

LOS TRATAMIENTOS DE LAS MARISMAS EN LAS VARIANTES DEL PUERTO DE SANTA MARÍA Y PUERTO REAL

José María Delgado.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
MOPTMA. Director de la obra.

Carlos Oteo Mazo.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Profesor de Geotecnia de la UPM y anteriormente Director del Laboratorio de Geotecnia del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX).

Luis Sopena Mañas.

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Jefe de Área del Laboratorio de Geotecnia del CEDEX.

Germán Burbano Juana.

Ingeniero Caminos, Canales y Puertos.
DRAGADOS. Jefe del Servicio de Geotecnia.

Fernando J. Bolinaga H.

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos, M.Sc.
INTECSA. Ingeniero de la División de Geotecnia.

RESUMEN

Las variantes del Puerto de Santa María y Puerto Real tienen un longitud de 17,4 Km, de los cuales unos 9 Km discurren por un área de marismas. Los reconocimientos de los suelos blandos incluyen reconocimientos con piezocono y la construcción de 3 terraplenes experimentales. Los terraplenes se han cimentado en terrenos mejorados con drenes verticales, para alturas entre 2,5 y 4,0 m y con columnas de grava, para alturas de entre 4,0 y 9,0 m. También se ha utilizado, por primera vez en España, poliestireno expandido como relleno ligero en los terraplenes de acceso a una de las estructuras. La cimentación de los 9 puentes situados en las marismas se ha resuelto mediante pilas-pilote de gran diámetro, prefabricadas e hincadas (tipo Raymond). Se ha efectuado un seguimiento y control de los asentos de terraplén, mediante líneas continuas de medición de asentos. También se ha controlado la hinca de pilotes con el PDA.

ABSTRACT

Of the 17.4 Km. of the variants of Puerto de Santa María and Puerto Real, 9 km. cross an area of salt-marsh. The survey of the soft soils involves work with piezocones and the construction of three experimental embankments. These are placed on ground improved with vertical drains for heights of between 2.5 and 4 m. and with gravel columns for heights of between 4 m. and 9 m. For the first time in Spain, Expanded polystyrene has been used for the light filling in the embankments leading to one of the structures. The foundations of the nine bridges in the salt-marsh area are of large diameter prefabricated pillars (Raymond type). The foundations of the embankments have been checked by continuous lines of measurement of the supports, and the sinking of the piles by PDA.

Se admiten
comentarios a este
artículo, que deberán
ser remitidos a la
Redacción de la ROP
antes del 30 de
julio de 1996.

Recibido en ROP:
abril de 1996

1. INTRODUCCIÓN

El trazado del conjunto global de las variantes del Puerto de Santa María y Puerto Real, tiene una longitud total de 17,4 km, de los cuales aproximadamente 9 km discurren sobre un área de maris-

mas auspiciada en especial por los ríos Guadalete y San Pedro, y que comprende depósitos cuaternarios de carácter fluvial (Fig. 1).

El proyecto ha contemplado la construcción de dieciséis estructuras, de las cuáles nueve se ubican en la zona de marismas.

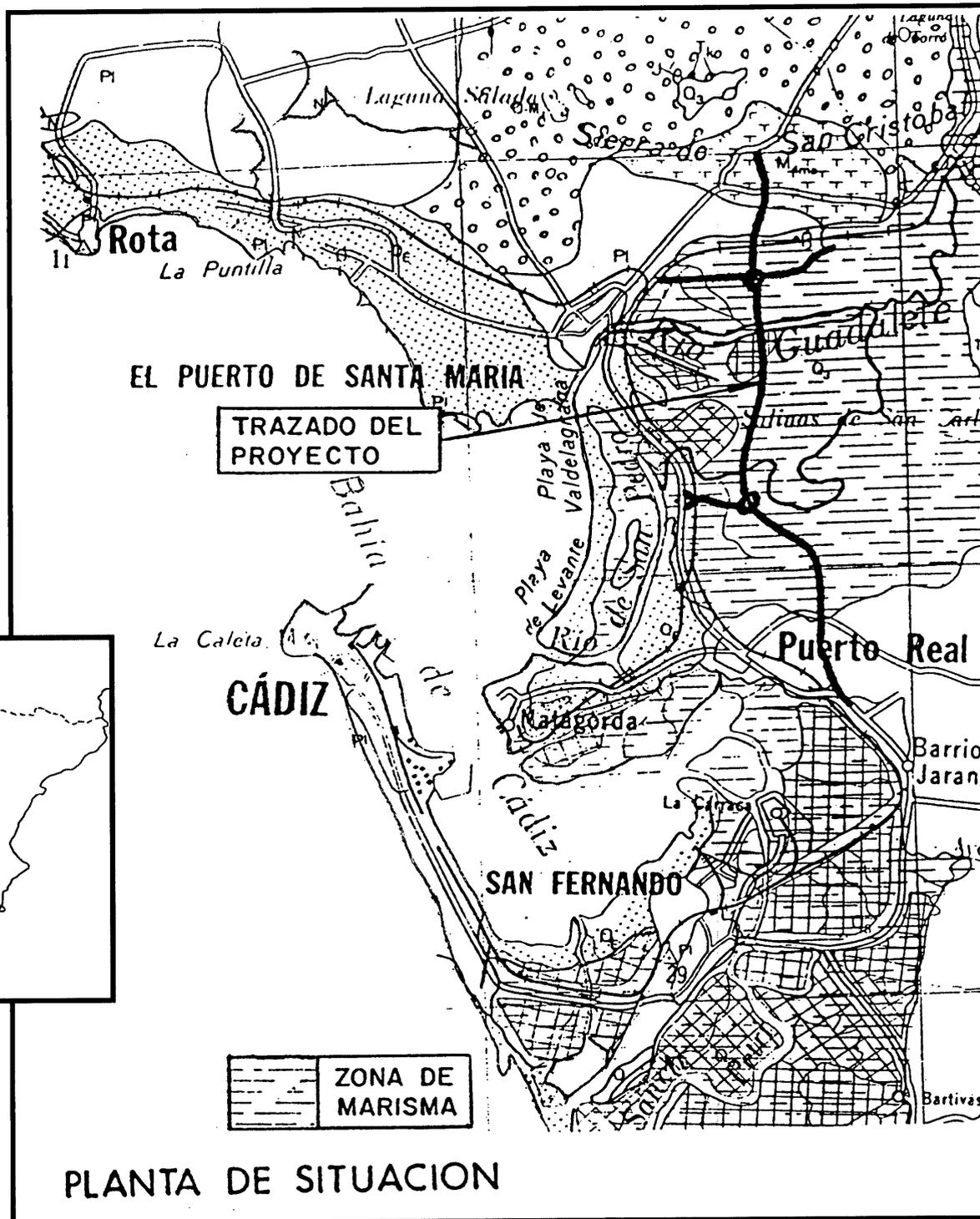


Figura 1. Planta de situación.

Los terrenos de marismas, de origen geológico reciente, poco consolidado y de baja resistencia al corte, obligaron a un estudio detallado de los terraplenes que se apoyan en ellos, en particular en los accesos a las estructuras donde la rasante se eleva indefectiblemente. Los problemas de estabilidad de taludes y de asentos y, en general, deformaciones potencialmente excesivas para las infraestructuras viarias y las propias obra de fábrica, a corto y largo plazo, han sido objeto de un estudio detallado que se describe en este artículo.

Para el estudio de los suelos blandos se realizó una campaña de reconocimientos que incluyó la construcción de tres terraplenes experimentales. Esta campaña complementó las campañas realizadas para el Proyecto Base y el Proyecto de Licitación de las variantes.

En este artículo se describen brevemente las campañas de reconocimiento realizadas y el perfil geotécnico típico en la zona de marismas. A continuación se presentan los criterios de diseño para el tratamiento de la cimentación de los terraplenes, incluyendo una descripción de los métodos de tratamiento seleccionados, drenes verticales de geotextil y columnas de grava, y los criterios de cimen-

tación de las estructuras ubicadas en la zona de marismas. Se menciona, además, la utilización de poliestireno expandido (EPS) como "relleno ligero" en los terraplenes de acceso a una de las estructuras.

Finalmente, se describen los controles de ejecución de los distintos tratamientos y se presentan algunos datos con las cantidades y rendimientos obtenidos durante la construcción.

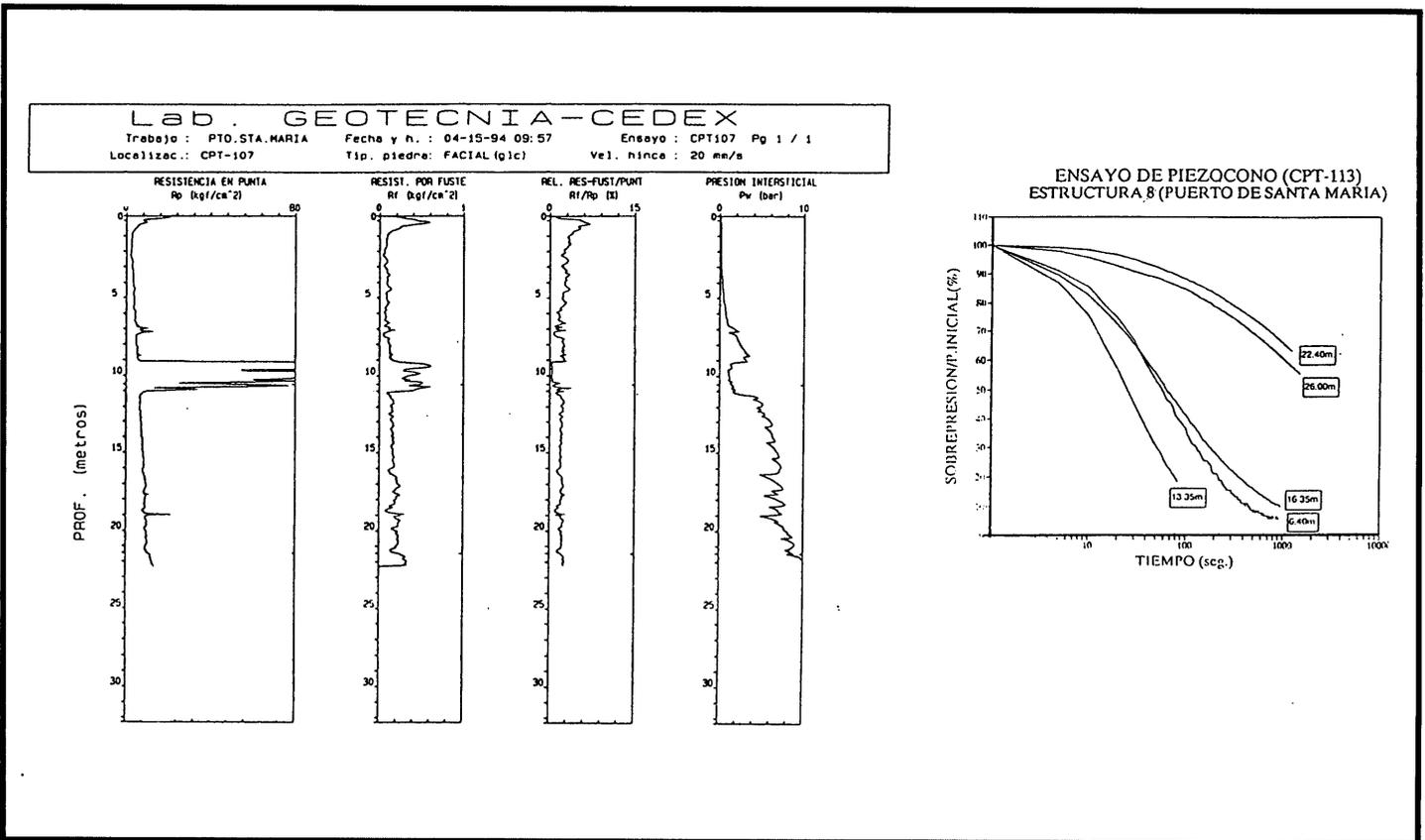
2. INVESTIGACIONES REALIZADAS

2.1. INVESTIGACIONES ANTERIORES A LA CONSTRUCCIÓN

Para el proyecto base (1989) se realizaron un total de doce sondeos a rotación con recuperación de muestras inalteradas y realización del ensayo SPT, además de algunos ensayos de penetración dinámica.

Para el proyecto de licitación (1993) se realizaron 31 sondeos mediante penetrómetro estático eléctrico con medida de presiones intersticiales (piezocono).

Figura 2. Registro de piezocono.



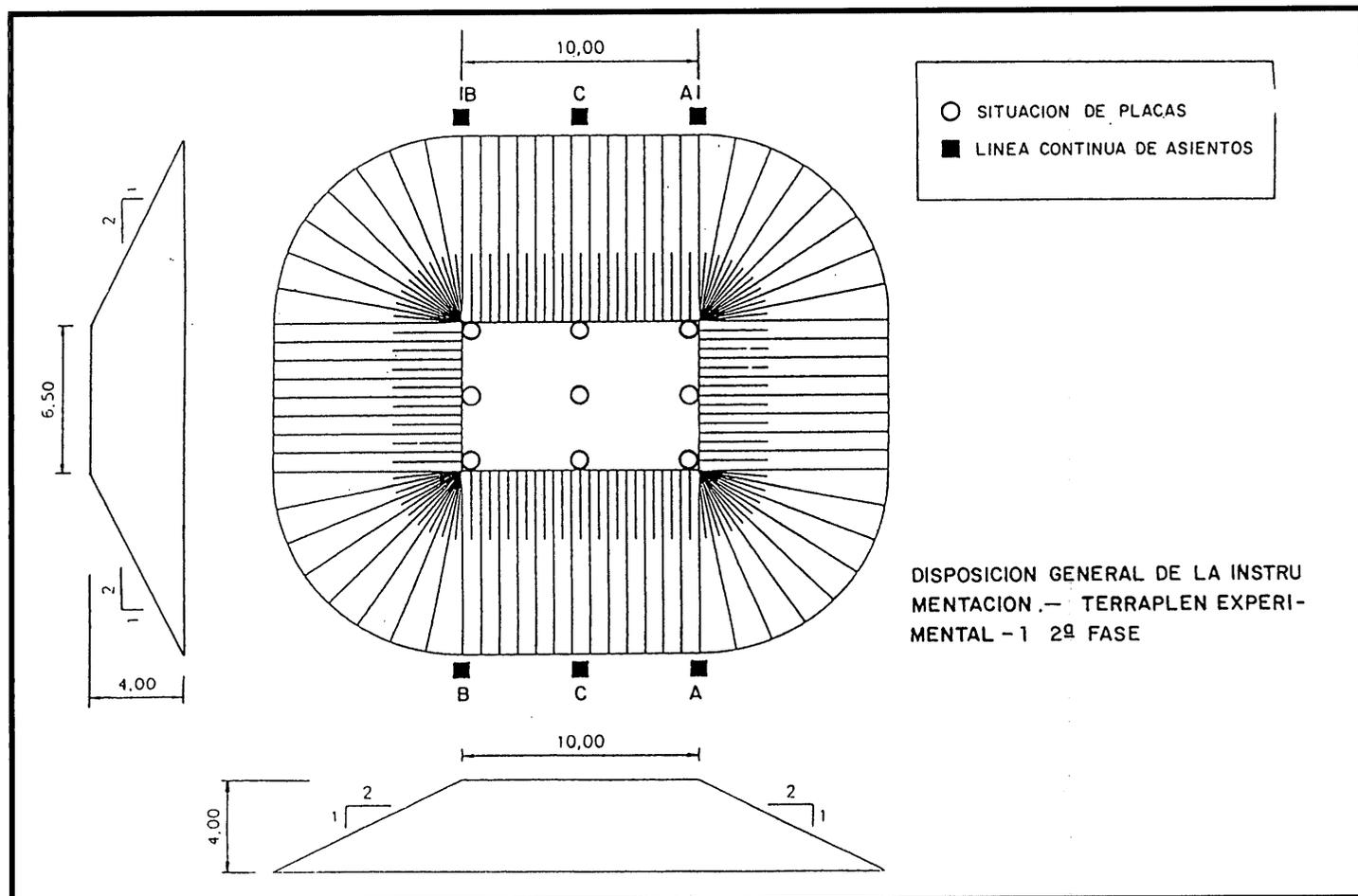


Figura 3. Terraplen experimental.

2.2. CAMPAÑA COMPLEMENTARIA PARA EL PROYECTO DE CONSTRUCCIÓN (1994)

Debido a la incidencia del comportamiento de los suelos blandos en el coste, construcción y operación de la futura autovía, se decidió realizar una extensa campaña de reconocimientos que se describe a continuación.

En total se han realizado 11 sondeos mecánicos, con extracción continua de testigo y toma de muestras inalteradas. En el interior de los sondeos, se han realizado un total de 81 ensayos de penetración dinámica SPT y se han llevado a cabo un total de 62 ensayos de molinete. Se han efectuado, asimismo, un total de 18 ensayos de penetración dinámica continua, tipo Borros.

Como parte fundamental del reconocimiento, el Laboratorio de Geotecnia ha realizado, en esta fase, un total de 20 piezoconos, lo que da para el conjunto de la obra un total de 51. El ensayo de piezocono es un ensayo de penetración estática continuo que registra el exceso de presión intersti-

cial generado durante la hinca. Durante la penetración se registran, simultáneamente, datos de resistencia por punta, (q_c), resistencia por fuste (fricción lateral del dispositivo por encima de la punta f_s), presión intersticial e inclinación, mediante un sistema de sensores. Estas medidas se registran en un ordenador de campo, quedando almacenadas en el mismo para su posterior tratamiento. Además, pueden hacerse ensayos de disipación de la presión intersticial, a fin de deducir el coeficiente de consolidación del terreno. En la figura 2 se presentan los resultados obtenidos en uno de los piezoconos realizados.

La realización de los ensayos de piezocono ha permitido conocer y determinar las condiciones de los suelos que componen la marisma, permitiendo distinguir los suelos arcillosos de los suelos más arenosos, teniendo en cuenta las relaciones existentes entre la resistencia por punta y la relación fuste-punta propuestas por Campanella y Robertson (1988), las resistencias por fuste relativas y los ensayos por disipación. La resistencia al corte sin

drenaje se ha determinado, a partir de la resistencia por punta, en base a la correlación propuesta por Baligh (1975). Además se han obtenido unos coeficientes de consolidación horizontal del terreno siguiendo el método de Baligh y Levadoux (1988), utilizando los coeficientes de consolidación radial del piezocono calculados a partir de los ensayos de disipación de presión intersticial, utilizando el método propuesto por Houslby y Teh (1988).

Además se han construido tres terraplenes experimentales de ensayo, a escala real, para determinar, mediante su instrumentación y auscultación, los parámetros de comportamiento del terreno bajo el efecto de su carga, así como para contrastar el análisis de los mismos realizado con modelos teóricos. Los terraplenes se han denominado 1, 2 y 3 y se han llevado a cabo en tres puntos próximos al tronco de las futuras variantes.

En la figura N° 3 se representa la geometría de los terraplenes y la distribución de la instrumentación, que ha sido la misma en los tres casos. Esta ha consistido en la colocación de tres líneas continuas de asiento en el tronco de cada uno de los terraplenes y de un inclinómetro al pie del talud de los mismos. Las líneas continuas permiten, mediante un sistema de niveles, medir los asientos que se producen en la base del terraplén por efecto de la carga del mismo y seguir su evolución con el tiempo para conocer el proceso de consolidación producido. Los inclinómetros llevan un sistema de acelerómetros que permite medir de un modo muy sencillo los movimientos horizontales que se producen con respecto a un punto que se toma como fijo.

En la figura N° 4 se presentan los resultados obtenidos mediante la auscultación de uno de los terraplenes experimentales. Los terraplenes experimentales se empezaron a construir en Enero de 1994 con una altura inicial de aproximadamente 2 m; se auscultaron y analizaron periódicamente los asientos producidos durante esta primera fase y una vez alcanzada la estabilización de los mismos se procedió, en una segunda fase, a recrecerlos hasta una altura de 4 m.

Por último cabe indicar que, con las muestras inalteradas tomadas en los sondeos, se han llevado a cabo ensayos de laboratorio, tales como ensayos triaxiales UU, triaxiales CD, triaxiales dinámicos, ensayos edométricos, y ensayos de identificación, a fin de completar la información que ha permitido caracterizar los suelos de marisma a lo largo del trazado de la autovía.

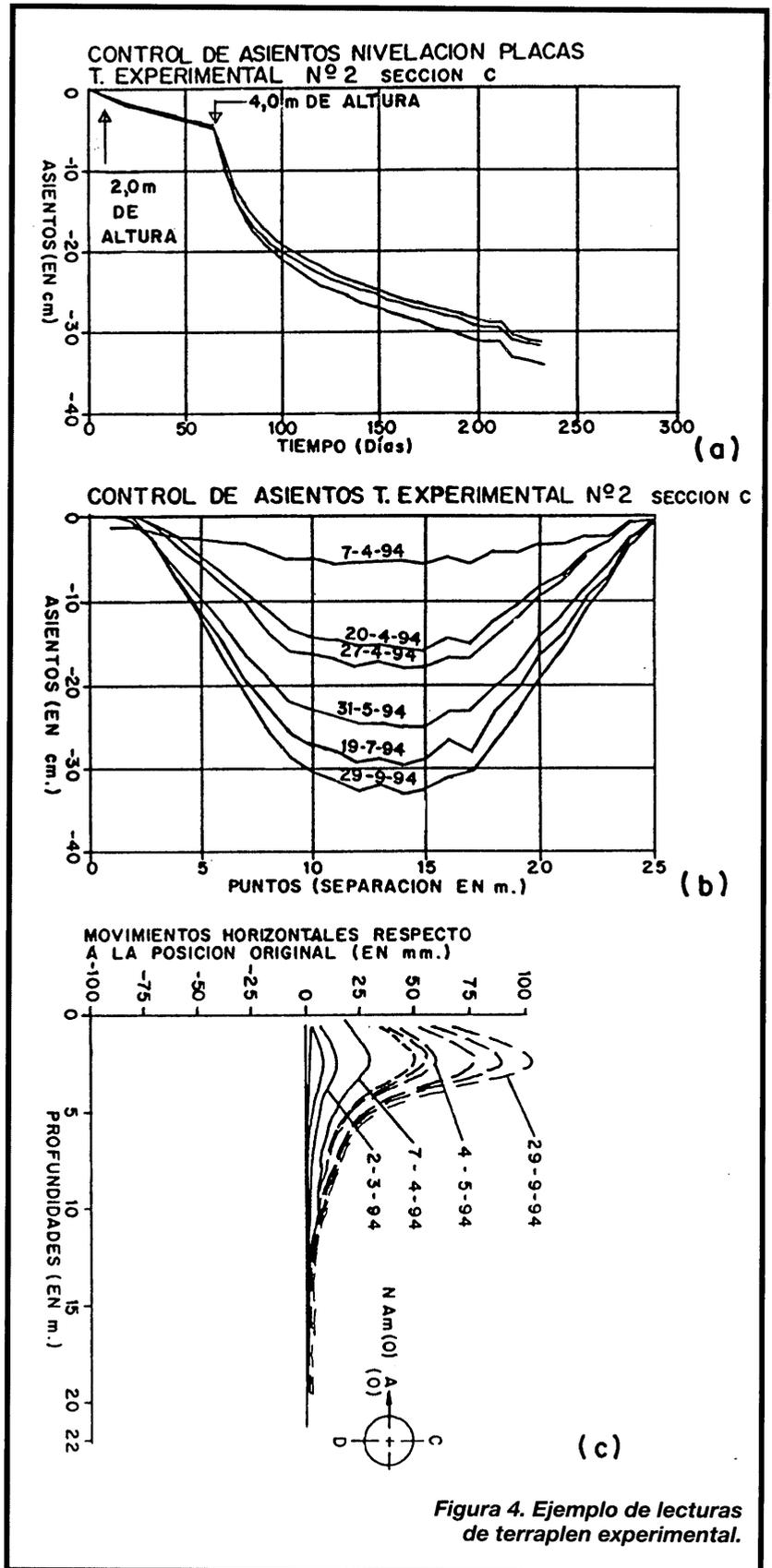


Figura 4. Ejemplo de lecturas de terraplen experimental.

CUADRO N° 1
RESUMEN DE LAS PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS MATERIALES DE LA ESTRUCTURA E-8

Descripción	Profundidad Media (m)	Humedad natural (%)	Densidad seca (t/m ³)	Pasa tamiz N: 200 ASTM (%)	Resistencia al corte no drenada (t/m ²)	Coefficiente Consolidación Cv ⁽¹⁾ (cm ² /seg)	Resistencia por punta qc (MPa)
Arcillas desecadas y endurecidas	0,0 - 1,6	20 - 35	1,30 - 1,60 ⁽²⁾	14 - 90 ⁽²⁾	3,0 - 6,0	-	0,6
Arcillas de marisma muy blandas	1,6 - 8,0	40 - 45	1,25 - 1,30	85 - 95	1,0 - 1,5	5 - 7.10 ⁻⁴	0,25
Arenas de marisma sueltas	8,0 - 13,0	30 - 40	1,30 - 1,50	15 - 40	-	-2,5	-
Arcillas de marisma blandas	13,0 - 28,0	35 - 45	1,30 - 1,35	79 - 96	4,0 - 5,0	5 - 7.10 ⁻⁴	0,3 - 0,6
Arcillas duras con intercalaciones de arenas densas	28,0 - 34,0	12 - 25 ⁽²⁾	1,5 - 1,6 ⁽²⁾	40 - 90 ⁽²⁾	7,0 - 20,0	5.10 ⁻⁴ - 1.10 ⁻² ⁽²⁾	7 - 12
Arenas y gravas densas	> 34-	-	-	-	-	-	> 22

(1) Valores estimados a partir del piezocono

(2) Valores estimados a partir de otros perfiles en la marisma.

3. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DE LOS SUELOS DE MARISMA

El trazado de la autovía, atraviesa los terrenos próximos a la Bahía de Cádiz, de Norte a Sur, pasando en su recorrido por tres zonas con características geológicas y geográficas diferentes (ver figura N° 1).

Desde el origen de la variante del Puerto de Santa María hasta aproximadamente el P.K. 2+500, la traza discurre por terrenos terciarios consistentes en margas, calcoarenitas y conglomerados que presentan un relieve topográfico acusado que forma la Sierra de San Cristóbal (altura 124 m).

Después, hacia el P.K. 2+500, la autovía atraviesa unos 3 km de terrenos cuaternarios de carácter fluvial (limos de inundación) para posteriormente discurrir durante, aproximadamente 7 km, por la zona de marisma que forman los ríos Guadalete y San Pedro, en las proximidades de la Bahía de Cádiz. Tras los períodos lluviosos es frecuente la inundación de algunas zonas, en especial al sur del Río San Pedro, donde la marisma alcanza hasta los 35 m de profundidad.

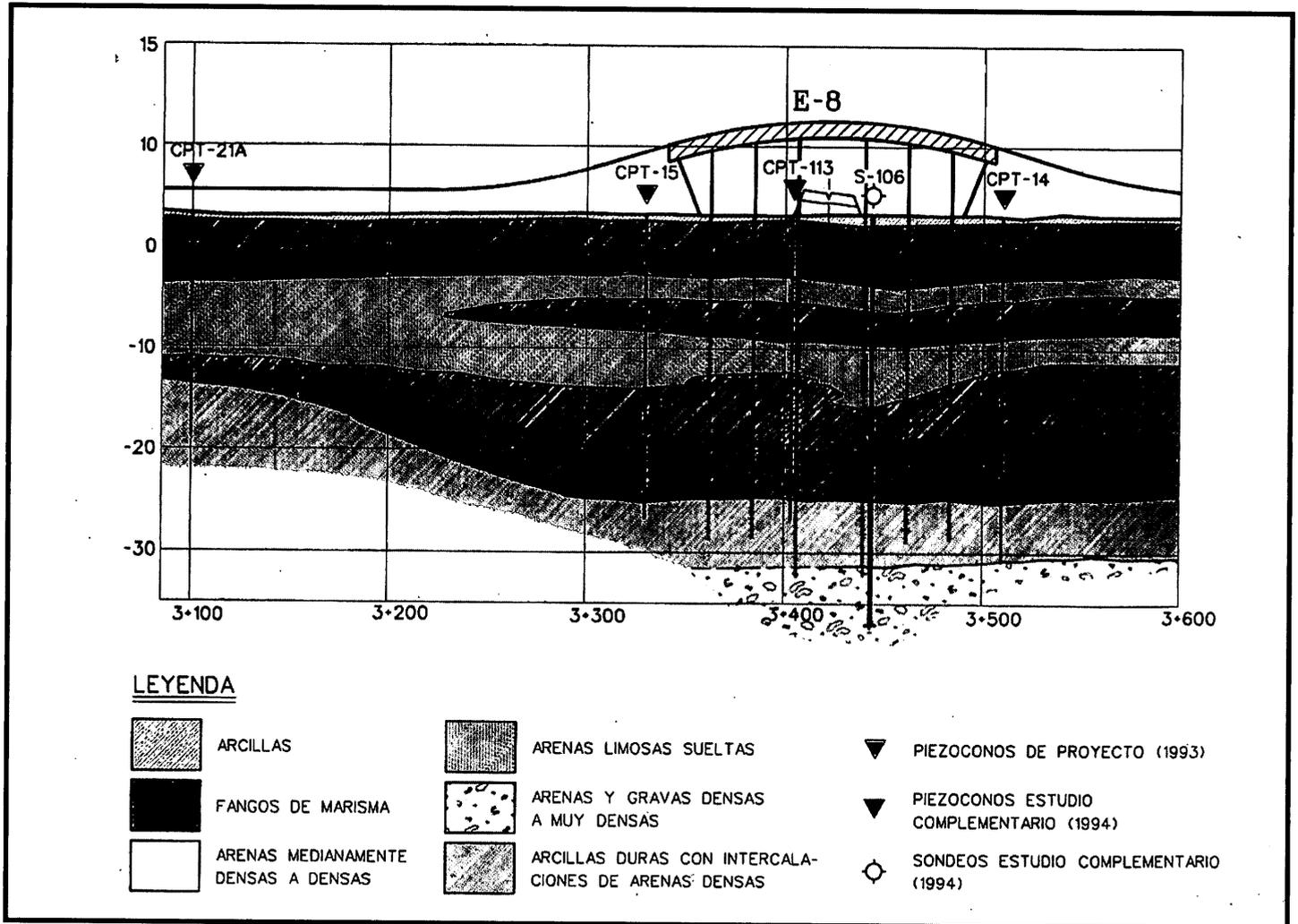
Entre el PK 5+200 y el final del trazado, la autovía atraviesa arenas, limos y arcillas del Terciario con relieve suave. Entre los PKs 6+200 y 6+380 (de

la Variante de Puerto Real) aproximadamente, se cortan niveles del Triásico (Keuper) formado por arcillas versicolores plásticas coronadas por brechas calcáreas.

A partir de los resultados obtenidos en las distintas campañas de reconocimiento, se han distinguido básicamente dos grupos fundamentales de materiales: los depósitos de marisma pertenecientes al Cuaternario, y el sustrato más reciente que pertenece al Terciario.

En el primer grupo de materiales, depósitos de marisma, se han distinguido básicamente tres tipos de suelo: una costra desecada en superficie con espesores variables entre 0,60 m y 2,0 m aproximadamente, unas arcillas de marisma muy blandas a blandas, y unas arenas de marisma muy sueltas a sueltas. Los niveles de arenas sueltas se encuentran intercalados con los fangos de marisma de composición arcillosa, alcanzando espesores desde pocos centímetros hasta los 10 m. La realización de los ensayos de piezocono ha permitido diferenciar los materiales arenosos de los arcillosos, de manera que es posible incluir en los análisis de consolidación de los suelos de marisma el efecto drenante de las capas de arena.

El segundo grupo de materiales, es decir el sustrato perteneciente al Terciario, ha sido detectado a lo largo de la traza en algunas zonas debajo



de los depósitos cuaternarios. Está constituido por arenas muy densas con intercalaciones arcillosas y por arcillas duras o argilitas interestratificadas con limos, arenas muy densas y areniscas.

En la figura N° 5 se representa el perfil litológico geotécnico de la estructura N° 8 de la Variante del Puerto Santa María, y en el cuadro N° 1 se resumen algunos de los valores promedio de las propiedades geotécnicas de los materiales que en esa figura se representan.

4. CRITERIOS DE DISEÑO

4.1. CRITERIO GENERAL

La solución en estructura resuelve los problemas planteados por los suelos blandos a la infraestructura vial, pero naturalmente tiene una fuerte repercusión económica, pues toda su cimentación

debe ser pilotada y, en este caso, la profundidad a la que se localiza el sustrato al que se lleva los pilotajes es muy grande (entre los 25 y 40 m como término medio general).

Por ello, se consideró conveniente reconsiderar la longitud prevista inicialmente de las estructuras, reduciendo el número de vanos e incrementando, en consecuencia, la altura máxima en estribos previendo un tratamiento del terreno bajo los terraplenes de acceso, lo que resulta favorable desde el punto de vista económico.

4.2. CIMENTACIÓN DE TERRAPLENES

A partir de los parámetros geomecánicos de resistencia a corto plazo del subsuelo se realizaron unos cálculos estimativos de la estabilidad que correspondería a los taludes de terraplén para varias alturas del mismo, obteniéndose que, en numerosos casos, no se podría contar con un grado de

Figura 5. Perfil geotécnico característico de una estructura en la zona de marismas.

seguridad suficiente respecto al deslizamiento para un proceso de construcción a velocidad normal, incluso contemplando ya el hacer el terraplenado total en al menos dos fases y taludes suficientemente tendidos (1V:2H).

Por otra parte, los tanteos previos realizados tanto sobre la magnitud como sobre el proceso cronológico de producción de los asientos y deformaciones horizontales, indicaron que se debería de esperar un gran plazo de tiempo desde que los terraplenes se pudieran finalizar por la condición de estabilidad, hasta que la proporción de los asientos residuales fuese suficientemente pequeña (menores a 10-15 cm), como para que se pudieran entonces construir las infraestructuras del firme, así como los pilotajes de las estructuras más próximas a los terraplenes (por los empujes laterales que estos podrían inferirles).

Por lo tanto, la presencia de los depósitos de marisma implicó tener que recurrir, en general, a algún tipo de tratamiento del terreno que originase una función de refuerzo del mismo y que, en todo caso, diera lugar a una aceleración del proceso de consolidación. Así en conjunto, sería posible llevar a cabo la construcción en unas condiciones de suficiente seguridad, desde el punto de vista técnico, y en un plazo aceptable de tiempo.

Se han considerado dos tipos de tratamiento:

▼ Drenes verticales prefabricados de geotextil con alma de plástico (geodren)

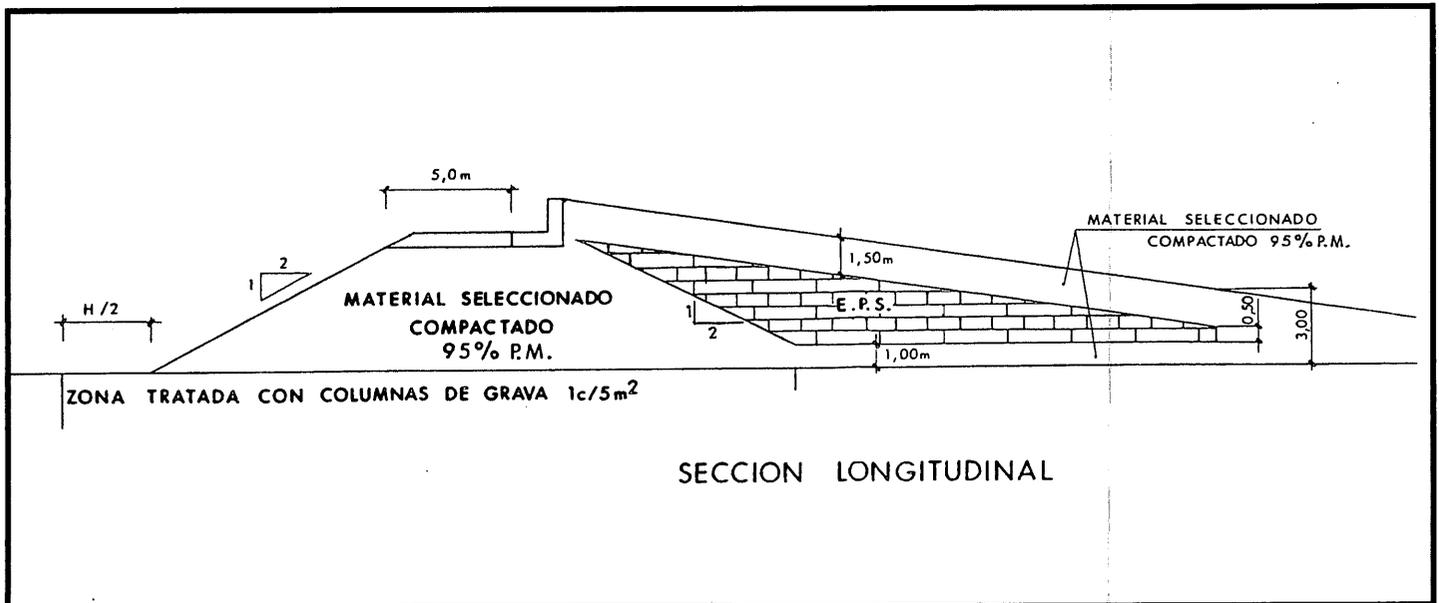
▼ Columnas de grava.

El primero se ha utilizado para alturas de terraplén donde, acelerando la consolidación primaria de los suelos de marisma, se consigue suficiente resistencia sin drenaje como para que el terraplén sea estable con un margen de seguridad adecuado y que los asientos postconstructivos sean admisibles. El tratamiento de columnas de grava se ha utilizado para las alturas de terraplén mayores donde, además de acelerar la consolidación primaria de los suelos, es necesario un refuerzo.

Alternativamente, en un caso (estructura E-6), se planteó como solución el recurrir a la utilización de un relleno ligero. En lugar de las tierras se emplea el poliestireno expandido, EPS, muy ligero, como material de relleno para la construcción del "terraplén" de acceso a estribos. En esencia, ello disminuye drásticamente las cargas a soportar por el suelo blando y, en consecuencia, la ventaja se deriva de que ya no resulta necesario el tratamiento de mejora del terreno, salvo en zonas muy concretas. En la figura 6 se muestra una sección longitudinal del tratamiento con EPS. En este caso, solo se realizó el tratamiento mediante columnas de grava bajo la zona de cimentación del estribo del puente, de tipo flotante.

Se determinó que una altura media del orden de los 2,5 m de tierras originaba unas condiciones de estabilidad totalmente aceptables con carácter general, e inducía una magnitud de asientos que, con los tiempos de espera que el propio proceso constructivo normal llevaría consigo, darían lugar a su vez a unos asientos diferidos admisibles. Por

Figura 6. Terraplen de Poliestireno (E.P.S.), E-6.



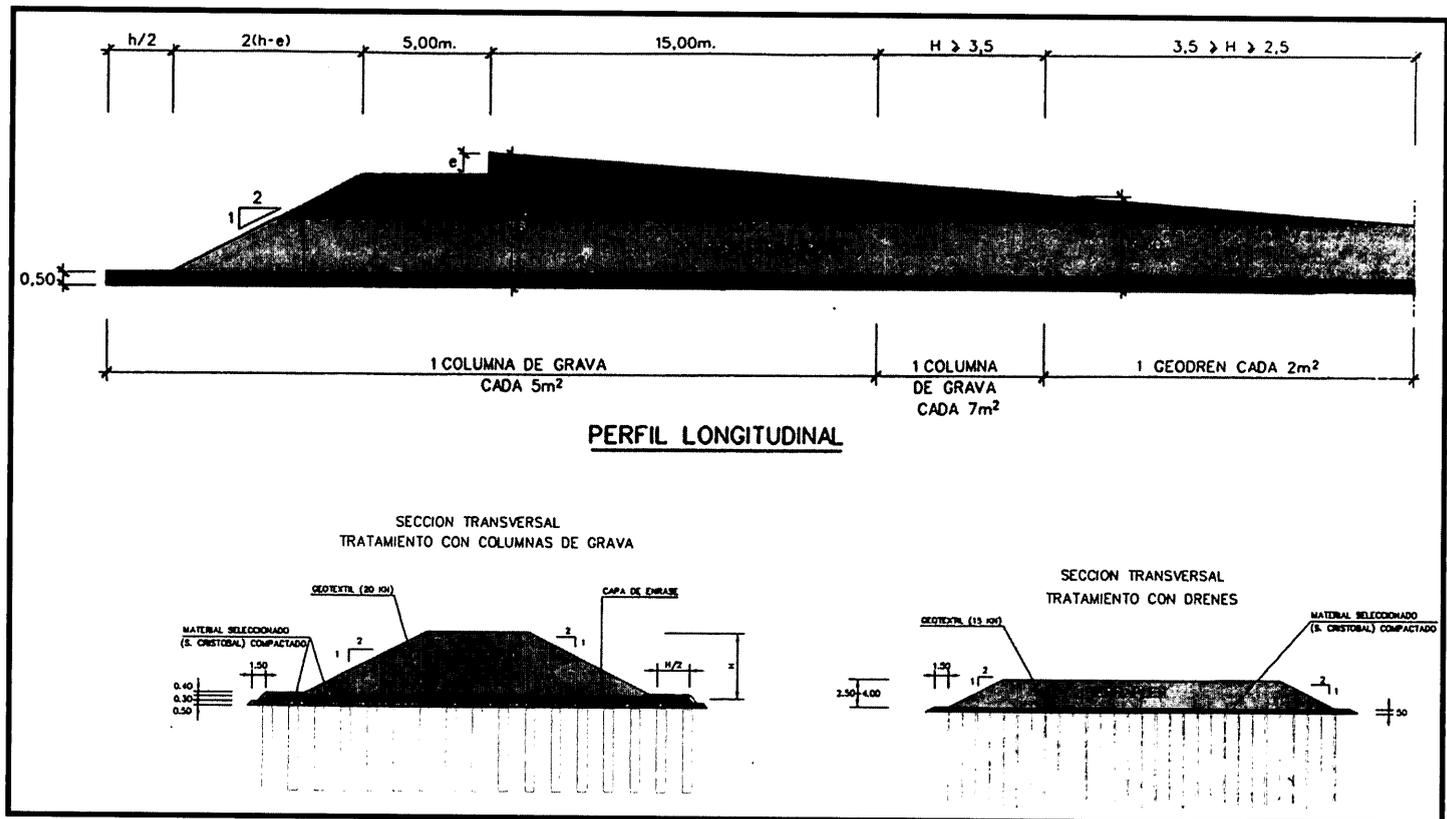


Figura 7.
Tratamiento tipo
terraplenes de
marisma.

ello, se partió originariamente de que los tratamientos se restringían a las estructuras, precisamente allí donde la altura del terraplén empieza a superar esa frontera de los 2,5 m.

Como mejor medio de corroborar ese principio general de adoptar los 2,5 m como altura aceptable de terraplén sin tratar el subsuelo, se contó con la ayuda de los tres terraplenes experimentales construidos que, en una primera fase, se cargaron precisamente hasta esa misma altura de tierras y cuya auscultación (los resultados se muestran en las figura 4 para el terraplén experimental N° 2), mostró que su comportamiento era asimilable al de un terreno arcilloso preconsolidado. Se observó cómo el pasar de una altura equivalente a 2,5 m a una de 3,5 m viene a eliminar los efectos de la capa superficial y a incrementar los asientos de forma no lineal. Debe recordarse que las dimensiones del área de carga influyen en la magnitud de los asientos y que, por ello - dada la anchura de los terraplenes experimentales y los de la Autovía - los asientos para la obra real pueden ser de 1,5 a 2,0 veces mayores que los experimentales.

Establecidos estos criterios generales, se dimensionaron los tratamientos de mejora del terreno y las bases de diseño correspondientes. Debe hacerse hincapié que durante la fase de ejecución

y mediante los oportunos controles específicos que se llevaron a cabo, se ajustaron, definitivamente, los parámetros que definen los tratamientos (profundidad, malla, admisión, etc). Lo que, a su vez, permitió aprovechar la experiencia obtenida en las estructuras tratadas inicialmente para mejorar dichos tratamientos en las que se ejecutaron a posteriori. Para ello fue necesario un riguroso control de ejecución y resultados en cada tratamiento.

En la figura N° 7 se indican los criterios adoptados para el predimensionamiento de los tratamientos que se describen a continuación:

▼ Para alturas de terraplén inferiores a los 2,5 m de altura, se consideró que debía colocarse un geotextil una vez realizado un mínimo desbroce (no conviene retirar toda la capa tejida por las raíces, pues hace función de armado del terreno y reparte las cargas) sobre el que comenzar a terraplenar, pues, además de incrementar la resistencia en la zona de taludes, ejerce un efecto de reparto de cargas y homogeneización de asientos (a la vez que, en muchas ocasiones, resulta totalmente necesario incluso para la entrada de las máquinas de movimiento de tierras).

▼ Para alturas superiores a los 2,5 m e inferiores a 3,5-4,0 m de altura (según los casos), se

consideró la colocación de un geodren cada 2 m², en malla triangular.

▼ Para alturas superiores a los 3,5-4,0 m de altura, se consideró la colocación de columnas de grava. Se establecieron dos distribuciones distintas, en malla triangular: a) primera con una densidad de 1 columna de grava cada 5 m² en la zona cercana a los estribos, donde la altura del terraplen es generalmente mayor y donde, además, en el caso de que el estribo sea flotante la carga sobre la cimentación del terraplén es mayor; b) La segunda, con una densidad de 1 columna cada 7 m², en una zona retirada 15 m del estribo en la dirección que disminuye la altura del terraplén (ver figura nº 7).

No se consideró adecuado la colocación previa de geotextil en las zonas a tratar con columnas o drenes, puesto que dificultaría mucho, e incluso impediría, la puesta en obra de los mismos.

4.3. CÁLCULOS DE COMPROBACIÓN

Para verificar el predimensionamiento y hacer un primer ajuste previo a la construcción, se analizaron para cada caso en particular los asentos y procesos de consolidación y la estabilidad de los terraplenes frente al deslizamiento y el hundimiento.

El análisis de los procesos de consolidación se realizó inicialmente en base a un modelo de consolidación primaria unidimensional (vertical) calculando los grados de consolidación a 2, 4, 6 y 12 meses en la hipótesis de terreno sin tratamiento y terreno tratado con columnas o drenes, según el caso correspondiente.

El efecto de las columnas de grava y drenes prefabricados en la aceleración del proceso de consolidación, se evaluó combinando la consolidación radial (U_r) y la vertical (U_v) para obtener el grado de consolidación global medio $U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r)$. La consolidación radial inducida por efecto de las columnas y drenes se analiza en base a la teoría y modelo de Barron (1947), en función del coeficiente de consolidación horizontal (Ch). Para el caso de terreno tratado con columnas de grava se adoptó $Ch = 4 C_v$ y en el caso de drenes verticales $Ch = C_v$. De ese modo, se determinaron los grados de consolidación correspondientes a cada fase y tiempo de espera de construcción del terraplén.

El dimensionamiento de las mallas de drenes se realizó en base a las teorías de Barron (1948) de

la consolidación radial, adaptadas según la formulación de Hansbo (1981).

A la hora de cuantificar el efecto geomecánico de refuerzo del tratamiento con columnas de grava, pueden adoptarse diversos métodos, planteados por diferentes autores (Oteo, 1991) que parten de unas u otras simplificaciones y que admiten mayores o menores sofisticaciones, a la vez que distintos modelos de comportamiento de terreno e interacción con la columna. Una cuestión muy determinante es la condición del tipo de apoyo de las columnas, refiriéndose en particular a si se trata de un estrato rígido y firme, a una capa intermedia, o a una capa de compacidad o consistencia y deformabilidad similar a la del terreno tratado. En el primer caso, la columna actúa más como tal, pero en el otro extremo ejerce como un elemento "flotante" y los restantes casos son intermedios.

La forma de trabajo es diferente en cada uno, pues la proporción de sobrecarga que soportan depende también de otros factores, pero fundamentalmente de la rigidez relativa del terreno de apoyo respecto a la del terreno atravesado superior. Por ello, la mayor parte de los métodos de cálculo desarrollados adoptan como hipótesis la de columnas apoyadas en un sustrato rígido e indeformable a esos efectos; mientras que el problema real y la forma de trabajo, sobre todo en las columnas cortas o parciales, es función directa de esas deformabilidades relativas (terreno circundante-columna-terreno de apoyo).

Para diseñar las mallas, se recurrió a la experiencia acumulada por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX en este tipo de obras. Para su comprobación se ha utilizado el método de Priebe (1978) que establece la proporción de sobrecarga que toman las columnas en función de los parámetros básicos del tratamiento (relación de áreas, etc) y es aplicable a columnas en un terreno suficientemente resistente (figura Nº 8). En función del "factor de mejora" (n) así determinado, se supone en los cálculos una cohesión ficticia en el terreno blando, que resulta de aplicar a la inicial real ese factor de mayoración. El diámetro de las columnas se ha estimado en 1,0 m, en función de la resistencia al corte del terreno (Oteo, 1991). Este diámetro resultó ser del orden del obtenido durante la ejecución de las columnas.

De acuerdo a los datos disponibles del terreno en cada estructura, se determina un valor representativo de la resistencia inicial al corte a corto plazo, con o sin "el factor de mejora" según sea el caso, en función de la cual se obtiene la altura má-

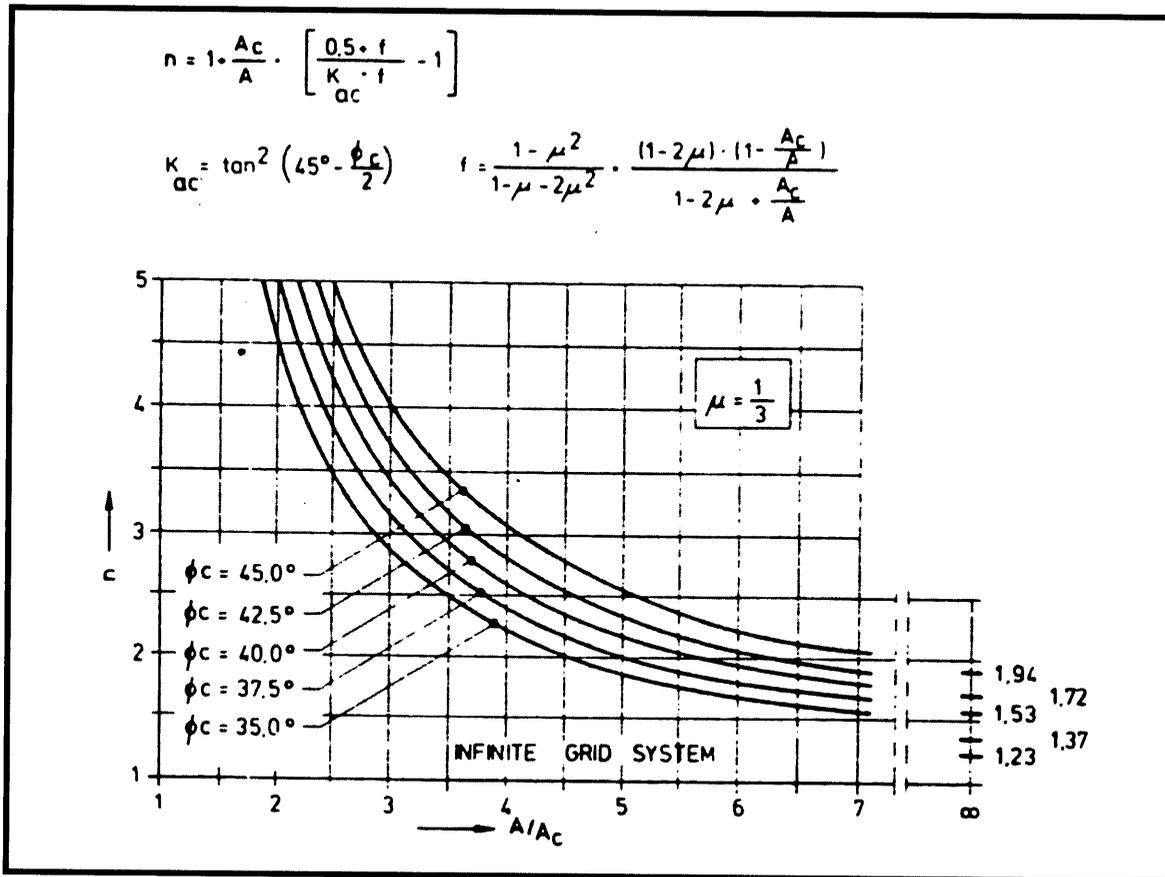


Figura 8. Factor de mejora, N (Priebe 1978).

xima admisible de terraplenado en una primera fase. A continuación, en función del grado medio de consolidación (U) se va determinando, a intervalos de dos meses, el incremento de resistencia y la nueva altura admisible, hasta llegar a la máxima de rasante prevista. En cada etapa considerada de consolidación, se transforma el incremento de presión efectiva debido al grado de consolidación alcanzado en el aumento correspondiente de la resistencia al corte sin drenaje, adoptando un coeficiente de 0,22 entre ambas.

Se determina en cada etapa la seguridad del terraplén frente a una rotura de la cimentación y al deslizamiento de los taludes de los terraplenes, tanto en el caso del tratamiento con drenes, como en el de columnas de grava. En este último caso se ha determinado también el factor de seguridad frente a la rotura por colapso de las columnas.

La seguridad global del terraplén como cimentación se ha estimado en base a la resistencia a corto plazo "disponible" en el terreno que lo soporta (C_u) en cada instante, y la carga de rotura es la correspondiente a carga en faja indefinida ($N_c = 5,53$). Como coeficientes de seguridad para el predimensionamiento de tratamientos, se consideró

oportuno adoptar el de 2,0 para el caso de columnas totales, y de 1,5 para el de flotantes y drenes. En este último caso se ha considerado que la columna actúa únicamente como dren, por tanto no se aplica el "factor de mejora" mencionado.

Por lo que respecta a la estabilidad al deslizamiento de los taludes de los terraplenes, en estos tanteos iniciales se ha realizado un cálculo simplificado basado en transformar la resistencia a corto plazo del suelo blando (en el instante de cálculo que corresponda) y las columnas, en una global del terreno tratado, en función de la relación de áreas (A/A_s) y del correspondiente factor de mejora (Priebe). En el caso de drenes y columnas flotantes se ha utilizado la resistencia a corto plazo correspondiente a cada etapa. Este sistema, utilizado por el Laboratorio de Geotecnia del CEDEX inicialmente a la Variante de Medinaceli, ha dado resultados aceptables en obras anteriores.

La seguridad a rotura de las propias columnas de grava, cuando se trata de columnas que llegan a apoyar en un sustrato suficientemente rígido y resistente (en caso contrario, de columnas flotantes, esta rotura no es prácticamente posible) se determina en base a calcular la relación entre la

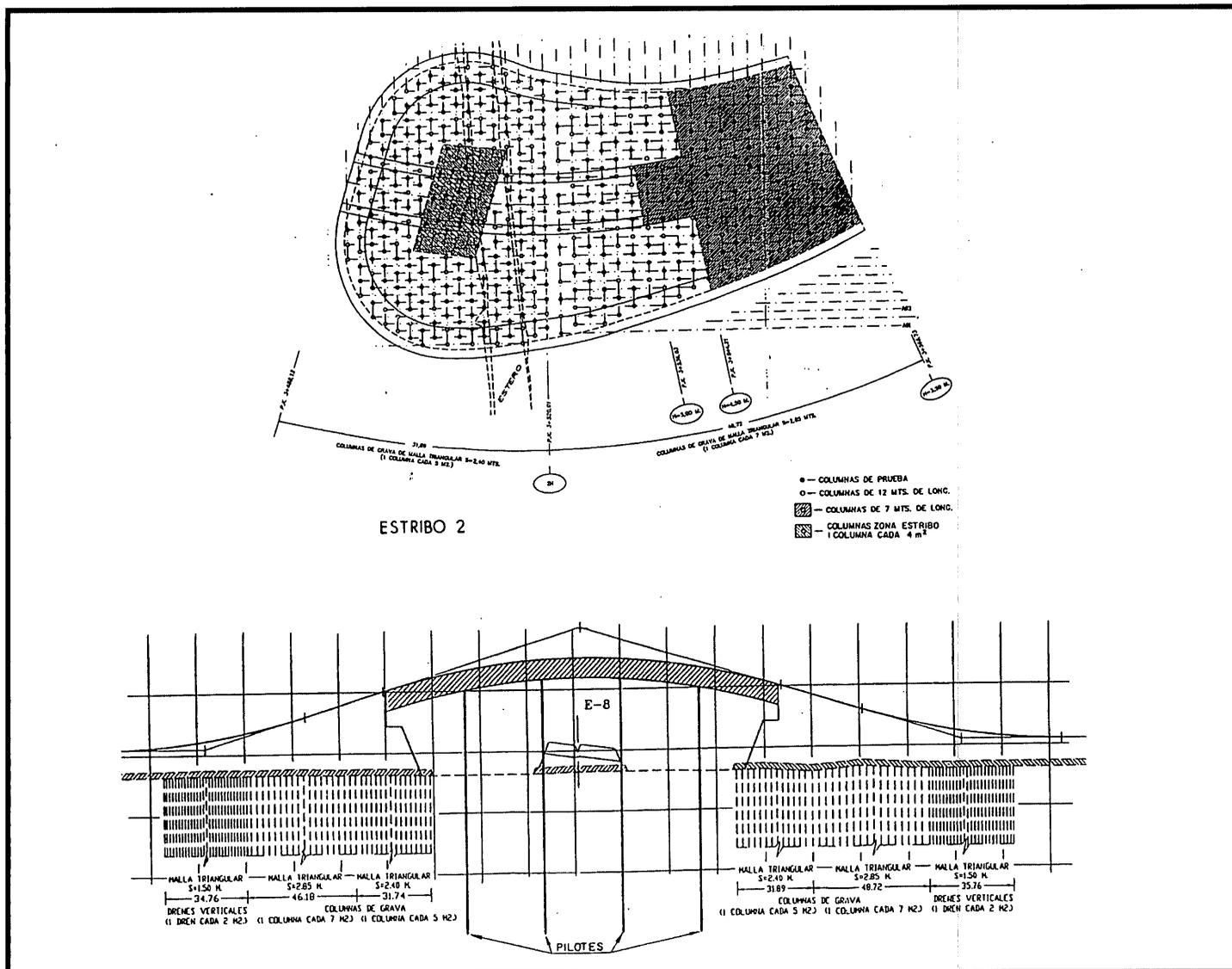


Figura 9.
Tratamiento del terreno en una estructura Tipo (E-8).

carga que soportan (según la distribución de la sobrecarga del terraplén entre terreno blando y columnas) y su capacidad máxima ($N = 25 \text{ Cu}$) limitada por la resistencia correspondiente del terreno circundante.

Durante la construcción se ha mantenido un control de los asentamientos en varios puntos del trazado de las variantes para comprobar las hipótesis de diseño.

4.8. DISPOSICIONES CONSTRUCTIVAS ADICIONALES

El tratamiento de columnas de grava se completó mediante la colocación de una capa superior de grava, de unos 30-40 cm de espesor, que se reforzaba complementariamente con un geotextil

que hacía los efectos de un “encepado” de la cabeza de las columnas, repartiendo las cargas del terraplén y contribuyendo a la uniformización de las deformaciones, así como al incremento de la estabilidad lateral por la resistencia a tracción del geotextil. En el caso de los drenes se colocó una capa de 0,50 m de material seleccionado, con un geotextil.

Una vez realizados los análisis descritos y ajustados los tratamientos previstos, en el caso de las columnas de grava se han considerado otros aspectos que influyen en el coste y comportamiento de estos.

Uno de los aspectos que hay que tener siempre muy en cuenta a la hora de plantearse y diseñar un tratamiento de columnas de grava, es la enorme repercusión económica que puede representar en

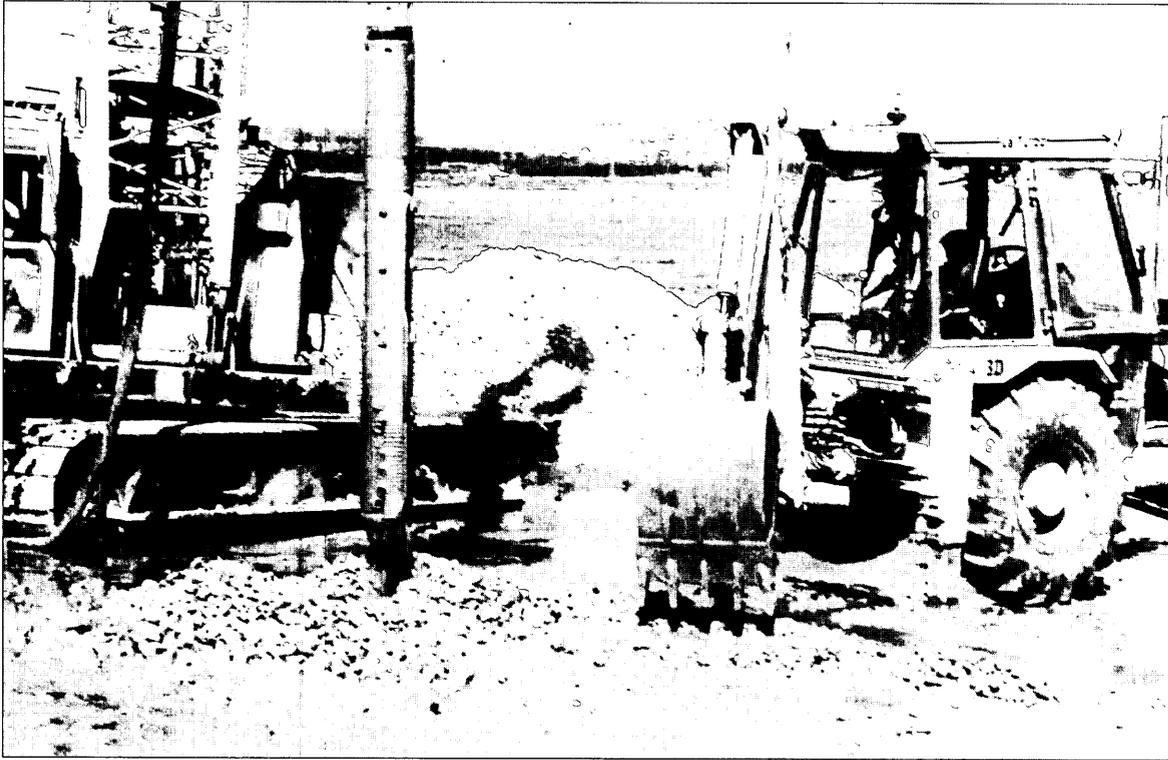


Figura 10. Ejecución de columnas de grava.

una obra lineal por los grandes volúmenes de terreno implicados.

La intensidad superficial (separación entre columnas) se ha asociado a unas determinadas longitudes, en vertical, de las columnas.

Como ejemplo ilustrativo, en la figura 9 se ha representado esquemáticamente los aspectos y disposiciones básicas de los tipos tratamientos, para el caso de la estructura 8 de la variante del Puerto Santa María. Se aprecia un perfil longitudinal y una planta del tratamiento previsto.

4.9. CIMENTACIONES PROFUNDAS

Dada la bajísima capacidad portante de la marisma y la gran profundidad que llega a tener el sustrato resistente, se consideró que el tipo pilote más adecuado es el pilote Raymond, utilizado como pila-pilote.

Se trata de pilotes prefabricados de gran diámetro (1,37 m), de hormigón pretensado y sección anular, con 12,5 cm de espesor de pared. Únicamente se han utilizado pilotes de hormigón in situ, cuando el sustrato resistente se encuentra a poca profundidad (menor de 10.0 m).

Este tipo de pilotes presenta un gran número de ventajas frente a los pilotes hormigonados "in

situ", y frente a los pilotes prefabricados de hormigón de pequeño diámetro:

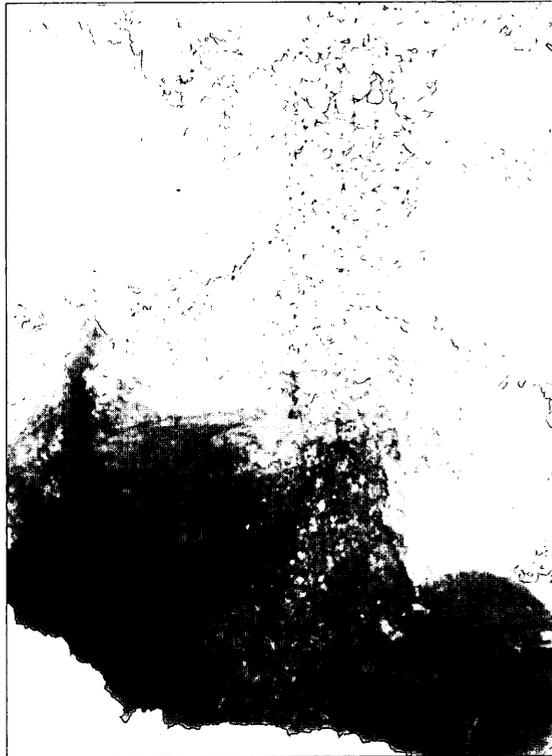
▼ El hormigón de los pilotes es de gran calidad, ya que el proceso de fabricación en factoría le confiere gran homogeneidad y resistencia, permitiendo un riguroso control de todas las piezas. Con esto se evitan los problemas del hormigonado "in situ" bajo agua y en terreno blando, como puede ser el lavado y segregación del hormigón, coqueras, bolsas de lodos o de fangos, etc.

▼ La reducida cohesión del terreno, haría inevitable el empleo de camisa metálica perdida en los pilotes in situ, problema que se obvia con la hincada de un pilote prefabricado como el Raymond.

▼ Durante el control de la hincada de los pilotes, se realiza una prueba de carga de todos y cada uno de los pilotes, pudiendo comprobar la capacidad portante de las capas atravesadas y del estrato de cimentación lo cual es muy importante en suelos blandos y con pilotes tan largos.

▼ La hincada de los pilotes se controla no solo midiendo su rechazo (golpes cada 50 cm de hincada), sino instrumentando el pilote en cabeza,

Figura 11. Detalle de columna de grava.



con sistemas como el P.D.A. (Pile Driving Analyzer).

▼ Trabaja como pila-pilote evitando tener que construir encepados de difícil ejecución en ríos y zonas con el nivel freático alto como son las de este Proyecto.

▼ Su gran diámetro en relación con su sección le permite absorber muy bien los esfuerzos inducidos por el rozamiento negativo que tienen repercusión en pilotes pequeños. Asimismo su gran inercia y resistencia a flexión le permite resistir también los empujes horizontales producidos por la consolidación de capas blandas ante la acción de sobrecargas exteriores asimétricas (terraplenes de acceso a estribos).

5. EJECUCIÓN Y CONTROL DE LOS TRATAMIENTOS

5.1. COLUMNAS DE GRAVA

Para la realización del tratamiento de columnas de grava, se escogió el método de vibrosustitución utilizando el agua como fluido de inyección.

El procedimiento de ejecución consta de las siguientes fases (Oteo, 1991):

▼ Introducción del torpedo o vibrador unido a una columna de rigidización y colgado de una grúa. La perforación se ayuda con lanza del agua, desplazando los finos, parte de los cuales se vuelven a la superficie por el hueco que se crea entre la cabeza del vibrador (provisto de aletas y ensanchamientos) y la columna de rigidización.

▼ Realizada la perforación se extrae el torpedo y se aporta grava a la zona de tratamiento mediante una pala o un skiper.

▼ El torpedo sube y baja, vibrando y aportando agua, arrastrando la grava, compactandola en el interior del terreno y formando la columna. Durante esta operación se forma un cono superficial y debe aportarse grava de forma rápida y continua con una pala auxiliar. El grado de compactación puede controlarse a partir de la presión de los motores hidráulicos (o la intensidad de corriente en motores eléctricos) del vibrador.

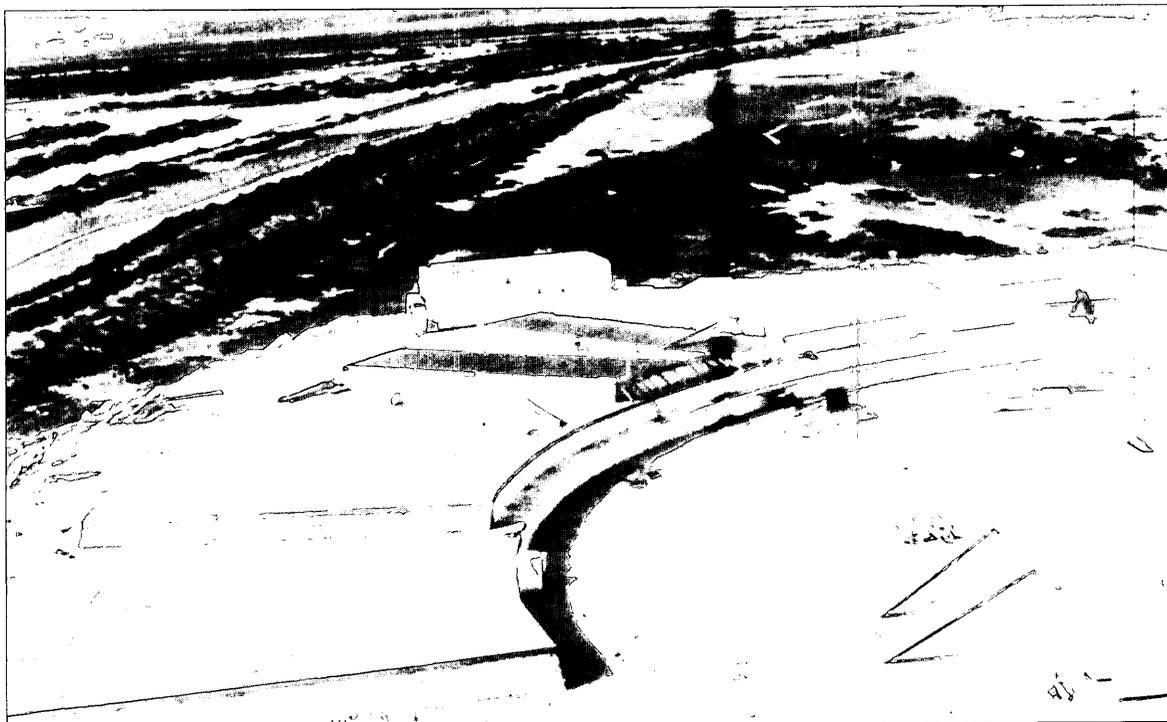
En la figura nº 10 se aprecia uno de los equipos utilizados en la obra, y en la figura nº 11 un detalle de una de las columnas de grava ejecutadas.

Previa a la ejecución de las columnas de grava, en cada zona de tratamiento se realizaron unas columnas de prueba (20 en total), en las que se midió el esfuerzo en el vibrador y las admisiones de grava en función de la profundidad. El esfuerzo en el vibrador se asocia con la resistencia del terreno, de forma que teniendo el registro de aquél en profundidad, se puede conocer si la columna ha alcanzado o no el sustrato de apoyo previsto. Adicionalmente, se realizaron ensayos de penetración para verificar la profundidad y verticalidad de las columnas de grava.

Una vez terminadas las columnas de prueba, se establecieron las profundidades definitivas y las intensidades del tratamiento. En la figura nº 12(a), se pueden ver las hojas de control que se han utilizado.

En total se ejecutaron unos 95.000 ml de columnas con 5 equipos, cuya puesta en servicio fue progresiva en función de la programación de obra. El plazo para la ejecución de este tratamiento fue de 8 meses. Se utilizaron vibradores eléctricos por vía húmeda y se empleó grava de machaqueo con tamaño entre 20 y 80 mm y un contenido en finos inferior al 5%. El consumo de material fue del orden de 0,9 m³/ml de grava y 4 m³/ml de agua. El rendimiento medio obtenido fue de 160 m/día por equipo.

Figura 14. Detalle de colocación de Poliestireno en la estructura E-6.



5.2. DRENES VERTICALES (GEODRENES)

En total se hicieron 300.000 ml de drenes. La hincas se realizó por empuje hidráulico con una máquina SOILMEC CM-40 HD (figura N° 13) especialmente adaptada para este trabajo. Este equipo tiene un peso de 33 t y una potencia instalada de 185 HP. Permite registrar la presión ejercida en la hincas de los drenes lo que puede contrastarse con la información existente del terreno. Se consiguió un rendimiento medio de unos 2.000 m/día, con puntas de hasta 5.000 m/día por equipo.

Durante la instalación de los drenes se llevó un registro de la presión ejercida en cada profundidad. En la figura 12(b) se presenta la hoja de control que se ha utilizado en la obra.

5.3. TERRAPLEN DE POLIESTIRENO EXPANDIDO (E.P.S.)

Aunque no es el objetivo de este artículo el presentar los criterios adoptados para el diseño del terraplén de poliestireno expandido (EPS) (dada la longitud que ello requeriría) construido en la estructura E-6 de la Variante del Puerto Santa María, se incluye una fotografía (figura N° 14) del aspecto general de la obra en la etapa de colocación de los bloques de E.P.S.. Es la primera obra en España en la que se adopta esta solución.

BIBLIOGRAFÍA

- Baligh, M.M.** (1975) “Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance”, Research Report No. 875-76. Dept. of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, USA, 1975.
- Baligh, M.M.** and **Levadoux, J.** (1988) “Consolidation after undrained piezocone penetration II: Interpretation”, Proc. ASCE, J. Geotech. Eng. Div., Vol. 112, 727-745.
- Barron, R.A.** (1948) “Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells”, Transactions, A.S.C.E., 113, Paper N° 2346.
- Campanella, R.G.,** and **Robertson P.K.** “Current status of the Piezocone Test”. Proc. 1st. Int. Symp. on Penetration Testing, Florida, 1988.
- Hansbo, S.** (1981) “Consolidation of fine-grained soils by prefabricated drains”, Proceedings of Tenth ICSMFE.
- Houlsby, G.T.** and **Teh, C.I.** (1988) “Analysis of the Piezocone in Clay”, Proc. 1st. Int. Symp. on Penetration Testing, Florida, Vol. 2, 777-783.
- Oteo, C.** (1991) “Vibroflotación y Columnas de Grava”, Curso sobre Mejora y Refuerzo del Terreno, CEDEX, Madrid, 1991.
- Priebe, H.** (1978) “Abschätzung des Scherwiderstandes eines durch Stopverdichtung verbesserten Baugrundes”. Die Bautechnik (55), 8. ●