portante, compresibilidad, permeabilidad, etc.) o el fin de la mejora de suelo. Consecuentemente, es importante hacer las pruebas en laboratorio, analizando las características y el comportamiento de las muestras, combinando las distintas mezclas de material de aportación y terreno natural para determinar tanto la cantidad en kg/m^3 y proporción de materiales de aportación como sus

capacidades geomecánicas. Estos ensayos deben ser realizados para los distintos estratos del suelo con el fin de estimar las características del terreno mejorado, especialmente en el caso de suelos heterogéneos. Se pueden utilizar muestras alteradas. Las pruebas del laboratorio deben ser contrastadas con pruebas del campo que nos permitan definitivamente adoptar la solución adecuada.

El diseño de mejora de suelo con columnas de cal-cemento normalmente se basa en los resultados de la resistencia a corte no drenada, determinada después de 28 días de la instalación de las columnas de prueba. Para las columnas de cal, dado el hecho que gran parte del incremento de la resistencia ocurre después de 28 días, los resultados más reales son los medidos a partir de los 90 días.

Hay que indicar que los resultados de la resistencia a corte obtenidos en el laboratorio son generalmente más altos en comparación con los resultados del campo debido a las mejores condiciones de mezcla que existen en laboratorio. En algunos casos específicos, los resultados de campo pueden ser más altos por la presión de confinamiento *in-situ* y la elevada temperatura que se puede desarrollar en el terreno. En particular, para la estimación del módulo de deformación se recomiendan sólo los resultados de campo (Ekström, 1994 a, b).

5. Material de aportación y características geomecánicas de suelo mejorado

Tanto el nivel de la mejora de suelo como el coste total están directamente afectados por el tipo y la cantidad del material de aportación. Los distintos tipos de suelos y los distintos objetivos generales de mejora requieren diferentes tipos de materiales de aportación, los cuales pueden ser optimizados para cada suelo.

Entre las características del suelo natural, la rigidez, la compacidad y el contenido de agua son habitualmente las más importantes en la determinación de la cantidad del material de aportación. Hoy en día existen varios materiales de aportación utilizables, pero los que predominan son cal y cemento o la mezcla de los dos. Otros materiales que han encontrado su uso son ceniza volante, bentonita, yeso, etc.

5.1. CAL

La cal que se utiliza como material de aportación es óxido de calcio, CaO, conocido como cal viva. El uso de cal tiene la raíz en la reacción de cal con agua y minerales del terreno (minerales de arcillas). La reacción se caracteriza por alta disipación de calor (se registraron las temperaturas hasta 70 °C), que adicionalmente acelera la reacción y contribuye a la reducción del contenido de agua en el terreno natural (aumenta el límite plástico y disminuye el índice de plasticidad).



La cal como material de aportación es adecuada para arcillas con $\omega < 100$ % y contenido de materia orgánica muy bajo. La cantidad necesaria para estabilizar el suelo blando inorgánico varía entre 70 y 90 kg/m³, 6-8 % respecto al peso seco del suelo natural. La resistencia al corte aumenta significativamente con el incremento de cal hasta 10-12 % respecto al peso seco del suelo, mientras que 15 % se puede considerar como el límite máximo, dado que sobre este nivel no se nota el incremento de las características del suelo mejorado; sólo aumenta la temperatura y el riesgo de una reacción explosiva en el terreno.

5.2. CEMENTO

Dado que no depende de la reacción con los minerales del suelo natural, el cemento se puede utilizar para casi todos los tipos de suelo. Con aditivos se puede aplicar para la mejora de suelos con elevado contenido de materia orgánica y alto contenido de agua.

Se usa generalmente el cemento tipo Portland estándar; pero otros tipos son aplicables, teniendo en cuenta que el cemento con partículas más finas reacciona mejor con el terreno natural. Además, la resistencia al corte del suelo mejorado puede variar en función del tipo de cemento (Bergado *et al.*, 1996 y Åhnberg *et al.*, 1995). Por eso se recomienda utilizar siempre sólo un tipo de cemento para un mismo proyecto. La resistencia al corte aumenta con la disminución del límite líquido y está limitada con el contenido de agua del suelo natural (máx. 100 %). También el nivel de pH condiciona el incremento de la resistencia al corte; por debajo de pH = 5 el incremento es muy reducido.

El contenido de cemento de aproximadamente 4-13 % respecto al peso del suelo seco es necesario para estabilizar los suelos arcillo-limosos, 6-16 % para las arcillas y 16-40 % para las arcillas orgánicas (Åhnberg *et al.*, 1994).

5.3. MEZCLA DE CAL-CEMENTO

Es el material-mezcla de aportación que más se usa hoy en día. Las proporciones habituales de cal-cemento son 50/50, 25/75 y 75/25 %, dependiendo de las condiciones del suelo natural y los objetivos de la mejora. La gran ventaja de esta mezcla es la reacción inicial de cal con agua que genera la disipación de temperatura, muy positiva para la reacción inicial de cemento-agua. Además, la lenta reacción de cal y minerales del terreno natural representa una ventaja para los efectos de estabilización a largo plazo. Generalmente, la mezcla que más se utiliza es 50-50 % (80 % del mercado europeo). En el caso de la estabilización a largo plazo se recomienda tener una mezcla con 75 % de cal y 25 % de cemento.

5.4. OTROS MATERIALES DE APORTACIÓN

El uso de la ceniza volante está condicionado con la investigación previa de las características de la propia ceniza. La ceniza, generalmente, es un material inerte que necesita un aditivo para reaccionar con el terreno. En la mayoría de los casos, el cemento funciona como este aditivo, lo que puede disminuir significativamente los costos totales en comparación con la mejora realizada únicamente con cemento. Los efectos de mejora a corto plazo de la mezcla ceniza-cemento son generalmente menores, mientras que a largo plazo pueden ser mayores que los logrados con cemento como único material de aportación.

El yeso se puede utilizar como activador-aditivo para el cemento o la cal. Con la mezcla de yeso y cemento se pueden tratar suelos orgánicos. Suelos con elevado contenido de agua (mayor que 140 %) se pueden tratar con éxito utilizando mezcla de yeso y cal (Holm y Åhnberg, 1987). La resistencia al corte de la mezcla de cal y yeso puede ser significativamente mayor en comparación con la cal, tanto a corto como a largo plazo. Hay que indicar que las características a largo plazo son estables cuando el valor de pH es mayor de 10. Si el pH disminuye, empeoran las características de suelo mejorado; por eso no se recomienda el uso de yeso en la estabilización a largo plazo en los suelos con el pH variable.

La bentonita tiene su uso y ventajas para los proyectos medioambientales de barreras geo-hidrológicas.

La siguiente tabla indica los distintos tipos del suelo, los materiales de aportación más adecuados y su cantidad aproximada:

Tabla 1. TIPOS Y CANTIDADES APROXIMADAS DE DISTINTOS MATERIALES DE APORTACIÓN EN FUNCIÓN DE TIPO DE SUELO NATURAL (Terratest/LCM Design Guideline, 2006)

TIPO DE SUELO	MATERIAL DE APORTACIÓN	CANTIDAD DE MATERIAL DE APORTACIÓN (kg/m ³)
Arcilla	Cal Cal-cemento Cemento	70-110
Arcilla limosa	Cal Cal-cemento Cemento	70-110
Arcilla con material orgánico	Cal-cemento Cemento Cemento-ceniza volante Cal-cemento-yeso	100-200 (reacción lenta)
Fangos y turbas	Cemento Cemento-ceniza volante	150-300
Limo	Cal-cemento Cemento	80-110
Arena	Cemento Cemento/bentonita	~ 80-110
Arcillas con sulfatos o con sal	Cemento Cemento-ceniza-volante	100-250

5.5. CARACTERÍSTICAS Y COMPARACIONES DE COLUMNAS DE CAL, COLUMNAS DE CEMENTO Y COLUMNAS DE CAL-CEMENTO

Entre los varios parámetros que distinguen el efecto de mejora de suelo con columnas de cal y de cemento, los más destacados son:

- Tiempo de endurecimiento.
- Características de columnas respecto de la resistencia al corte, ductilidad, compresibilidad y capacidad portante.
- Permeabilidad.

Tanto la resistencia al corte y la capacidad portante como el módulo de deformación de columnas de cal, de cemento y de cal-cemento aumentan con el tiempo. El incremento inicial es más lento con cal o material de aportación que con cemento o cal-cemento. Para columnas de cal, después de un mes se puede esperar aproximadamente 50 % de resistencia al corte final, 75 % después de 3 meses y 90 % después de un año. El incremento adicional de columnas de cemento después de 30 días es frecuentemente reducido, mientras que con la cal el incremento puede prolongarse durante años si el contenido de arcilla en el suelo natural es elevado. En los suelos predominantemente limosos los efectos a largo plazo son reducidos.

Varios autores (Brandl, 1995; Nagaraj et al., 1996) informan que la resistencia al corte aumenta en forma logarítmica con el tiempo ($\log t$) para las columnas de cal. La misma relación se puede aplicar para las columnas de cemento cuando el contenido de arcillas es muy bajo (Sherwood, 1993). El siguiente diagrama muestra el desarrollo de la resistencia al corte en función del tiempo para los distintos materiales de aportación.

Las columnas de cemento tienen la mayor resistencia al corte y capacidad portante en comparación con las columnas de cal. Es importante mencionar que la resistencia al corte y la capacidad portante, para cada tipo de material de aportación, dependen directamente de la presión de confinamiento y de la ubicación de la columna, o mejor dicho, del predominante estado de tensiones. Las dos características (resistencia al corte y capacidad portante), en caso de una columna ubicada directamente por debajo de un terraplén, serán mayores en comparación con la columna en la zona de una ladera (deslizamiento) o excavación.

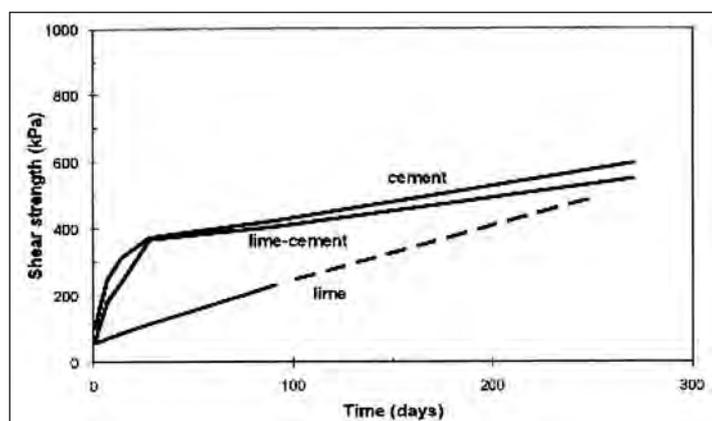


Figura 6. INCREMENTO DE RESISTENCIA AL CORTE EN FUNCIÓN DE TIEMPO (Swedish Geotechnical Society, 1995).

El rango del factor de mejora respecto a la resistencia a corte está habitualmente entre 10 y 40 veces (máx. > 100); generalmente, en función del tipo de terreno natural y su propia resistencia.

En función del nivel de resistencia al corte y del módulo de deformación, el comportamiento de las columnas de cal-cemento es comparable con el de una arcilla sobreconsolidada (columnas «blandas», $c_{u,col} < 100$ kPa, o «medias» $c_{u,col} = 100 - 200$ kPa) o al de una columna «semi-rígida» ($c_{u,col} > 200$ kPa). Las columnas «blandas» o «medias» son más recomendables para los proyectos donde se necesita aumentar la resistencia al corte de laderas o excavaciones. Las columnas «semirrígidas» suelen utilizarse para las cimentaciones, elevados terraplenes o para la prevención de licuefacción.

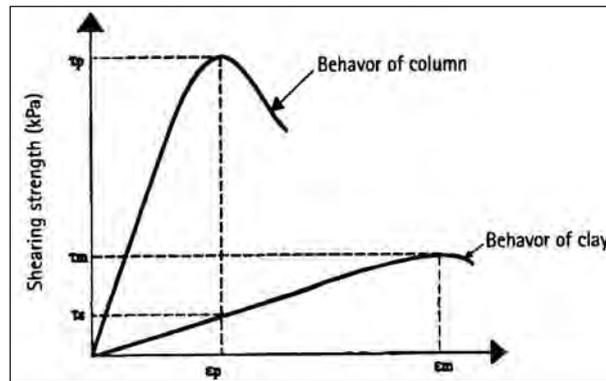


Figura 7. RESISTENCIA AL CORTE PARA COLUMNA Y PARA ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA (Guidelines for Project planning in deep stabilization. Finnish Road Authorities, 1997).

Las columnas de cal son más compresibles que las columnas de cemento o limo-cemento. Por otro lado, son más dúctiles. La deformación unitaria (ϵ) correspondiente a la resistencia pico es más elevada para las columnas de cal. Puede alcanzar los niveles mayores de 5 %, mientras que para las columnas de cal-cemento o cemento está en el rango generalmente entre 0,5 y 2,5 % (Åhnberg *et al.*, 1995, y Holm, 1994). Hay que destacar que el nivel de la deformación unitaria correspondiente a la resistencia pico está directamente en función del nivel de confinamiento y del contenido de agua.

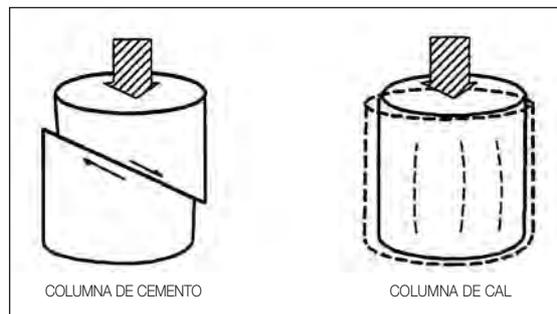


Figura 8. COMPORTAMIENTO CARACTERÍSTICO DE COLUMNA DE CEMENTO («RÍGIDA») Y DE CAL («BLANDA»).

El módulo de deformación de columnas está aproximadamente entre 20 y 100 MPa, en función del suelo natural y del tipo y cantidad del material de aportación.

Los asientos del terreno tratado con columnas de cal-cemento se pueden reducir entre 50 y 75 %, lo que da un factor de mejora respecto a la reducción de asientos de entre 2 y 4 veces.

Es imprescindible destacar que el módulo de deformación de columnas de cal-cemento depende del nivel de la carga de servicio y su relación con la carga de fluencia. La carga de fluencia generalmente es 10-40 % más baja que la carga última. Cuando la carga de servicio de la columna aumenta hasta aproximadamente 75 % de la carga de fluencia, el módulo de deformación crece. Las cargas mayores de 75 % de la carga de fluencia provocan fisuración de la columna y por eso la resistencia al corte y el módulo de deformación disminuyen. El valor del módulo de deformación para las cargas mayores de 75 % de la carga de fluencia puede reducirse a 40 % del valor máximo ($0,40 \times E_{col,m\acute{a}x}$).

Las relaciones mencionadas en el párrafo anterior pueden observarse claramente en la figura 9. Además, se puede observar el reparto de la carga total entre las columnas y el terreno circundante en función del nivel de la misma.

A partir de la fisuración de la columna, la permeabilidad aumenta rápidamente. Hay que tener en cuenta que las columnas de cal poseen la característica de autocicatrizarse, lo que disminuye la permeabilidad y aumenta la resistencia de la columna después de la posible fisuración.

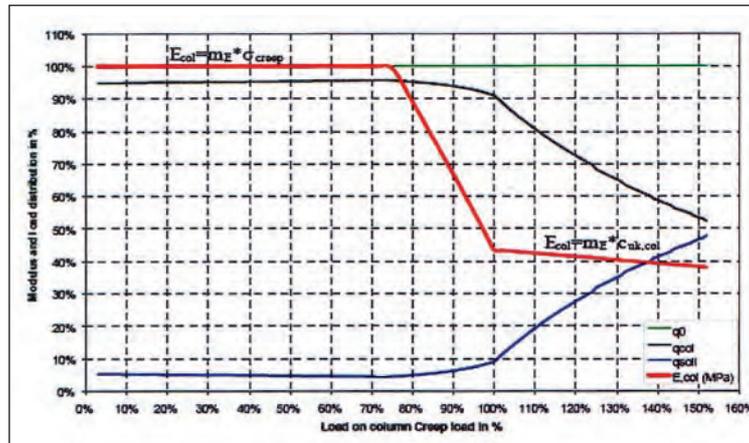


Figura 9. COMPORTAMIENTO CARACTERÍSTICO DE COLUMNA DE CEMENTO («RÍGIDA») Y DE CAL («BLANDA»).

La permeabilidad de columnas de cal y cal-cemento puede ser del orden de entre 100 y 1.000 veces la permeabilidad inicial del terreno cohesivo. Es importante destacar que la permeabilidad de las columnas de cal-cemento no es una característica constante. Generalmente disminuye con el tiempo y con el aumento del confinamiento. También depende del nivel de la carga vertical. Las columnas de cemento, en comparación con las columnas de cal, se caracterizan por la menor permeabilidad baja, aproximadamente entre 10 y 400 veces la permeabilidad del terreno natural. A veces la permeabilidad de las columnas de cemento puede ser más baja que la del terreno natural. Dada esta característica de baja permeabilidad, las columnas de cemento y cemento-bentonita se pueden utilizar en algunos tipos de suelo como barreras geo-hidrológicas.

6. El modelo de diseño. Suelo equivalente y parámetros importantes

6.1. EL MODELO DE DISEÑO. SUELO EQUIVALENTE

Terratest como método de diseño utiliza la teoría de B.B. Broms y la experiencia del Grupo Keller de más de 30 años. El modelo de diseño se basa en la interacción entre las columnas de cal-cemento y el suelo natural no mejorado en la zona de la influencia de columnas, generandoun suelo equivalente homogéneo. La interacción puede ser garantizada cuando la separación entre las columnas es < 1,0 – 1,5 m.

Las características del terreno equivalente dependen de la relación de áreas, que representa el área del suelo mejorado respecto al área total del terreno no mejorado.

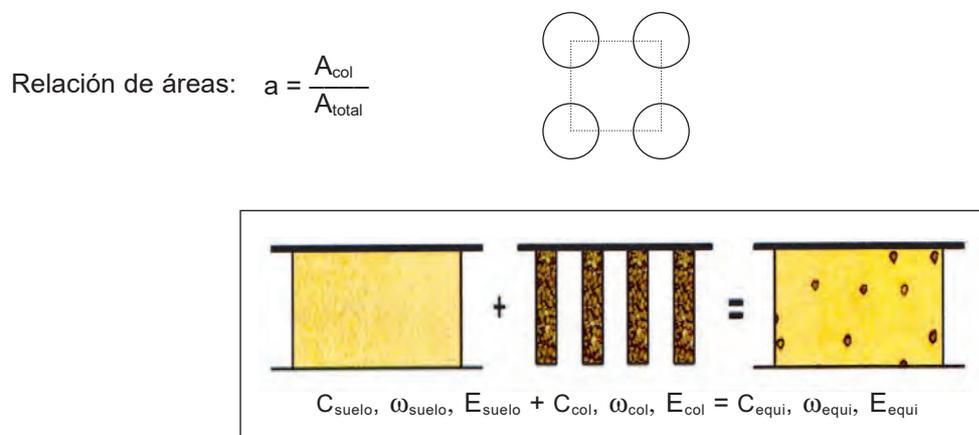


Figura 10. MODELO EQUIVALENTE DEL SUELO MEJORADO.

Quizá sería mejor considerar la relación de volúmenes, dado que todas las columnas no deben tener la misma longitud, y por eso la relación de áreas sería en función de la profundidad.

En el caso de un terraplén, el modelo real de la distribución de la carga distingue tres zonas diferentes: A) Zona de transición entre terraplén y bloque estabilizado; B) Bloque estabilizado; C) Suelo no tratado (véase Fig. 11).

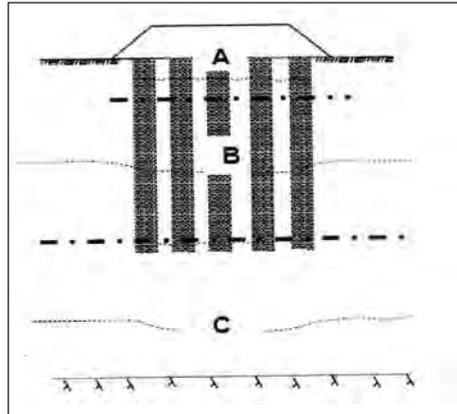


Figura 11. ZONAS DE DISTRIBUCIÓN DE CARGA (Alén *et al.*, 2005).

La siguiente figura 12 (Alén *et al.*, 2005), muestra la simplificación de la distribución de la carga total q . Una parte de la carga, $\eta_{LC} q$, se transmite al fondo del bloque de terreno mejorado (hasta la profundidad D), mientras que el resto de la carga total, $(1 - \eta_{LC})q$, está absorbida por el bloque mejorado.

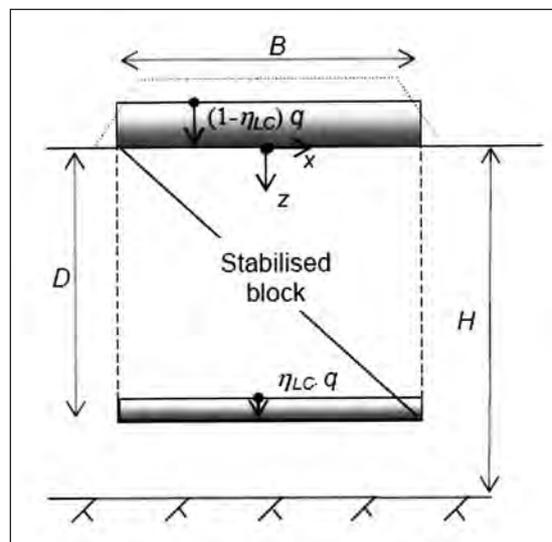


Figura 12. SIMPLIFICACIÓN DEL MODELO DE DISEÑO RESPECTO DE LA DISTRIBUCIÓN DE CARGA (Alén *et al.*, 2005).

Los parámetros geomecánicos más importantes del diseño de mejora de suelo con columnas de cal-cemento, tanto para el cálculo de estabilización como para el cálculo de asentamientos, son la resistencia a corte no drenada y el módulo de deformación del suelo natural y de las columnas. Casi todos los parámetros que influyen en el cálculo están relacionados y varían en función de la resistencia a corte no drenada.

6.2. RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADA

La resistencia al corte no drenada puede variar mucho en función del tipo de suelo y del tipo y la cantidad de material de aportación. Para el cálculo de asentamientos se puede suponer la resistencia al corte según la siguiente tabla:

Tabla 2. RESISTENCIA A CORTE NO DRENADA, c_u (KPA), ESTIMADA PARA DIFERENTES TIPOS DE SUELO (Swedish Geotechnical Society, 1995)

	LIMO-ARENA	LIMO ARCILLOSO	ARCILLA	ARCILLA CON SAL	ARCILLA CON SULFATOS	ARCILLA CON MO	ARCILLA FANGOSA	LIMO FANGOSO	TURBA
Resistencia baja	150	150	100	100	75	50	75	50	50
Resistencia media	200	200	150	150	100	75	100	75	75
Resistencia alta	300	250	200	200	125	100	125	100	100

Para el cálculo de estabilidad se recomienda adoptar la resistencia a corte < 150 KPa, dado que todavía existe incertidumbre respecto a cómo interactúan las columnas con resistencia al corte elevada y el terreno. Es importante indicar que la resistencia al corte determinada de la tabla anterior siempre tiene que ser recalculada y verificada con los resultados de las pruebas reales.

La resistencia al corte no drenada se puede determinar con el ensayo de compresión simple (el ensayo más utilizado), el ensayo triaxial no drenado o el ensayo de corte directo.

Para el ensayo de compresión simple, la resistencia al corte no drenada representa la mitad de la resistencia a compresión simple ($c_{u,co} = q_u / 2$) cuando $\varphi_{u,co} = 0$. Cabe indicar que el ángulo de rozamiento es $\varphi_{u,col} > 0$ cerca de la superficie cuando la presión de confinamiento es baja (véase Fig. 13).

$$\tau_{fu,col} = c_{u,col} + \sigma_f \times \tan \varphi_{u,col}$$

Donde:

- $\tau_{fu,col}$ Resistencia al corte no drenada de columna.
- $c_{u,col} \sim q_u / 2$ Cohesión no drenada de columna.
- σ_f Presión normal en el plano de rotura ($\sigma_f < 150$ kN/m²).
- $\varphi_{u,col}$ Ángulo de rozamiento de columna.

El ángulo de rozamiento depende del tipo de material de aportación:

- $\varphi_{u,col} = 30^\circ$ Columnas de cal.
- $\varphi_{u,col} = 35^\circ-40^\circ$ Columnas de cal-cemento.
- $\varphi_{u,col} = 40^\circ-45^\circ$ Columnas de cemento.

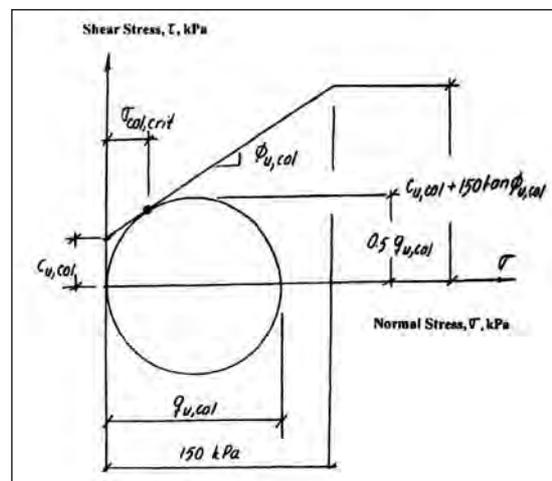


Figura 13. RESISTENCIA A CORTE NO DRENADA (Broms, 1999).

La figura 13 muestra que la resistencia al corte no drenada $c_{u,col}$ está sobrestimada cuando la presión normal σ_f es menor del nivel crítico $\sigma_{f,col, cri}$. En este caso sería más correcto evaluar la resistencia no drenada como:

$$c_{u,col} = \frac{\sqrt{K_a} * q_{u,col}}{2}$$

donde:

$$K_a = \tan^2 (45 - \phi_{u,col}/2) \quad \text{Coeficiente de Rankine para el empuje activo}$$

Hay que indicar que para el cálculo previo y la estimación económica, la relación $c_{u,col} = q_u / 2$ se puede utilizar, dado que para la mayoría de los casos está al lado de seguridad.

6.3. RESISTENCIA AL CORTE DRENADA

La resistencia al corte drenada (c'_{col} , ϕ') generalmente se estima a partir de la no drenada, según las formulaciones empíricas que se exponen a continuación:

$$\tau'_{f,col} = c'_{col} + \sigma'_f \times \tan \phi'_{col} \quad \text{Resistencia al corte drenada}$$

donde:

$c'_{col} = 25-30\%$ de $c_{u,col}$ Columnas de cal.

$c'_{col} = 35-45\%$ de $c_{u,col}$ Columnas de cal-cemento y/o cemento.

En la zona de deslizamiento (zona pasiva), c'_{col} se limita a $< 0,30 c_{u,col}$.

$\tau'_{f,col}$ Resistencia al corte drenada.

c'_{col} Cohesión drenada (efectiva).

ϕ' Ángulo de rozamiento drenado (efectiva).

El ángulo de rozamiento depende del tipo de material de aportación:

$\phi' = 25-30^\circ$ Columnas de cal.

$\phi' = 30-35^\circ$ Columnas de cal-cemento.

$\phi' = 35-40^\circ$ Columnas de cemento.

Para los suelos con materia orgánica, fangos y turbas se recomiendan los valores bajos de ϕ' y c'_{col} .

El valor de la cohesión efectiva c'_{col} varía generalmente entre 50 y 100 kPa. Las arenas arcillosas estabilizadas con columnas de cemento pueden tener la $c'_{col} > 1.000$ kPa (Åhnberg, 1996).

6.4. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD

Para efectuar un análisis de la estabilidad general del suelo mejorado, la contribución de las columnas de cemento-cal es calculada como un incremento de la resistencia total a esfuerzo cortante del total del suelo, considerando la condición no drenada y drenada, de acuerdo con el siguiente principio:

– La resistencia a corte no drenada:

$$\tau_{u,equi} = \tau_{u,suelo} (1 - A_{col}) + \tau_{u,col} A_{col}$$

donde:

$\tau_{u,equi}$ Resistencia a corte no drenada del suelo equivalente.

$\tau_{u,suelo}$ Resistencia a corte no drenada del suelo natural.

$\tau_{u,col}$ Resistencia a corte no drenada de la columna de cemento-cal.

– La resistencia a corte drenada:

$$\tau'_{equi} = \tau'_{suelo} (1 - A_{col}) + \tau'_{col} A_{col}$$

donde:

τ'_{equi} Resistencia al corte drenada del suelo equivalente.

τ'_{suelo} Resistencia al corte drenada del suelo natural.

τ'_{col} Resistencia a corte drenada de la columna de cemento-cal.

6.5. ANÁLISIS DE ASIENTOS

Para los cálculos de asientos es utilizada una propuesta similar a la de análisis de estabilización. Se asume que la compresión es igual en todos los planos horizontales de la zona tratada. Esto significa que el módulo de deformación equivalente y los asientos del terreno mejorado pueden formularse así:

$$E_{\text{equi}} = E_{\text{suelo}} (1 - A_{\text{col}}) + E_{\text{col}} A_{\text{col}}$$

$$S_{\text{equi}} = \sum \frac{\Delta h * q_{\text{total}}}{E_{\text{equi}}}$$

donde:

E_{equi}	Módulo de deformación del suelo equivalente.
E_{suelo}	Módulo de deformación del suelo natural.
E_{col}	Módulo de deformación de la columna de cal-cemento.
S_{equi}	Asientos del suelo tratado.

Tal como anteriormente se ha indicado (véase sección 5.5), el módulo de deformación depende de nivel de carga. Cuando la carga de servicio absorbida por la columna es menor del 75 % de la carga de fluencia, los asientos del terreno mejorado son pequeños tanto durante el proceso de construcción como posteriormente, a largo plazo. Para el cálculo de asientos de cimentación de estructuras, la carga de servicio máxima debe ser menor que la carga de fluencia.

En caso de que la carga de columna supere la carga de fluencia, es muy favorable precargar la zona tratada (durante aproximadamente 3-6 meses). También en este caso se utiliza el modelo iterativo de cálculo de asientos, suponiendo en la primera iteración que la carga absorbida por las columnas coincide con la carga de fluencia, $\sigma_{\text{col,máx}} = \sigma_{\text{fluencia}}$. Los asientos se calculan por separado para las columnas y para el terreno, buscando la relación $S_{\text{col}} = S_{\text{suelo}}$. Cuando, $S_{\text{col}} > S_{\text{suelo}}$ hay que reducir la carga atribuida a la columna y aumentar la del suelo hasta que se obtenga el equilibrio entre los asientos. No obstante, si $S_{\text{suelo}} > S_{\text{col}}$, la columna ha alcanzado la carga última, y por eso los asientos del suelo equivalente serán iguales a los del suelo, S_{suelo} .

Es importante mencionar que, dada mayor permeabilidad que la del suelo natural, las columnas de cal-cemento aceleran el proceso de consolidación.

7. Control de calidad

7.1. MONITORIZACIÓN DURANTE LA EJECUCIÓN

Existen varios métodos –o, mejor dicho, etapas– del control de la calidad en obra. El primer paso representa el aseguramiento de la calidad mediante el control de parámetros de ejecución. Dado que el sistema Terratest es un sistema completo de control mediante monitorización, todos los parámetros de ejecución de cada columna son almacenados para seguir un sistema de control de calidad. Un informe muestra los datos de cada columna efectuada. Los datos pueden mostrarse en un gráfico donde figura la cantidad de mezcla y la velocidad de extracción en función de la profundidad.

7.2. ENSAYOS *IN SITU*

Para verificar los parámetros de resistencia al corte de las columnas de cemento-cal se realizan ensayos *in situ*. Esto es muy importante para evaluar la resistencia de las columnas en el terreno. Existen varias maneras de realizar los ensayos en dichas columnas; pero los más utilizados son ensayo convencional de penetración de columna, ensayo de penetración inversa y extracción de columna. Entre los métodos menos habituales para controlar la calidad de columnas de cal-cemento se pueden mencionar: ensayos de carga, Vane test, CPT/SPT, Down-Hole y *total sounding* (Jelusic y Nilsson, 2005).

7.2.1. Ensayo convencional de penetración de columna

Este ensayo es la forma más común de realizar los ensayos en columnas. Una sonda de acero ajustada con una cuchara tomamuestras es introducida por presión dentro de la columna. El tomamuestras toma la sección interna de la columna, facilitándonos una estimación de la dureza de la misma.



Foto 5. MAQUINARIA PARA EJECUCIÓN DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN CONVENCIONAL.

La fuerza necesaria (kN) se registra en función de la profundidad (m). La homogeneidad y resistencia de la columna son entonces valoradas. Este ensayo es recomendable para columnas no superiores a 10 m de profundidad y con resistencia al corte entre 150 y 300 kPa.

7.2.2 Ensayo de penetración inversa de columna

Este ensayo es similar al anterior, pero ejecutado desde el fondo de la columna hacia arriba. Cuando las columnas empiezan a ejecutarse, una sonda con tomamuestras se conecta con un cable al fondo de la misma, empleando para ello la herramienta perforadora, atravesando la columna hasta la superficie. Los valores de resistencia al corte sin drenaje de la columna son calculados en base a la fuerza neta necesaria para extraer la sonda a través de la columna. Dicho ensayo es recomendable para columnas superiores a 10 m de profundidad. Se pueden controlar las columnas con resistencia al corte hasta 600 kPa.



Figura 14. ENSAYOS DE PENETRACIÓN: a) CONVENCIONAL. b) INVERSA DE UNA COLUMNA DE CAL-CEMENTO.



Foto 6. EXCAVACIÓN DEL TERRENO ALREDEDOR DE LAS COLUMNAS.

7.2.3. Extracción de una columna completa

Un complemento a los ensayos anteriores consiste en la extracción de la columna completa. Este ensayo facilita información sobre el diámetro, homogeneidad y distribución de la mezcla tanto a lo largo de la columna como en sección, pudiendo realizarse también ensayos de compresión y permeabilidad.

Una alternativa a la extracción de una columna completa es excavar el terreno alrededor con una excavadora, realizando catas a diferentes profundidades, siendo entonces realizados los ensayos en el laboratorio.



Foto 7. EXTRACCIÓN DE UNA COLUMNA COMPLETA.

8. Aplicación práctica

8.1. OBJETO

El proyecto se refiere a la cimentación de una nave en Girona. La cimentación de la nave consiste en zapatas aisladas cimentando los 56 pilares (con carga vertical entre 15 y 100 ton) y en una losa de cimentación de la zona de almacenamiento de aproximadamente 1.000 m² (con carga uniformemente distribuida de 4 ton/m²).

El objeto del diseño fue la definición de un tratamiento generalizado de mejora del terreno mediante columnas de cemento bajo las zapatas aisladas y bajo la losa de cimentación, con el fin de aumentar el módulo de deformación y la resistencia al corte del terreno, para apoyar la cimentación superficial controlando tanto los asentos máximos como diferenciales.

8.2. PERFIL DEL TERENO NATURAL

En la tabla 3 adjunta se presenta el perfil del terreno natural, con algunas de las características geomecánicas:

Tabla 3. CARACTERÍSTICAS DEL SUELO NATURAL

NIVEL NÚM.	PROFUNDIDADES (Valores medios)	E _s (MP _a)	DENSIDAD APARENTE (T/m ³)	HUMEDAD ω _N (%)
1. Relleno arenoso	0 a 1,00 m	10,00	1,90	28,70
2. Arcillas limosas	1,00 a 2,00 m	3,50	2,00	30,00
3. Arcillas de color marrón, con materia orgánica	2,00 a 4,00 m	2,50	1,80	30,20
4. Arenas con limos arcillosos	4,00 a 5,50 m	10,00	2,00	–
5. Arcillas y arcillas limosas con materia orgánica	5,50 a 8,50 m	4,50	1,80	33,50
6. Arcilla limosa con algo de materia orgánica	8,50 a 12,00 m	6,00	2,00	34,00
7. Arcillas limosas con intercalaciones de arenas	> 12,00 m	10,00	2,20	–

El nivel freático se detectó a una profundidad de aproximadamente – 1,00 m.

Los valores representativos dados en el Informe Geotécnico de SPT varían entre 2 y 10 golpes; la resistencia a compresión simple, entre 10 y 57 kN/m². El nivel 5 posee un elevado contenido de materia orgánica que condiciona el diseño.

8.3. TRATAMIENTO CON COLUMNAS DE CEMENTO

Analizando las características del terreno natural, el nivel de las cargas y el objetivo de reducir y controlar los asentos máximos y diferenciales, se propuso un tratamiento con columnas de cemento de diámetro de 600 mm y un contenido de cemento de 100 kg/m³ (28 kg/ml de columna). La longitud de columnas varía entre 6 y 12 m, bajo las zapatas, y entre 6 y 10 m, bajo la losa de cimentación.

Hay que indicar que el elevado contenido de materia orgánica y los valores bajos de módulo de deformación han condicionado el uso de cemento como material de aportación.

Se han estimado las siguientes características de columnas de cemento:

$$E_{col} \cong 70-100 \text{ MP}_a$$

$$c_{u,col} \cong 150-200 \text{ kP}_a$$

$$\varphi'_{col} \cong 35^\circ$$

$$c'_{col} \cong 70 \text{ kP}_a$$



Foto 8. EQUIPO DE TERRATEST EJECUTANDO COLUMNAS DE PRUEBA.

A continuación se muestra un resumen del cálculo de algunos tipos de zapatas aisladas y de la losa de cimentación:

Tabla 4. RESUMEN DEL DISEÑO, ZAPATAS TIPO Y LOSA DE CIMENTACIÓN

ZAPATA	CARGA (T)	DIMENSIÓN DE ZAPATA (m x m)	NÚM. DE COLUMNAS	(%)	LONGITUD (m)	E_{equi} (MPa)	S_{equi} (cm)
Tipo 1	103,0	1,60 × 1,60	12	35-69	6-12	39-70	3,05
Tipo 2	77,5	1,30 × 1,30	8	31-63	6-12	36-64	3,00
Tipo 3	59,0	1,00 × 1,00	7	34-61	6-12	39-63	2,80
Losa cimentación	4,0 (ton/m ²)	1.000 m ²	536 (1)	7-14	6-10	14-18	5,00

(1) Malla de aproximadamente 1,40 × 1,40 m.

Donde:

$$a = \frac{A_{\text{col}}}{A_{\text{total}}} \quad \text{Relación de áreas.}$$

E_{equi} Módulo de deformación del suelo tratado (módulo equivalente).

S_{equi} Asientos del suelo tratado.

Hay que indicar que la longitud variable de columnas de cemento está en función de la distribución de la carga de servicio bajo la cimentación superficial.

9. Conclusiones

El método de mejora de suelo mediante columnas de cal-cemento en vía seca, desarrollado y comprobado durante más de 30 años representa hoy en día una técnica nueva en el mercado español.

Su ámbito de aplicación es muy amplio y flexible, tanto en función del tipo de suelo como en función del tipo de estructura. Es un método rápido, eficaz y económico, con alto nivel de control. Con un bajo consumo de materiales de aportación, aumenta significativamente las características geomecánicas del terreno (resistencia al corte, compresibilidad, capacidad portante, permeabilidad, etc.) a corto y a largo plazo. Igualmente es un método que se adapta perfectamente a las tendencias y exigencias medioambientales, al utilizar el suelo existente, evitando movimiento de suelo e innecesario uso de vertederos.

10. Bibliografía

- Åhnberg, H., Holm, G., Holmqvis, L. and Ljungkrantz, C. (1994) «The use of differnt additives in deep stabilisation of soft soils». Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 3, pp. 1190-1194
- Åhnberg, H., Johansson, S.E., Retelius, A., Ljungkrantz, C., Holmqvis, L. and Holm, G. (1995) «Cement and lime for stabilisation of soil at depth - a chemical physical investigation of soil improvement effects». Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Sweden, Report 48, pp. 213
- Åhnberg, H. (1996) «Stress dependent parameters of cement stabilised soil». Proceedings of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, IS-Tokyo '96, Vol.1, pp.387-392
- Alén, C., Baker, S., Bengtsson, P.E. and Sällfors, G. (2005) «Lime/Cement Column Stabilised Soil - A New Model for Settlement Calculation». International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden, May 23-25, Best Practice and Recent Advances, Volume 1.2, Session 3.1, pp. 205-212
- Bergado, D.T. Anderson, L.R. Miura, N and Balasubramaniam, A.S. (1996) «Soft ground improvement in Lowland and other environments». ASCE Press, New York, USA, pp. 427
- Brandl, H. (1995) «Short and long term behavior of non-treated lime or cement stabilised fly ash». Bengt B. Broms Symposium on Geotechnical Engineering, 13-15 December, Nanyang Technological University, Singapore, pp. 39-54
- Broms, B.B., P.Boman (1978) «Stabilization of Soil with Lime cement Columns - Design Handbook». Royal Institute of Technology, Department of Soil and Rock Mechanics. Stockholm, Sweden
- Broms, B.B. (1999) «Design of lime, lime/cement and cement columns». International Conference Dry Mix Method-Design methods and behavior of stabilised soilss, Stockholm, Sweden, 3rdLecture, pp.125-153
- Ekström, J.C. (1994 a) «Checking of lime and lime/cement columns». Foundation Engineering Day 1994, Swedish Geotechnical Society, Stockholm, Sweden, pp. 14
- Ekström, J.C. (1994 b) «Checking of lime and lime/cement columns». Final Report with Reference to Field Tests at Ljungskile, Chalmers Technical University, Gothenburg, Report B, pp. 1:1,8:4
- Finnish Road Authorities (1997) «Guidelines for project planning in deep stabilization»
- Holm, G. and Åhnberg, H. (1987) «Aplication of lime and fly ash at stabilisation of soft soil at depth». Swedish Geotechnical Institute, Report 30, pp. 59-91
- Holm, G. (1994) «Deep stabilization by admixtures». Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 161-162
- Jelisić N. and Nilsson, G. (2005) «Testing of the shear strength of cement columns by using the total sounding method». International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden, May 23-25, Best Practice and Recent Advances, Volume 1.2, Session 6.4, pp. 527
- Terratest-LCM (2006) «Dry Deep Mixing (DDM) - Design Guideline»
- Massarsch, K.R., Topolnicki, M. (2005) «European Practice of Soil Mixing Technology». International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden, May 23-25, Best Practice and Recent Advances, Volume 1.1, R2
- Matsson, H., Larsson, R., Holm, G., Dannewitz, N. and Eriksson, H. (2005) «Down-Hole Techique improves Quality Control on Dry Mix Columns». International Conference on Deep Mixing, Stockholm, Sweden, May 23-25, Best Practice and Recent Advances, Volume 1.2, Session 6.11, pp. 581-592
- Nagaray, T.S., Yaligar, P.P., Miura, N. and Yamadera, A. (1996) «Predicting strengt development by cement admixture based on water content». Proceedings of the 2nd International Conference on Ground Improvement Geosystems, 14-17 May, Tokyo, pp. 431-436
- Sherwood, P.T. (1993) «Stabilisation with cement and lime». State of the Art Review, Transport Research Laboratory, Department of Transportation, London, pp. 153
- Swedish Geotechnical Society (1995, 2000) «Lime and Lime cement Columns». Report 4:95, Report 2:2000

