

ASIENTOS DE CIMENTACIONES SOBRE ARCILLAS RIGIDAS

Primera parte. Comportamiento de las arcillas rígidas.

Por José A. Jiménez Salas, Profesor Emérito de la U.P.M.

HACIA mediados de los años cuarenta, Gas Madrid S. A. contrató con una casa inglesa la construcción de su primer gasómetro seco (hoy ya desguazado). Los asientos admisibles eran, según el constructor, muy pequeños, y el contrato estipulaba, como suele ocurrir, la anulación de la garantía en el caso de que fueran sobrepasados.

Por ello, la cimentación se estudió con un cuidado poco usual en aquellos tiempos: se perforaron, a mano, pozos para tomar muestras de bloque de las margas grises, que se ensayaron en los dos edómetros casi recién estrenados, y para prever discusiones con el suministrador, se midieron escrupulosamente los asientos.

Alguna experiencia anterior nos hacía esperar que los asientos fueran menores de lo calculado, pero nunca habíamos tenido ocasión de hacer medidas de confianza. En este caso, los asientos reales fueron la cuarta parte de los previstos, por lo que sentimos una gran tranquilidad cuando, pocos años más tarde, llegó a nuestras manos el libro de Terzaghi-Peck, y un poco más tarde el ar-

tículo de Skempton (1957) y en ellos leímos que los asientos reales en arcillas firmes son mucho menores que los calculados por el procedimiento normal, aplicando directamente los resultados del edómetro.

Desde aquella experiencia, no hemos dejado de comprobar la complejidad de las reacciones de las arcillas rígidas, terreno que es el resultado de una larga historia, bien diferente de las arcillas normalmente consolidadas, «novales» o «vírgenes». Contrariamente a éstas, las arcillas rígidas están prácticamente siempre sobreconsolidadas, y otras veces, menos frecuentes, han sido objeto de una cementación o de algún otro proceso diagénético.

Muchos otros datos se han recogido desde entonces, y por ejemplo, S. Uriel (1978) establece que la relación entre los asientos calculados mediante el edómetro y los procedimientos de cálculo usuales, y los asientos reales puede llegar a ser de 20. Hace también una clasificación de los procedimientos que tenemos para dicha determinación, ordenándolos de menos fiables a más fiables. La clasificación es la que sigue:

TABLA 1

Métodos para la determinación de los módulos estáticos de deformación de suelos arcillosos duros (S. Uriel, 1978)

1. Ensayos de laboratorio (Edómetro, triaxial, etc.)
2. Métodos *in situ*, indirectos:
 - Métodos geofísicos: Sísmicos, Resistividad, etc.
 - Penetrómetros: SPT, CPT y otros.
3. Métodos *in situ*, directos:
 - Presiómetros.
 - Placas de carga.
 - Grandes ensayos de carga: terraplenes, tanques, placas de gran área, etc.
 - Medida del levantamiento del fondo de excavaciones.
 - Medida del asiento de estructuras existentes.
4. Experiencia local:
 - Correlaciones entre diversos índices y la deformabilidad (plasticidad, densidad, resistencia a la compresión simple).

La arcilla arenosa de Almaraz, es un depósito proveniente de la meteorización del granito de la cordillera próxima, muy parecido a la arena de miga de Madrid.

TABLA 2

Marga azul en Sevilla
Módulos secantes de deformación, según S. Uriel (1978)
Método de determinación

Eu (MPa)

Edómetro (rama de descarga)	45
Triaxial Qc (Carga)	20-35
Placa de carga (en sentido vertical)	150
Placa de carga (en sentido horizontal)	350-400
Calculado a partir del levantamiento medido en el fondo del pozo experimental	440

Uriel se muestra pesimista respecto a la exactitud que podemos esperar de cualquiera de estos métodos, y, en particular, dice que «los valores obtenidos mediante los ensayos de laboratorio pueden ser empleados como indicadores, pero no como parámetros de diseño». Los métodos in situ, indirectos, tampoco los considera válidos más que como indicadores, pero de mayor valor, de tal modo, que si son manejados en conjunción con la experiencia local, pueden proporcionar una estimación aceptable de los asientos. Y, en cuanto a los «directos», dedica una parte importante de su estudio a los ensayos de placa de pequeño tamaño, para concluir que sus indicaciones son de poco valor. Cosa distinta son los ensayos de carga de tamaño comparable a las estructuras que pensamos construir, pero son costosísimos, y pocas veces se tiene ocasión de llevarlos a cabo.

El pesimismo de Uriel está alimentado esencialmente por los resultados obtenidos en dos formaciones de arcillas rígidas, muy diferentes entre sí, en las cuales se habían llevado a cabo determinaciones con métodos distintos, habiéndose obtenido resultados muy poco concordantes. La primera de estas formaciones era la marga azul de Sevilla, en la cual se había excavado un pozo experimental, profusamente instrumentado, de 25 m de diámetro y 35 de profundidad, cuya finalidad era precisar las propiedades del terreno mencionado, con motivo del Proyecto del ferrocarril metropolitano. En el lugar en que el pozo fue excavado, la marga tenía las siguientes características:

Resistencia a la compresión simple:
0,6 - 1,2 MPa.
% de partículas < de 2 micras: 50.
Límite líquido: 40 - 68.
Índice de plasticidad: 23 - 43.
Humedad natural, %: 24.
Contenido en carbonato cálcico, %: 25.

Los resultados de las medidas efectuadas figuran en la tabla n.º 2, y podemos ver que, entre el módulo calculado a partir del levantamiento medido en el fondo del pozo, como consecuencia de la excavación, y el medido en el edómetro la relación es de 9,8. Vemos también que, de los otros ensayos, el que más se aproxima en sus re-

sultados a lo calculado a partir del levantamiento del fondo, es el de placa, en sentido horizontal, lo que da pie para una teoría, formulada por Uriel, sobre el grado diferente de descompresión inducida por la excavación, en el fondo o en las paredes de la misma. No reproduciremos aquí dicha teoría, que consumiría mucho espacio, ya que el lector interesado puede encontrarla en el lugar citado.

En cuanto a la arcilla arenosa de Almaraz, es un depósito proveniente de la meteorización del granito de la cordillera próxima, muy parecido a la arena de miga de Madrid, aunque con una fracción arcillosa ligeramente más activa, con un pequeño contenido de esmectita, en parte compensado por la presencia de cierto contenido en carbonatos. Sus características son:

% que pasa por el tamiz n.º 200 ASTM (74 micras): < 14.
Límite líquido: 30.
Índice de plasticidad: 12.
Carbonato cálcico, %: 4.

Los resultados obtenidos figuran en la tabla n.º 3 donde podemos ver una ordenación en todo similar a la obtenida en el terreno de Sevilla, tan distinto.

Escario ha hecho prolijos estudios sobre el terreno de Madrid, cuya parte más numerosa se encuentra resumida en su publicación de 1985. Como Uriel, deja de lado, en la práctica, los datos de deformación obtenidos con el edómetro y el triaxial, y se centra sobre los ensayos de placa, mediante los cuales concluye que el módulo de deformación del tosco y arena de miga puede variar entre 40 y 150 MPa, siendo el rango en el que se encuentran comprendidos la mayor parte de los valores el situado entre 50 y 100 MPa.

Pero ha tenido, además, la ocasión de efectuar un ensayo a tamaño natural, midiendo los asientos del edificio Windsor, en AZCA (Madrid), el cual está cimentado sobre una placa de 21,7 x 44,0 m que llega a aplicar una presión de 0,35 MPa. Pues bien, los asientos medidos (máx. 11 mm) corresponden a un valor medio del módulo de deformación de 600 MPa, muy superior a cualquiera de los medidos por los otros procedimientos, incluidas las placas de carga.

TABLA 3

Arcilla arenosa en la central de Almaraz
Módulos secantes de deformación, según S. Uriel (1978)

Método de determinación	Eu (MPa)
Edómetro (rama de descarga entre .3 y .15 MPa)	24
Triaxial (carga entre .15 y .3 MPa)	65
Placa de carga, vert. Tramo entre 0 y .4 MPa	
Primer ciclo de carga	104
Segundo ciclo de carga	175
Placa de carga, horiz. Tramo entre 0 y .4 MPa	
Primer ciclo de carga	270
Segundo ciclo de carga	410

Un ajuste correcto con las medidas efectuadas con éstas últimas se consigue, según Escario, si suponemos que el suelo experimenta un aumento lineal de su módulo de deformación, con la profundidad, según la fórmula:

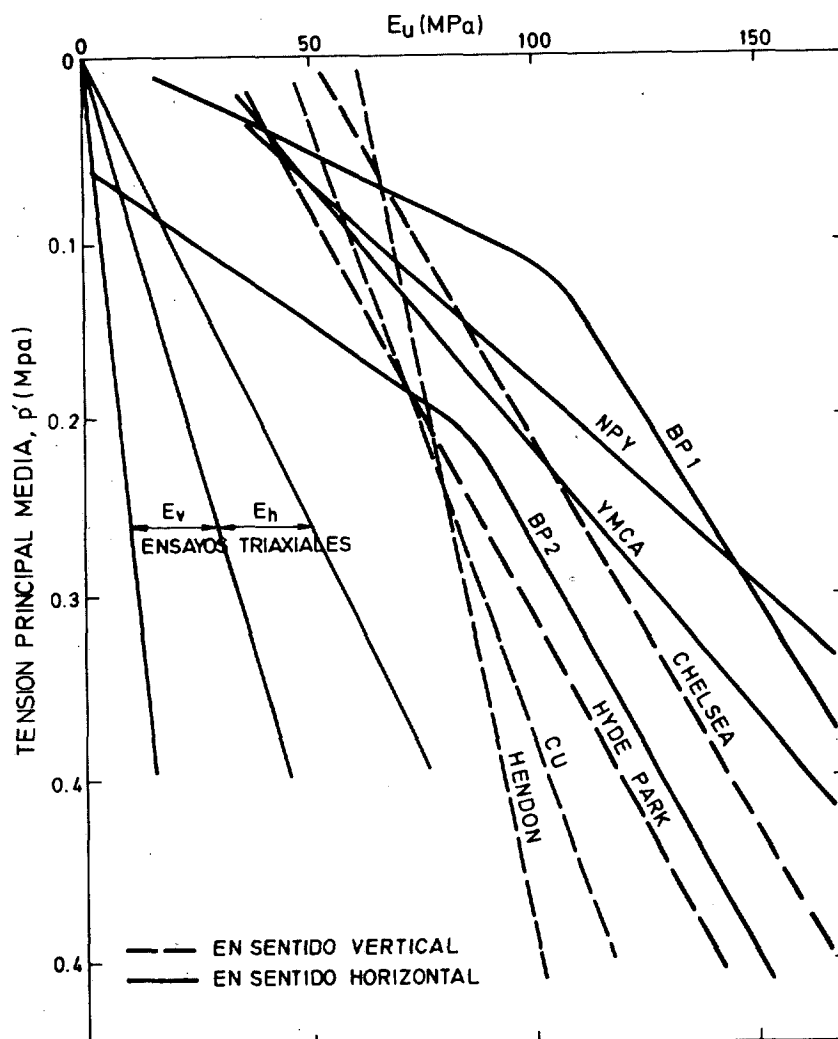
$$E \text{ (MPa)} = 100 + 40 \cdot z \text{ (m)}$$

Independientemente de estos trabajos, Escario (1969) investigó sobre las causas de las discrepancias entre los resultados del laboratorio y el comportamiento real de las arcillas rígidas, y entre otras cosas, encontró que la deformabilidad de los edómetros comunes es excesiva y, en el caso de suelos rígidos, llega a ser capaz de inducir a errores significativos. Para presiones de 1 MPa, por ejemplo, los edómetros de los modelos más extendidos en los laboratorios son capaces de sufrir deformaciones equivalentes al 0,2 % y hasta el 0,5 % de la altura de la muestra. Puesto que una arcilla de las que ahora nos ocupamos puede tener por ejemplo, un módulo de deformación de 100 MPa, esa presión produce un acortamiento vertical de la muestra (contando con un módulo de Poisson de 0,3) igual a 0,74 %, con lo que resulta que el módulo medido sería, debido a dicha causa, el 60 % del real. A esto se suman los errores, muy importantes, debidos a que es imposible terminar las bases de las probetas, de modo que queden absolutamente planas, pero, aun así, la suma de todos estos errores no es capaz de alcanzar la magnitud de las discrepancias que hemos visto. Además, Escario ha construido edómetros en los que la deformabilidad se ha reducido a límites ya no significativos, sin que, todavía, los datos obtenidos lleguen a ser directamente utilizables en el cálculo de asentamientos de este tipo de arcillas.

Por todo cuanto llevamos dicho, resulta justificable el escepticismo de Uriel en aquella época. Si examinamos, igualmente, la literatura extranjera contemporánea, encontramos resultados y juicios parecidos. La figura 1, por ejemplo, compara los resultados obtenidos en distintos puntos de Londres, y en ella vemos la gran diferencia entre los valores deducidos del ensayo de placa, y los del ensayo triaxial (St. John, 1975).

Aunque resulte sorprendente, muy a menudo se concede mayor crédito a correlaciones con ensayos que no están relacionados directamente con la deformabilidad. Una de las más usadas es la correlación con la resistencia al corte rápido, c_u , casi siempre considerada como equivalente a la

Figura 1. Módulo de deformación de la arcilla azul de distintos puntos de Londres, medido in situ y medido en ensayos triaxiales, en laboratorio, en función de la media de las tensiones principales (según St. John, 1975).



mitad de la resistencia a la compresión simple. Este camino fue señalado por Skempton, quien en 1967 estableció la regla de que el módulo de deformación, en sollicitación rápida, de la arcilla de Londres, viene a ser igual a mil veces c_u , mientras que a largo plazo puede tomarse como igual a 100 c_u .

Esta correlación ha gozado de gran popularidad, pero no debe extenderse a otras formaciones. Otros investigadores han encontrado valores distintos, y que el coeficiente de correlación depende del grado de sobreconsolidación y del terreno. Utilizando el índice de plasticidad como identificador de este último Duncan y Buchigani (1976) elaboraron un nomograma que traducimos en la tabla n.º 4.

TABLA 4
Valores de E_u/C_u según datos de Duncan y Buchigani (1976)

Ind. de Plasticidad	Grado de sobreconsolidación			
	1	2	5	10
<< 30	1.500	1.400	770	400
30	600	580	335	170
50	300	270	150	75
>> 50	120	128	65	35

Hay arcillas que consiguen las resistencias indicadas mediante la desecación.

De los datos de Escario sobre los ensayos sobre placa, resulta que el valor medio de E_u/c_u es, en el tosco y en la arena de miga igual a 236 y en la peñuela de 557, tomando como módulo E_u los valores dados por dicho autor. El índice de plasticidad de la arena de miga y del tosco oscila entre amplios límites, pero es siempre muy inferior a 30.

Todos estos datos pueden servir para una estimación razonable de los posibles asentamientos de una cimentación en los terrenos que consideramos, pero no dejan de constituir tan sólo un modelo empírico del fenómeno. Por lo tanto, no nos introducen en el conocimiento racional del mismo, y no nos permiten, más que con un riesgo difícilmente aceptable, el hacer previsiones en terrenos distintos; ni siquiera, en estos mismos terrenos, para cimentaciones de características muy diferentes de las ensayadas.

Sin embargo, desde la fecha en que Uriel y Escario escribieron sus trabajos, se han hecho diversas investigaciones que arrojan mayor claridad sobre el problema, que son las que vamos a resumir aquí.

En realidad, vamos a concentrarnos sobre las arcillas sobreconsolidadas. Ciertamente, hay arcillas que consiguen las resistencias indicadas mediante la desecación, aun cuando no hayan experimentado preconsolidación mecánica apreciable. Pero su rigidez la deben en gran parte a las tensiones capilares, y, por otro lado, también dichas tensiones capilares pueden haber producido preconsolidación, aun cuando éste es un asunto complejo. Y también hay otras arcillas que han adquirido su resistencia por procesos diversos de

cementación u otros factores diagenéticos, como ocurre en las margas, en las costras lateríticas, etc. Son éstos, materiales cuyas propiedades no se han podido introducir en un sistema, y de los cuales no trataremos aquí.

Otro punto de interés que no trataremos más que tangencialmente, es el de la fisuración, tan característico de las arcillas firmes, pero que no tiene mucha influencia sobre los asentamientos, aunque sí sobre la resistencia, en problemas como, por ejemplo, estabilidad de taludes y empuje de tierras sobre muros.

LAS ARCILLAS SATURADAS SOBRECONSOLIDADAS

Muchas arcillas saturadas tienen la resistencia que puede definirse como de arcilla firme, debido únicamente a su grado de sobreconsolidación, al cual le llamaremos en lo sucesivo «OCR». Estas siglas corresponden a la expresión inglesa «Over Consolidation Ratio». No creo que se pueda objetar nada a su empleo, que facilita la comprensión de la literatura internacional, cuando son de uso común el SPT, el CBR, etcétera.

Su definición es, en principio, muy simple: es la razón de la mayor presión que ha sufrido el terreno, a la que tiene actualmente. Pero hay que precisar que ello debe ocurrir en un estado de carga que en todo momento corresponda al estado edométrico. Más tarde veremos que hay otra forma de caracterizar el grado de sobreconsolidación.

La eficacia de la sobreconsolidación se basa sobre la diferencia entre los coeficientes de compresibilidad y de entumecimiento, C_c y C_s , con lo que una arcilla que ha seguido un ciclo de preconsolidación tiene un índice de poros inferior al de una arcilla naturalmente consolidada que esté bajo la misma presión actual. Así pues:

$$e_{OCR} = e(\text{inicial}) - (C_c - C_s) \cdot \log(\sigma'_{vm} / \sigma'_{vi})$$

Si penetramos un poco más profundamente dentro de lo que es el fenómeno de la preconsolidación, deberemos darnos cuenta de que la disminución irreversible de volumen que se ha producido indica un cambio en la estructura del suelo, una fluencia. El suelo tiene que haberse rigidizado al estar las partículas más próximas entre sí, y desapareciendo muchas disposiciones inestables de las mismas en forma de «castillo de naipes», con lo que habrá aumentado el número de contactos.

Así, pues llamando c_u a la resistencia al corte rápido, o no drenado, podemos escribir:

$$c_u / \sigma'_{vi} = f(\phi, OCR)$$

Esta función recibe el nombre de «razón de resistencia al corte rápido». Para el caso de

OCR = 1, Skempton, ya en 1957, nos dio una fórmula que todavía se sigue utilizando para estimaciones groseras, que es:

$$cu/\sigma'_{vi} = 0.11 + 0.0037 \cdot IP \text{ (Índice de plasticidad)}$$

Esto corresponde a una relación lineal entre resistencia y presión, que no es más que la ley de Coulomb, pero, si aceptamos además la de Hvorslev para determinar el aumento de resistencia producido por una preconsolidación, tendremos:

$$cu = (0.11 + 0.0037 \cdot IP) \cdot \sigma'_{vm} - (\sigma'_{vm} - \sigma'_{vi}) \cdot \tan \phi_o$$

lo cual, a su vez, implica una relación logarítmica entre el índice de poros y la resistencia. Una vez admitida, deberemos aceptar que el índice de poros es un parámetro que define el estado del suelo respecto a la resistencia.

Como antes hemos dicho todo esto se ha planteado en el supuesto de que se trata de un régimen de carga edométrico. Pero con esto, cuando se trata de sobreconsolidación, quedamos en la incertidumbre de cuáles son las otras tensiones que actúan sobre el terreno, sin conocer las cuales no podemos juzgar sobre la intensidad de la compresión actuante. Durante el proceso de carga, existe evidencia experimental muy comprobada de que las presiones laterales son proporcionales a la vertical, con un coeficiente de empuje al reposo K_o constante, según el valor calculado por Jaky:

$$K_o = \left(1 + \frac{2}{3} \sin \phi' \right) \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$$

que posteriormente fue simplificado por el mismo autor, con la fórmula que se emplea actualmente:

$$K_o = 1 - \sin \phi'$$

que da, prácticamente, los mismos valores que la anterior.

Pero, durante el proceso de descompresión, las presiones laterales quedan en cierto grado cautivas y descienden más lentamente que la vertical. Así pues, K_o es monótonamente creciente ajustándose bastante bien a la ley propuesta por Schmidt en 1966, que dice:

$$\frac{K_o \text{ (precons.)}}{K_o \text{ (norm.cons.)}} = OCR^m$$

donde m es una constante para cada suelo en particular. Ladd, en 1977, encontró que puede variar entre 0,42 para arcillas poco plásticas hasta 0,32 para arcillas de alta plasticidad.

Alpan (1967) dio para este coeficiente la siguiente fórmula:

$$m = 0.54 \exp \left(\frac{-\text{Índ. de plasticidad}}{281} \right)$$

y, por otra parte, Tavenas et. al. (1975) propusieron esta otra:

$$m = (0.95 - \sin \phi') \cdot OCR$$

que da valores parecidos para OCR bajo, pero exagerados para grandes valores del mismo.

Los estados de tensiones por los que el terreno pasa pueden quedar representados como se hace en la figura 2 (debida a Wroth y Houlsby, 1985) en donde vemos que es incluso posible que el terreno experimente una rotura por compresión horizontal excesiva respecto a la vertical. Y también en esta misma figura vemos lo que ocurre si se efectúa un segundo ciclo de carga: la trayectoria DEF es muy vertical, o, lo que es lo mismo, las presiones horizontales crecen muy poco, con lo cual el valor de K baja rápidamente hasta igualarse, en F, al valor correspondiente a un proceso de compresión normal.

Vemos también que la curvatura de la trayectoria es pequeña, por lo que para determinadas aplicaciones podremos admitir que el terreno, en recarga, se comporta elásticamente. Pero no deja de haber un lazo de histéresis, que será más importante cuanto mayor sea la OCR. Esto hace que, aun cuando el suelo situado en E o en C tenga la

Figura 2. Trayectorias de tensiones efectivas durante un ensayo edométrico (Wroth, 1985).

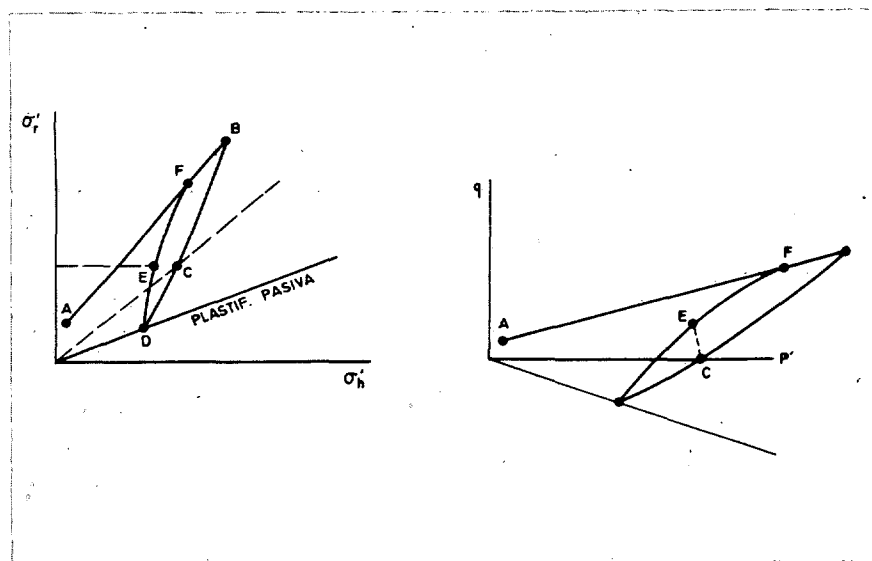


Figura 3. Curvas de compresión de un suelo, con diferentes relaciones entre sus tensiones principales.

misma OCR y la misma presión vertical, no tiene el mismo K_0 ni, en consecuencia, la misma intensidad de compresión media.

CONSOLIDACION ANISOTROPA. LINEAS DE FLUENCIA

Un estudio más completo de la deformabilidad del suelo deberá hacerse mediante un dispositivo que permita otras combinaciones de las tensiones principales. El más sencillo es el triaxial común, que sólo permite la experimentación con una tensión principal diferente de las otras dos. Además, con él no podemos hacer girar a los ejes de las tensiones principales, pero, con todo, supone un gran avance respecto al ensayo edométrico.

Podemos estudiar la consolidación del suelo a lo largo de trayectorias variadas, dentro de las indicadas limitaciones, y, como caso particular, podemos someterlo a una consolidación anisótropa, bajo una relación, arbitrariamente fijada, de las tensiones principales.

Se obtiene así una familia de líneas de consolidación, que aproximadamente son rectas en la representación semilogarítmica de la figura 3. Las ramas de carga ocupan una faja limitada por la línea correspondiente a la consolidación isotrópica, y la que corresponde al estado límite, en la que la relación entre las tensiones extremas llega al punto correspondiente a la rotura. La ecuación que define la línea de consolidación isotrópica es:

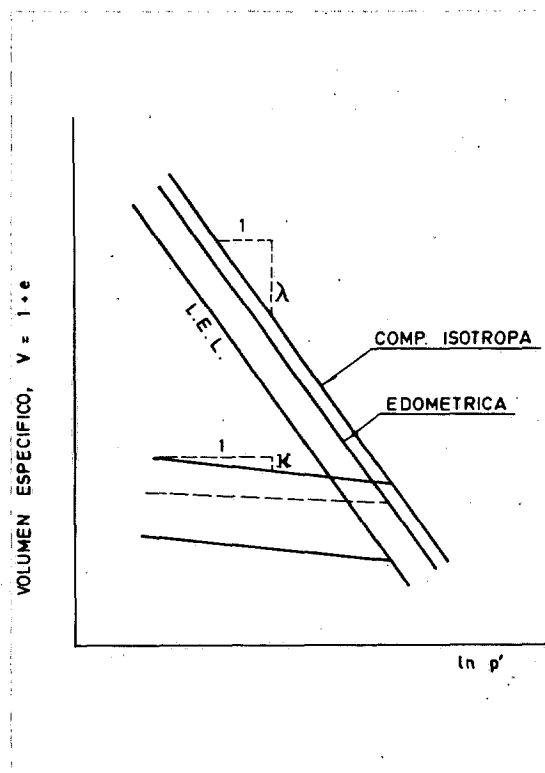
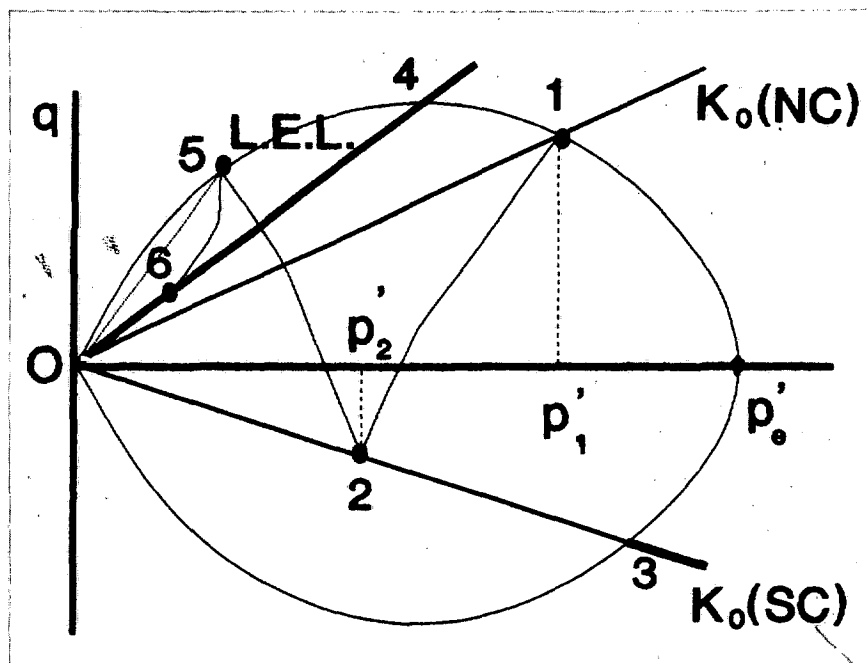


Figura 4. Representación de las curvas de estado de un suelo, y de las magnitudes que definen su estado de sobreconsolidación.

$$v = N - \lambda \ln p'$$

donde λ es un coeficiente que corresponde al coeficiente C_c en el caso edométrico. En la rama de



compresión, este último está representado por una curva perteneciente a la familia, pero no ocurre así en la descarga, puesto que la relación entre las tensiones principales no se conserva constante. En esta figura hemos utilizado, pues, las variables de Cambridge: en abscisas, la presión media o primer invariante del tensor de tensiones, y en ordenadas, el «volumen específico» que es, simplemente, $(1 + e)$.

Estos resultados pueden representarse también como en la figura 4, más conveniente para muchos efectos, que es la escogida por la Escuela de Cambridge. Cada una de las líneas de la figura 3 queda aquí convertida en una recta que parte del origen, sobre la que deberemos acotar los volúmenes específicos alcanzados, con lo cual pueden definirse unas líneas de estado o de fluencia, que son los lugares geométricos de los puntos correspondientes a igual volumen específico. La forma de estas líneas varía según los distintos tipos de suelos, pero en arcillas de poca susceptibilidad tixotrópica, como las que ahora nos ocupan, puede admitirse que son muy parecidas a elipses centradas sobre el eje de abscisas, y homotéticas respecto al origen. Aceptado esto último, podemos definir un nuevo parámetro de estado: la «presión equivalentes», donde la línea de fluencia corta al eje de abscisas.

El interés de esta representación reside en el postulado fundamental de la teoría de Cambridge (que hoy consideramos tan solo como una simplificación, en ciertos casos excesiva, del comportamiento real del suelo), que dice que cualquier modificación en las tensiones de un suelo, que haga que el punto representativo de las mismas

atraviase la línea correspondiente al estado del mismo hacia el exterior, es decir, en el sentido de los índices de poros decrecientes, produce una compresión irreversible, una deformación plástica que indica que ha tenido lugar una transformación en su microestructura. Contrariamente, cualquier modificación que quede representada por una trayectoria comprendida en el interior de la línea de fluencia correspondiente al estado del suelo (es decir, a su índice de poros), tan solo produce una deformación elástica, reversible.

Rara vez se conserva constante, en los casos reales, la relación entre las tensiones principales. Por ejemplo, en el caso más simple, la sobreconsolidación mecánica geológica, es decir, la que se produce por el efecto de una sobrecarga de sedimentos que después son eliminados por la erosión, la trayectoria que, en la figura 4, representa a las tensiones, habrá seguido la línea K_0 durante la carga, hasta el punto 1, pero, en la descarga, se habrá apartado de ella, llegando hasta el punto 2. La definición tradicional de grado de sobreconsolidación es la de la razón entre la máxima presión efectiva vertical experimentada por el suelo, a la actual. Una definición más general, y hoy bastante extendida, es definirlo como p'_1/p'_2 según la notación de la figura, lo cual, como no se ha buscado un nombre diferente, da lugar a confusiones. Al menos, se le designa abreviadamente de distinta manera, R_p . La misma figura, además, nos sugiere una definición que parece más racional, que es la razón del segmento 0-3 al 0-2. Observemos que un suelo que se encuentre en el punto 4, está, según la definición tradicional, confortablemente sobreconsolidado, mientras que lo cierto es que el más pequeño aumento en las tensiones le producirá fluencia. Con todo, hay que reconocer que esta definición no es de uso general, porque para utilizarla hacen falta más datos sobre el comportamiento del suelo, por lo que no nos ocuparemos de ella en lo que sigue.

En determinados casos, la relación entre los parámetros OCR y R_p puede calcularse fácilmente. Si suponemos que la consolidación es puramente mecánica, y que se ha seguido una trayectoria edométrica, la presión media p'_1 de preconsolidación es igual, en función de la máxima compresión vertical experimentada, σ'_{vm} y del coeficiente de empuje al reposo correspondiente al estado noval, K_0 (NC):

$$p'_1 = (1 + 2 K_0(\text{NC})) \sigma'_{vm} / 3$$

Siendo σ'_v la presión vertical actual, K_0 (SC) el coeficiente de empuje al reposo en el estado de sobreconsolidación en que el terreno se encuentra, la presión media actual será:

$$p'_2 = (1 + 2 K_0(\text{SC})) \sigma'_v / 3$$

Por otra parte, el coeficiente de empuje al reposo puede estimarse como antes se ha dicho, en función de OCR, siendo m un coeficiente que sue-

le estar comprendido entre 0,42 y 0,32. De todas formas, en función de esa m podemos llegar a escribir:

$$R_p = \frac{p'_1}{p'_2} = \frac{1 + 2 K_0(\text{NC})}{1 + 2 K_0(\text{SC})} \cdot \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_v} = \frac{1 + 2 K_0(\text{NC})}{1 + 2 K_0(\text{NC}) \cdot \text{OCR}^m} \cdot \text{OCR}$$

La siguiente tabla nos da una idea de la magnitud de R_p , tomando para K_0 (NC) el valor de Jaky.

TABLA 5
Valores del grado de sobreconsolidación, R_p

		Grado de sobreconsolidación, OCR					
ϕ	m	2	3	5	10	20	50
15	0.30	1.757	2.433	3.648	6.272	10.697	21.424
	0.35	1.718	2.344	3.444	5.748	9.493	18.175
	0.40	1.680	2.256	3.247	5.255	8.396	15.345
	0.45	1.641	2.171	3.058	4.794	7.402	12.902
30	0.30	1.793	2.510	3.816	6.677	11.573	23.620
	0.35	1.759	2.430	3.628	6.172	10.380	20.275
	0.40	1.725	2.351	3.444	5.695	9.271	17.296
	0.45	1.691	2.273	3.265	5.238	8.247	14.674

Como vemos, la influencia del ángulo de rozamiento interno es pequeña, siendo mucho más notable la del coeficiente m , y por supuesto, la del grado de sobreconsolidación.

Pero un punto importante respecto a lo que hoy estamos considerando es lo que ocurre con relación a la línea de estado límite (LEL). En las figuras 3 y 4 hemos visto que, durante el proceso de carga noval, los puntos situados a la izquierda de la línea LEL, son inaccesibles, pero no lo son durante la descarga. En ese espacio se encuentran, pues, suelos sobreconsolidados, y, puesto que tienen índices de poros inferiores a los correspondientes a la consolidación natural, para la misma presión, tienen una mayor resistencia. Se comprueba, en efecto, que la trayectoria 0-5, en la figura 4, es imposible, pero en cambio no lo es la 3-4-5, pudiendo alcanzarse el punto 5 gracias a que el suelo ha sido previamente preconsolidado hasta el estado 3. Existe, sin embargo, una diferencia esencial en el comportamiento del suelo a ambos lados de la línea LEL: en una trayectoria tal como la 0-3, el índice de poros va disminuyendo de una manera continua, a medida de que se van traspasando líneas de fluencia antes no alcanzadas, con lo cual el suelo se va rigidizando. Contrariamente, en la trayectoria 4-5 el suelo entra en una zona inestable, en la que resiste gracias a una estructura obtenida mediante una energía sumi-

nistrada durante la compresión anterior. Al llegar al punto 5, dicha energía se desprende originando una dilatación, y la estructura se degrada. La curva tensión cortante-deformación tiene un pico, y se recorre una trayectoria que termina en el punto 6.

VARIABLES NORMALIZADAS. DESCOMPRESION DE LAS MUESTRAS

La homotecia de las líneas de fluencia en la figura 4 sugiere una idea muy útil: la de «normalizar» las demás variables que manejamos, es decir, dividir las por esta presión equivalente. Como, con bastante aproximación, estas líneas de las que venimos hablando son homotéticas, las representaciones normalizadas se funden aproximadamente en una sola, como vemos en la figura 5 (Loudon, 1967).

En esta figura, se representan las curvas normalizadas de varios ensayos triaxiales rápidos en caolín, preconsolidado hasta presiones equivalentes diferentes, y descargado después de modo que se efectúen ensayos con grados diversos de sobreconsolidación. Si se dibujan los resultados, como en la figura, con las variables normalizadas, las curvas correspondientes al mismo grado de sobreconsolidación se funden en una sola. Lo mismo ocurre si representamos las presiones de poros que se producen durante el ensayo, si las normalizamos de la misma manera.

Generalmente, la coincidencia no es perfecta, en parte debido a las heterogeneidades entre las muestras, pero también porque, para presiones elevadas, se produce un cierto colapso de la estructura, que lo aparta del comportamiento normalizado. En esto tiene también un papel la consolidación secundaria, cuya velocidad queda influida por el nivel de tensiones de manera diferente según los suelos.

Con estas salvedades, la representación normalizada nos permite esquivar un escollo siempre

presente en los ensayos de Mecánica del Suelo: la perturbación de las muestras. Esta resulta inevitable, tanto por las acciones mecánicas que las operaciones de toma traen aparejadas, como por la descompresión. Se pensó que ésta no se produce, al menos en muestras arcillosas saturadas, ya que las fuerzas capilares deberían impedir el hinchamiento. Esto puede ser a veces verdad, pero más frecuentemente, la succión hace que se desprenda una parte de los gases que el agua intersticial lleva en disolución y, en todo caso, lo inevitable es una variación del estado de tensiones, que pasa a ser uniforme.

Teóricamente, la succión que debe producirse en la muestra, debida a la descompresión es igual a:

$$u_s = [K_o + A(1-K_o)]$$

siendo A el coeficiente de presión intersticial correspondiente al desviador, en la fórmula de Skempton-Bjerrum. Dado que la modificación de las tensiones consiste en una anulación de los esfuerzos cortantes preexistentes, y además, que se trata de arcillas de cierta consistencia, puede esperarse que la muestra reaccionará en estado elástico, con lo que el valor de A debería ser un tercio. Según esto, sería posible determinar el K_o del terreno «in situ», midiendo la succión de una muestra después de tomada:

$$K_o = (3u_s - \sigma_v)/2$$

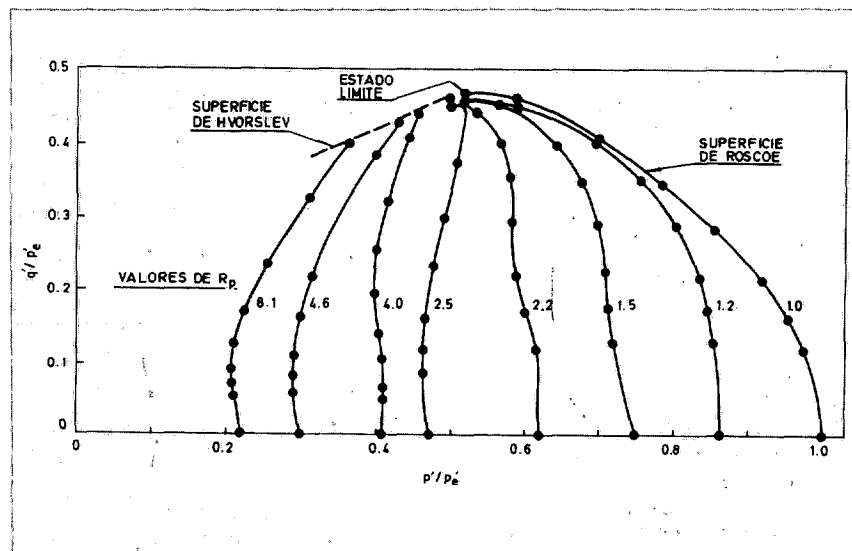
fórmula de la cual deducimos también que para suelos muy sobreconsolidados, en los que $K_o > 1$, la succión debería ser mayor que la tensión efectiva vertical.

Sin embargo Bjerrum, reuniendo datos de diversos autores, señaló que en muchos casos las succiones medidas son inferiores a las así calculadas, lo que puede deberse a causas variadas, entre las que figura destacadamente la perturbación de la muestra en su periferia, donde roza con las paredes del tomamuestras. Por ello, aun cuando el núcleo central, menos alterado, desarrolle inicialmente una succión aproximadamente igual a la teórica, puede absorber, a continuación, agua de la periferia remodelada.

Esta redistribución de la humedad ha sido comprobada de distintas maneras por varios experimentadores, aunque casi todos ellos se han ocupado de arcillas blandas, con microestructura sensible, donde el remodelado desencadena un proceso de consolidación. Esto no es tan cierto en las arcillas que hoy estudiamos, pero, por otra parte, ocurre también que los terrenos, y en consecuencia, las muestras, no son homogéneas y las succiones en los distintos puntos de las mismas son diferentes, lo cual permite la redistribución.

Se ha comprobado también que una parte importante de la succión se disipa con el tiempo, in-

Figura 5. Trayectorias de tensiones normalizadas de un caolín con grados diversos de sobreconsolidación.



cluso más de lo que puede justificarse por lo dicho; esto hace que los ensayos deban hacerse prontamente. Es muy frecuente que, por diversas razones, no ocurra así, lo que debe evitarse, no solo por el efecto descrito, sino también porque la temperatura, generalmente elevada, de las cámaras húmedas facilita la proliferación de bacterias y de diversas transformaciones químicas, de las cuales la más corriente es el ataque de las camisas, cuando son metálicas.

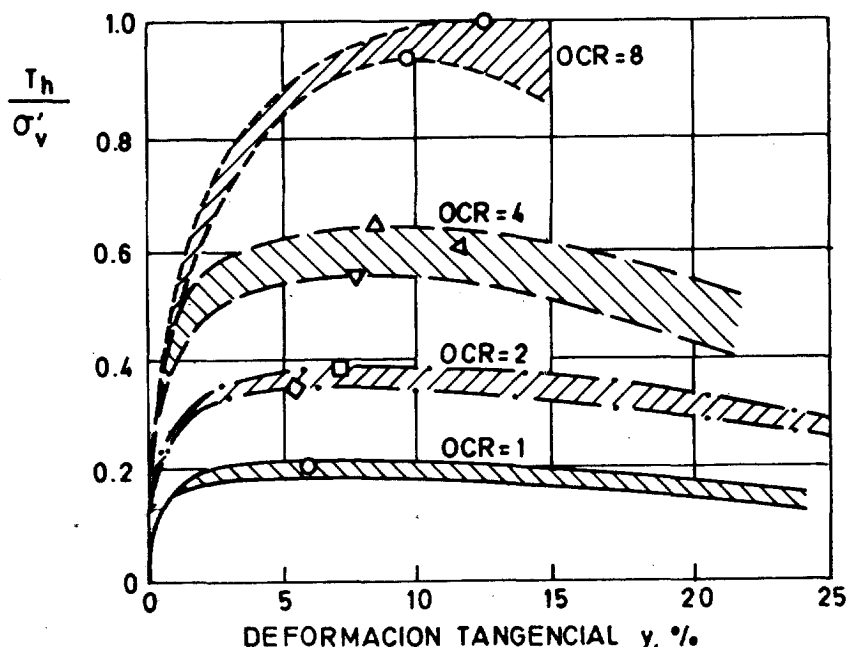
Tomando esta precaución, Skempton, en 1961, encontró que, en la arcilla eocena, firme, de Londres, la fórmula arriba indicada daba valores de K_0 concordantes con los obtenidos con otros métodos de medir dicho parámetro, y otro tanto han hallado, posteriormente, Chandler y Gutiérrez (1986), por todo lo cual podemos concluir que la fórmula es válida en arcillas firmes, con algunas limitaciones.

Ninguna de esas causas, en efecto, puede tomarse como una explicación completa del fenómeno. Kirkpatrick y Khan (1984), por ejemplo, han ensayado muestras reconstituidas en laboratorio, bajo presión en condiciones de preconsolidación edométrica, y descomprimidas de modo que no experimentaban el menor remoldeo; a pesar de lo cual, encontraron parecidos resultados de pérdida de succión capilar, repercutiendo en todos los aspectos del comportamiento de los suelos ensayados. No pudieron explicar la causa, aunque apuntan la cavitación, o también la difusión del aire a través del agua de los poros.

Los experimentadores se han esforzado en conseguir la forma de «curar» las muestras de las causas de perturbación a que nos hemos referido, y se han fijado en su mayoría en colocar la muestra en unas condiciones tensionales análogas a las que tenía en el terreno, esperando que, con ello, se reproduzca el estado primitivo, si esperamos algún tiempo.

Esto tiene dos inconvenientes: el primero, que no suele conocerse con precisión el estado de tensiones en el terreno, y el segundo, que, habiéndose perturbado una estructura que había sido adquirida a través de un larguísimo proceso de sedimentación, no se reconstruye la misma, y aunque se reproduzcan las tensiones, esto conduce a un estado diferente, generalmente más compacto, con lo que da resultados del lado de la inseguridad.

Todavía los da muchas veces superiores (y, por lo tanto, más del lado inseguro), la práctica muy extendida de reconsolidar la muestra con una presión isotrópica equivalente a la sobrecarga de tierras, no teniendo en cuenta, por lo tanto, que las presiones horizontales son diferentes. En los casos en los que K_0 es mayor que la unidad, este procedimiento debería dar resultados del lado de la seguridad, pero raras veces ocurre así. Por último, existe también el procedimiento de reconsolidarlas bajo una presión isotrópica igual a la succión del agua intersticial, que debería haberse producido de acuerdo con la fórmula teórica arriba incluida, lo cual se ha comprobado que proporciona resultados que tampoco son exactos, pero que están del lado de la seguridad.



En la práctica común, se usa alguno de estos tres procedimientos, decidiendo la elección según los casos, pero una forma más refinada de tratar el problema, está constituida por el procedimiento denominado con las siglas SHANSEP.

Figura 6. Líneas tensión tangencial-deformación, normalizadas, de la arcilla de Boston.

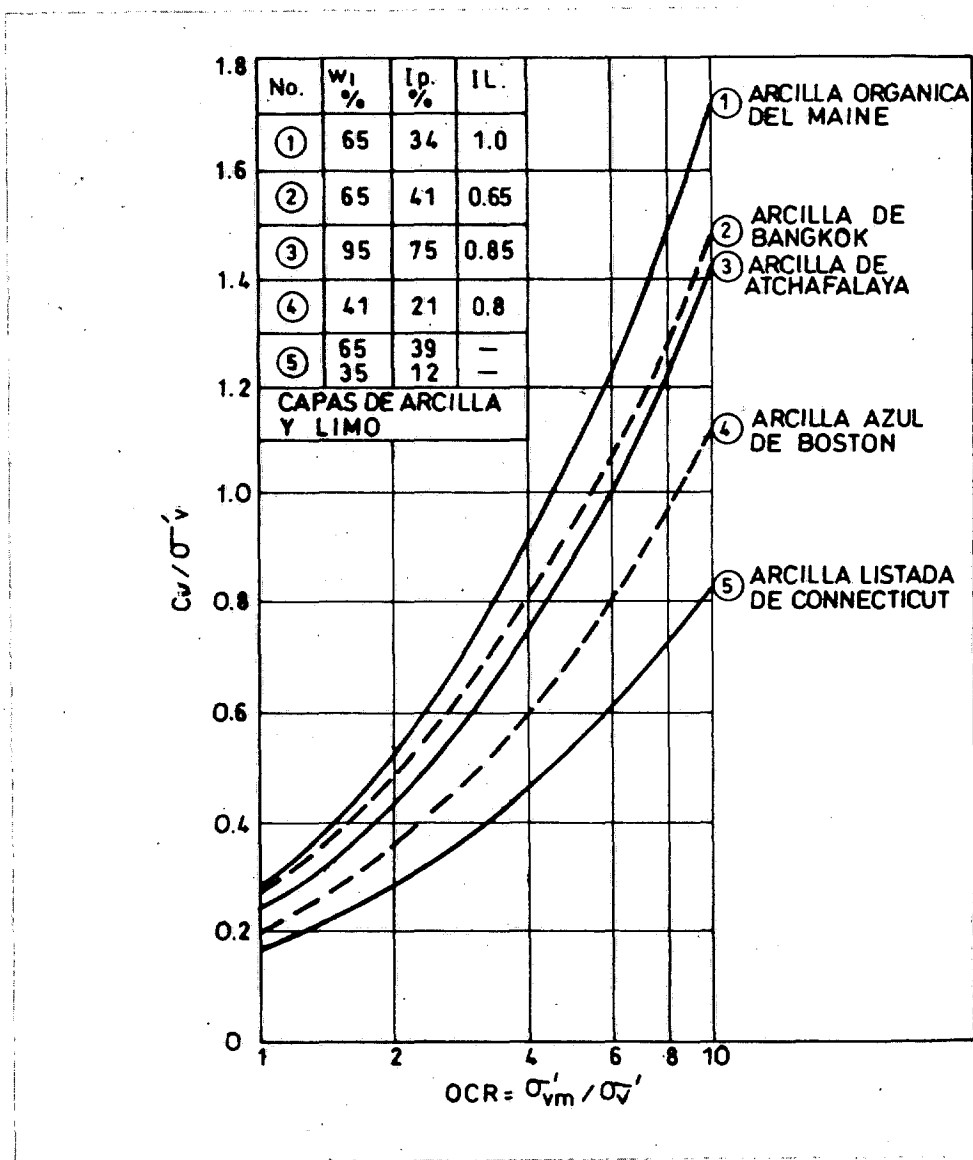
EL «SHANSEP»

Aprovechando este comportamiento normalizado que exhiben una gran parte de los suelos arcillosos, el Instituto Tecnológico de Massachusetts creó un método para predecir el comportamiento de estos suelos con mayor precisión de como habitualmente se hace, y lo llamó «Stress History and Normalized Soil Engineering Properties», más conocido por sus siglas: SHANSEP.

En la figura 6 vemos los resultados de ensayos efectuados con la arcilla de Boston con distintos grados de preconsolidación, en donde se aprecia que el ajuste es peor para las presiones elevadas, pero en todo caso aceptable. En la figura 7 vemos la resistencia al corte rápido, normalizada, en función de la preconsolidación, que igualmente presenta un buen ajuste, en este caso referido a otros muchos suelos arcillosos de muchos puntos del Globo.

La técnica del SHANSEP consiste en preconsolidar la muestra a una presión notablemente mayor de la que en su historia ha experimentado, para deducir de esta forma su comportamiento real, gracias a la semejanza de las curvas normalizadas.

Figura 7. Relación entre la resistencia al esfuerzo cortante y el grado de sobreconsolidación, para diversos suelos arcillosos.



El procedimiento recomendado por el MIT es reconsolidar las muestras anisótricamente (en condición K_v) con presiones verticales respectivamente 1.5, 2.5 y 4 veces la correspondiente a la presión vertical efectiva in situ. Dejar pasar en todos los casos un ciclo de consolidación secundaria, para que los resultados sean homogéneos. Una arcilla con comportamiento normalizado, debe dar el mismo valor de c_u / σ_v' al menos en los dos últimos ensayos. Si no hay muestras de que este valor tiende hacia una constante, la arcilla es anómala y el método no le es aplicable.

A continuación, interpolar cuál es la presión vertical mínima con la que la muestra ha exhibido comportamiento normalizado, y tomarla como presión de preconsolidación tentativa. Efectuar ensayos con presiones 2,4 y 6 veces esta presión y comparar los resultados con los de la figura 7. La curva obtenida deberá quedar comprendida entre las que allí figuran, asemejándose a ellas. El ajuste podrá perfeccionarse corrigiendo

la presión de preconsolidación inicialmente su-puesta.

A diferencia de la corrección de Schmertmann, el SHANSEP fue establecido mediante experimentación con la arcilla de Boston, que está sobreconsolidada. Sin embargo, cuando las arcillas están muy sobreconsolidadas, puede resultar de aplicación poco práctica, por precisar la aplicación de presiones muy grandes, que quizá los aparatos del laboratorio no sean capaces de aplicar. Además, en estos casos, estaremos efectuando una extrapolación respecto a la experimentación sobre la que el método está basado, lo que puede dar lugar a errores. Pero la objeción más importante que se le ha hecho al método es que parte de suponer que la resistencia y rigidez de las arcillas firmes dependen sólo de la preconsolidación mecánica, que podemos denominar también «de Hvorslev». No será aplicable, por lo tanto, cuando las características del suelo dependen de cementación, efectos diagenéticos, etc.

cuyo efecto no crece, o no crece linealmente, con la sobreconsolidación.

CONCLUSION

En este primer artículo, nos hemos limitado a señalar las grandes diferencias entre la deformabilidad de los suelos, medida por los procedimientos rutinarios, tanto en el edómetro como en los triaxiales, y la que desarrollan en los casos reales. La perturbación de las muestras es inevitable, tanto por el amasado que en ellas se produce por las operaciones de toma, como por el cambio en el estado de tensiones, todavía más difícil de evitar. Hemos hecho constar también los perjuicios que produce el almacenamiento prolongado de las muestras, que normalmente se olvidan: deberíamos pensar en establecer para ellas una «fecha de caducidad».

Existen hoy técnicas para reducir estos errores, entre las que la del SHANSEP es la más refinada, lo que no quiere decir que sea la mejor en todos los casos, y no sólo porque muchas veces resulta innecesariamente complicada, sino porque parte del principio de rigidización que han actuado sobre la estructura del suelo han sido exclusivamente mecánicos. Por ello, aunque parezcan más primitivos y groseros, están realmente más extendidos los métodos de reconsolidación, a ser posible anisótropa, acercándonos al estado de tensiones que tenía el suelo en el interior del terreno.

Por refinados que sean los procedimientos de toma de muestras y tratamiento de las mismas, no son capaces de reproducir los resultados de las medidas de asientos de las estructuras reales. Tampoco lo son los ensayos in situ, a los que se recurre con la ilusión de que permiten actuar sobre un terreno verdaderamente intacto. La experiencia demuestra que sus resultados, respecto a la deformabilidad, son escasamente mejores que los de las técnicas de laboratorio, como podemos ver en los datos que hemos dado al principio de los ensayos sobre placa de carga, cuyo modo de solicitar el terreno es tan análogo al de una cimentación.

En esta situación, puede ser muchas veces preferible para estimar la deformabilidad, aplicar correlaciones con medidas efectuadas en otras obras anteriores, que confiar en ensayos, tanto sea in situ como de laboratorio, que no sean de muy alta calidad. Ha resultado posible, en ciertos casos, eliminar muchas causas de error entre las indicadas, o al menos compensar su influencia mediante correcciones bien fundamentadas, pero no lo ha sido el llegar a resultados racionales hasta que no se ha abandonado la hipótesis de que los suelos son elásticos hookeanos, hasta que no se han utilizado en el cálculo de asientos leyes de deformación fuertemente no lineales.

Los trabajos de Jardine y otros, de los que nos ocuparemos en el próximo artículo, han demostrado que la rigidez de estos suelos, cuando están sometidos a desviadores pequeños, es muy superior a la que tienen más tarde, y al mismo tiempo, se puede comprobar hoy fácilmente que una parte predominante del asiento de una cimentación se debe a zonas en las que los desviado-

res son ya muy pequeños. Esto es todavía más visible en las cimentaciones por pilotaje, en donde las grandes tensiones se localizan en una cápsula alrededor del pilote, decreciendo muy rápidamente al alejarnos de su superficie.

El comportamiento de los suelos es sin duda muy complicado y, entre ellos, el de las arcillas sobreconsolidadas está entre los que lo son más. Un rasgo esencial es el de que su comportamiento es frágil, en el sentido de que su curva tensión deformación pasa por un máximo en forma de pico, lo que se refleja en la figura 4 por el paso a través de la Línea de Estado Límite, y el trayecto en un área de comportamiento inestable.

Esto pudiera obligar al empleo de ecuaciones constitutivas complicadas, pero hay que tener en cuenta que nos estamos ocupando de problemas de asiento de cimentaciones, y no de otros que entrañan la posibilidad de la rotura. Teniendo en cuenta esto, y que los coeficientes de seguridad habituales son elevados, resulta que podemos admitir que el suelo no va a llegar en ningún punto al pico de la línea de tensión-deformación, aunque esto puede que no sea rigurosamente cierto, ya que pueden producirse algunas pequeñas bolsas de plastificación, generalmente en los bordes de las cimentaciones rígidas.

De esta manera, es posible utilizar ecuaciones constitutivas sencillas, que permiten efectuar cálculos con los programas de computador más extendidos. Así pues, veremos en un próximo artículo como ecuaciones tales como la hiperbólica son suficientes para describir el comportamiento del suelo para la finalidad que aquí hemos propuesto. ■

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Chandler, R.J. y Gutiérrez, C.I. 1986. «The filter paper method of suction measurement» — *Géotechnique*, 36: 2: 265-268.
- Duncan, J.M. y Buchigani, A.L. 1976. «An Engineering Manual for Settlement Studies». Geotech. Dep Civ. Univ. Cal. Berkeley. Ref. tomada de «Soft Clay Engineering». Brand y Brenner, Elsevier, 1981.
- Escario, V. 1969. «Determination of the Geotechnical Characteristics of Expansive Soils». 2nd. Conf. on Expansive Soils. Texas. pp. 114-120.
- Escario, V. 1985. «Síntesis Geotécnica de los Suelos de Madrid y su Alfoz» Min. de Transportes y Turismo. Dir. Gen. de Infraestructura.
- Kirkpatrick, W.M. y Khan, A.J. 1984. «The reaction of clays to sampling stress relief». *Géotechnique*, 34: 1: 29-42.
- Loudon, P.A. 1967. «Some deformation characteristics of Kaolin» PhD Thesis Un. Cambridge. Ref. tomada de Atkinson J.H. y Bransby, P.L. 1978 «The Mechanics of Soils» McGraw Hill.
- Marsland, A. 1971. «Large in situ tests to measure the properties of stiff fissured clays». 1st Australian-New Zealand Conf. on Geomechanics, Melbourne. 1: 180-189. También reproducido como BRE Current Paper 1/73.
- St. John, H.D. 1975. «Field and Theoretical Studies on the Behaviour of Ground around Deep Excavations in London Clay» PhD Thesis Un. Cambridge.
- Uriel Romero, S. 1978. «Tests to investigate the deformability of overconsolidated clayey soils». 3rd Cong. IAEG — Vol. 10:261-266.
- Wroth, C.P. y Houlsby, G.T. 1985. «Soil Mechanics — Property Characterization and Analysis Procedure» 11th ICSMFE-1: 1-55.

Se puede comprobar hoy fácilmente que una parte predominante del asiento de una cimentación se debe a zonas en las que los desviadores son ya muy pequeños.