

6. COMPARACION ENTRE RESULTADOS EXPERIMENTALES Y CALCULADOS

6.1. INTRODUCCION

En este capítulo se comparan algunos resultados experimentales obtenidos en esta tesis y otros procedentes de varias referencias con predicciones realizadas aplicando el modelo que se ha propuesto en el capítulo anterior. Para ello se han escogido, fundamentalmente, comportamientos del suelo de tipo tenso-deformacional, que son en los que se ha incidido de forma más específica a lo largo de esta tesis, y no relaciones del tipo, por ejemplo, tensión-humedad o tensión-grado de saturación, con las que se obtienen predicciones menos fiables al haber sido modeladas con mayor simplicidad considerando únicamente la existencia de las superficies de estado en cualquier trayectoria tensional.

Como paso previo para la realización de estas comparaciones es necesario estimar para cada suelo los diferentes parámetros que intervienen en el modelo. Por lo que respecta al caolín utilizado en esta tesis, estos parámetros han sido deducidos a partir de los resultados de los ensayos llevados a cabo tal y como más adelante se indica. En cuanto a los resultados procedentes de otras referencias se ha aprovechado para ello la información proporcionada en cada caso sobre el suelo

correspondiente. En general, sin embargo, esta información no ha sido suficiente para estimar los valores de todos los parámetros, por lo que ha sido preciso ajustarlos en parte teniendo en cuenta las predicciones realizadas.

Cabe indicar que no es necesario en cada caso determinar los valores de todos los parámetros del modelo, debido a que dependiendo de cuales sean las trayectorias tensionales seguidas o de los aspectos específicos que se estudien, algunos de ellos son irrelevantes. De esta forma, en trayectorias con $q=0$ no intervienen M , k y G o si no se pretenden estudiar los estados de humedad y grado de saturación no es necesario determinar b , c y d .

Tanto en lo que se refiere a los resultados experimentales obtenidos en esta tesis como a los procedentes de otras referencias, se han escogido, a efectos de ser presentados en este capítulo, varios ejemplos que sean representativos de algunos comportamientos característicos de suelos no saturados.

6.2. COMPARACION CON RESULTADOS OBTENIDOS EN ESTA TESIS

Con respecto a los ensayos realizados en esta tesis se han considerado únicamente comportamientos tenso-deformacionales del caolín. Se indican a continuación los valores adoptados para los parámetros del modelo necesarios en este caso de acuerdo con las trayectorias tensionales que han sido reproducidas:

- $\lambda(0)$, β y r . Para su determinación se han tenido en cuenta los resultados de los ensayos E4 (rama BH), E5 (rama KL) y E6 (rama CI) (figuras 86b o 92). Estas tres ramas, al corresponder a procesos de incremento de la tensión esférica a diferentes valores de la succión, proporcionan tres valores de $\lambda(s)$ que permiten obtener $\lambda(0)$, β y r resolviendo el sistema lineal de ecuaciones correspondiente

$(\lambda(s) = \lambda(0) \cdot ((1-r) \cdot \exp(-\beta \cdot s) - r))$. Si se parte de $\lambda(0,4) = 0,09$, $\lambda(0,6) = 0,075$ y $\lambda(0,9) = 0,06$ se deduce $\lambda(0) = 0,14$, $\beta = 16,51$ 1/MPa y $r = 0,2614$.

- λ_s . A partir de los ensayos E1 (rama AB) o E3 (rama CD) mostrados en las figuras 98b o 98c se puede estimar su valor al corresponder a procesos de incremento de la succión a tensión esférica constante. Se ha encontrado $\lambda_s = 0,05$.

- k_s , λ_h . Al tratarse de un suelo de baja plasticidad y de acuerdo con los resultados obtenidos (deformaciones producidas al reducir la succión en los ensayos E6 (rama IG), E9 (rama FD) o E13 (rama KL) mostrados en la figura 99b) se ha considerado que se trata de un suelo no expansivo ($\lambda_h = k_s$). k_s se ha deducido de las ramas de descarga del ensayo E15 (ramas CH, NO o PQ) que corresponden a procesos en los que se reduce la succión tras incrementarla en el proceso previo, en ambos casos a tensión esférica constante. De esta forma se evita la posible existencia en dichas ramas de colapsos simultáneos. Se ha encontrado $k_s = 0,01$.

- G. Se ha obtenido de las curvas (q, ϵ_s) en procesos de incremento de la tensión de corte tomando la pendiente correspondiente a la recta tangente a dichas curvas en $q=0$. De acuerdo con los resultados de los ensayos E11 (rama JZ), E16 (rama AZ) o E18 (rama CZ) mostrados en la figura 101b se obtiene $G = 10$ MPa.

- M, k. El plano de estado crítico deducido para el caolín en el apartado 4.5.2.5 anterior ($q = 0,8212 \cdot (p - p_s) + 1,0224 \cdot s$) permite determinar directamente M y k ($q = M \cdot (p - p_s) + M \cdot k \cdot s$). De esta forma se obtiene $M = 0,8212$ y $k = 1,245$.

A continuación se resumen los valores de todos estos parámetros:

$\lambda(0) = 0,14$
 $\beta = 16,51 \text{ 1/MPa}$
 $r = 0,2614$
 $\lambda_s = 0,05$
 $\lambda_h = 0,01$
 $k_s = 0,01$
 $G = 10,0 \text{ MPa}$
 $M = 0,8212$
 $k = 1,245$

En cuanto al estado inicial del suelo se ha considerado el siguiente:

- $p-p_s$, s y q . Los valores de estas tensiones al comienzo de los ensayos han sido, respectivamente, 0,045 MPa, 0,01 MPa y 0,0 MPa (apartado 4.3.2).

- v . Se obtuvo en el apartado 4.5.1.3 un volumen específico de las muestras tras el proceso de consolidación inicial de 1,9155.

- p_0^* . De acuerdo con los resultados de los ensayos E4 (rama BH), E5 (rama KL) y E6 (rama CI), mostrados en las figuras 86b o 92, pueden deducirse las tensiones esféricas de preconsolidación correspondientes a cada succión (respectivamente 0,14 MPa, 0,16 MPa y 0,18 MPa, de acuerdo con lo indicado en el apartado 4.5.2.2). A partir de ellas se ha determinado $p_0^* = 0,1 \text{ MPa}$.

- s_0 . Los resultados del ensayo E1 (rama AB) mostrados en las figuras 98b o 98c permiten deducir la succión de preconsolidación correspondiente. Se ha estimado $s_0 = 0,02 \text{ MPa}$.

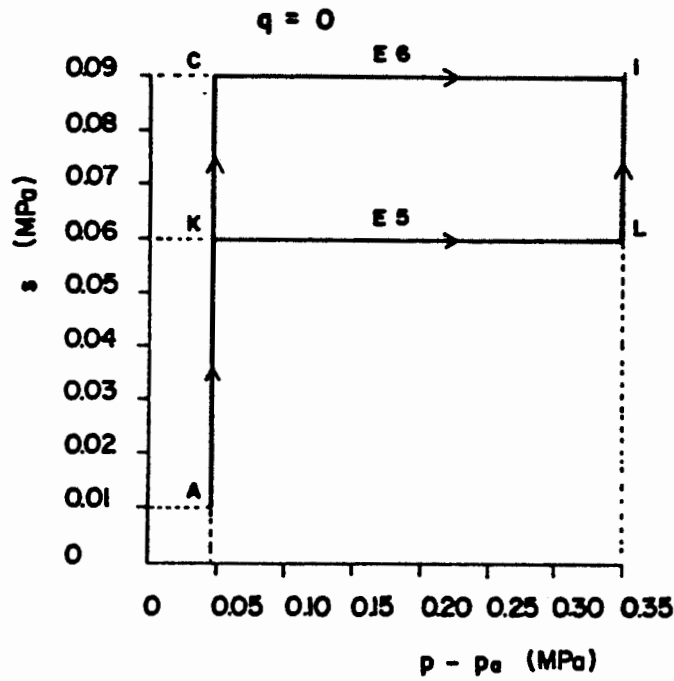


Figura 152a. Trayectorias tensionales.

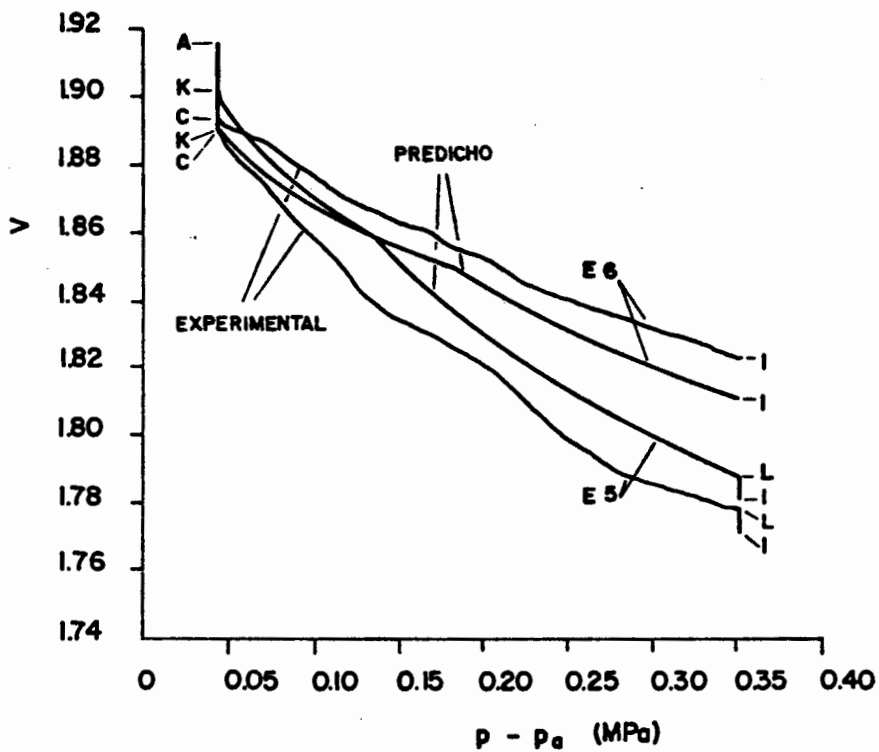


Figura 152b. Tensión esférica - volumen específico.

Figuras 152. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a los ensayos E5 (ramas AK, KL y LI) y E6 (ramas AC y CI).

Se resumen a continuación todos estos valores:

$$p-p_a = 0,045 \text{ MPa}$$

$$s = 0,01 \text{ MPa}$$

$$q = 0,0 \text{ MPa}$$

$$v = 1,9155$$

$$p_0^* = 0,1 \text{ MPa}$$

$$s_0 = 0,02 \text{ MPa}$$

En las figuras 152 se muestra el primer caso presentado correspondiente a los ensayos E5 (ramas AK, KL y LI) y E6 (ramas AC y CI) en el que el suelo es sometido, a partir de su estado inicial, a incrementos monótonos de $p-p_a$ y de s hasta 0,35 MPa y 0,09 MPa respectivamente, tal y como se observa en las trayectorias tensionales incluidas en la figura 152a. La comparación, en términos de v y $p-p_a$, entre los resultados experimentales obtenidos y la predicción correspondiente se muestra en la figura 152b. En esta última figura se comprueba que la predicción realizada se ajusta razonablemente bien a los ensayos experimentales correspondientes, quedando de nuevo en evidencia algunos de los comportamientos característicos descritos en capítulos anteriores (dependencia de la rigidez del suelo con la succión, sobreconsolidación producida por incrementos de esta última variable tensional, etc.).

En las figuras 153 se presenta un segundo caso correspondiente a los ensayos E6 (ramas AC, CI e IG) y E10 (ramas AC, CB y BJ) en los que se han seguido las trayectorias tensionales indicadas en la figura 153a. Como se observa en esta última figura el suelo se ve inicialmente sometido a un incremento de la succión hasta 0,09 MPa, incrementándose y disminuyéndose después de forma monótona $p-p_a$ y s respectivamente. La figura 153a muestra los resultados obtenidos en términos de v y $p-p_a$. En ella se observa que la predicción no es correcta en las ramas CBJ e IG en las que no existe un ajuste adecuado con los resultados experimentales correspondientes. En ambos casos las deformaciones obtenidas aplicando el modelo son demasiado altas. Ocurre además en ambos casos que las dos trayectorias

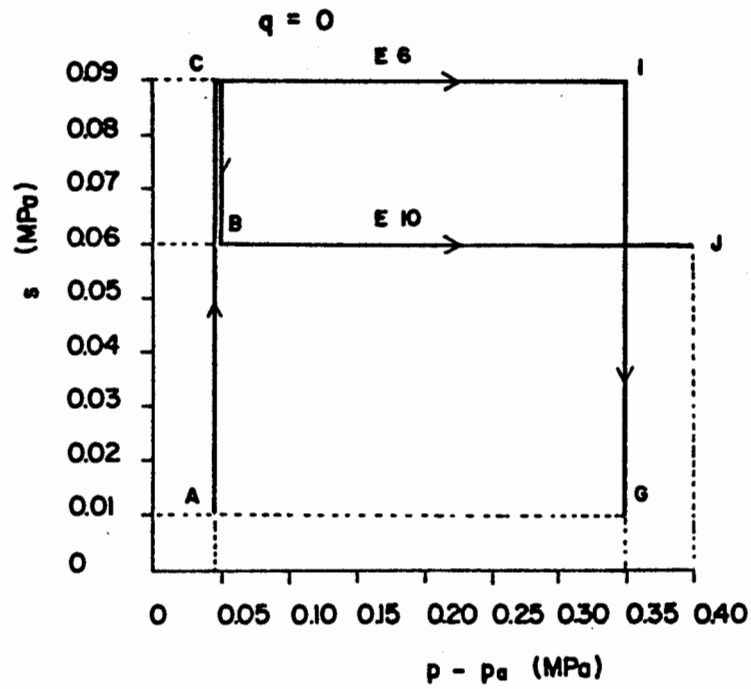


Figura 153a. Trayectorias tensionales.

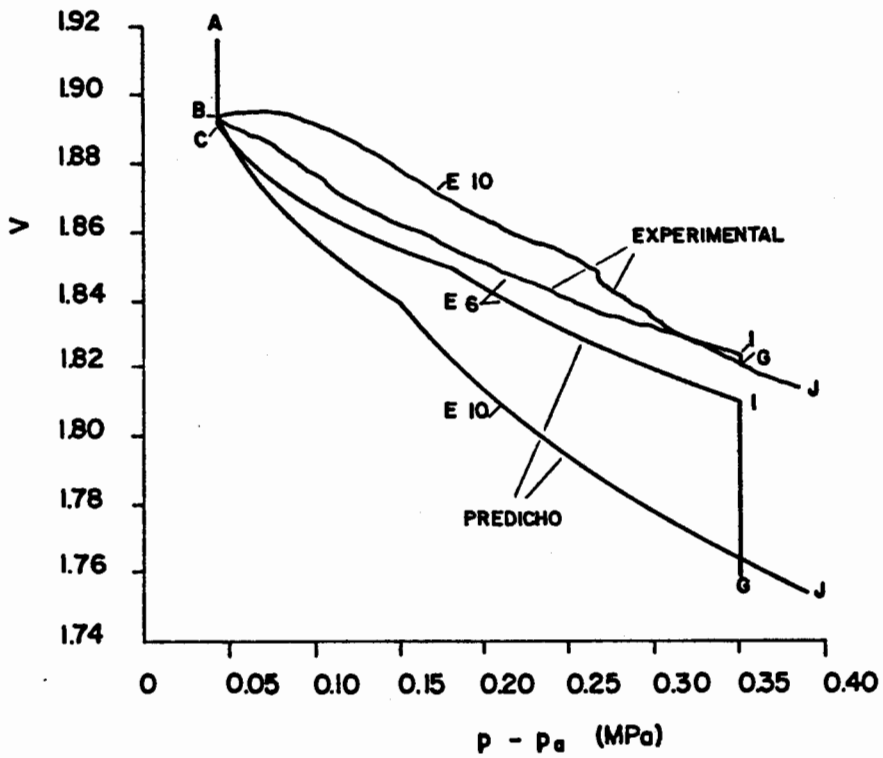


Figura 153b. Tensión esférica - volumen específico.

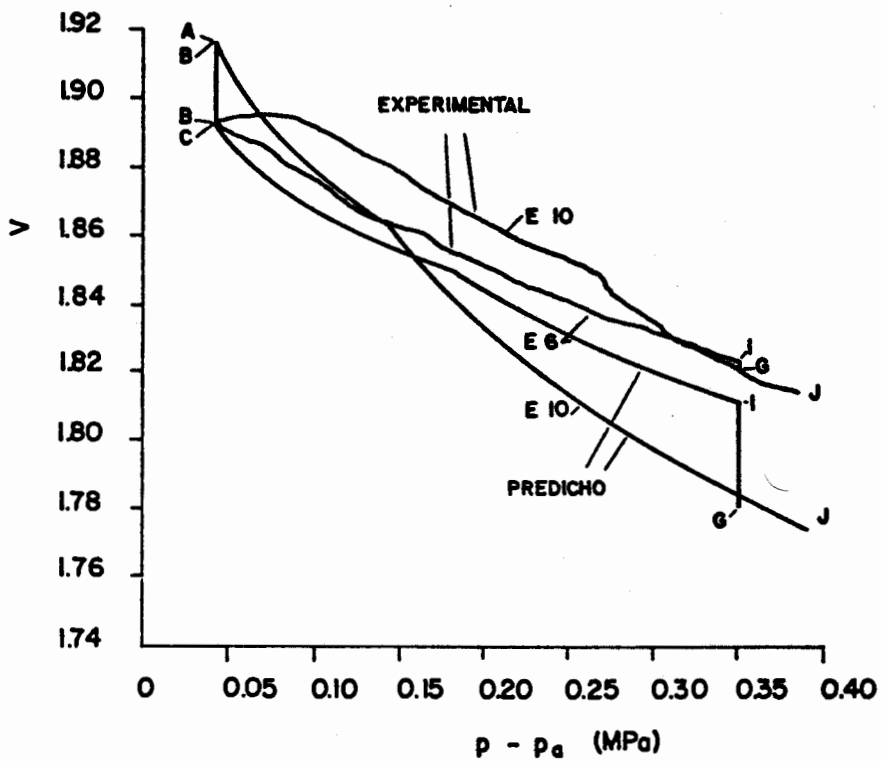


Figura 153c. Tensión esférica - volumen específico, considerando un comportamiento expansivo del suelo.

Figuras 153. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a los ensayos E6 (ramas AC, CI e IG) y E10 (ramas AC, CB y BJ).

tensionales incluyen disminuciones de succión. Esta predicción se mejora, tal y como se observa en la figura 153c si en dichas ramas de descarga de succión se supone un cierto comportamiento expansivo del suelo ($\lambda_h=0,1$). Esta posible expansividad puede ser razonable en este caso por cuanto el caolín ensayado contiene una cierta cantidad de illita.

Las figuras 154 muestran un tercer caso correspondiente al ensayo E15 (ramas AB y BM) en el que el suelo se ve sometido a incrementos y disminuciones sucesivas de la succión entre 0,01 MPa y 0,09 MPa de acuerdo con las trayectorias tensionales que son indicadas en la figura 154a. En la figura 154b se pueden comprobar los resultados obtenidos en términos de v y $p-p_a$, en los que se observa que la predicción realizada se ajusta sensiblemente a los resultados experimentales correspondientes.

Finalmente en las figuras 155 se presentan dos ejemplos correspondientes a los ensayos E8 (ramas BC, CF, FE y EZ) y E11 (rama JZ) en los que el suelo, tras seguir diversas trayectorias tensionales, es llevado hasta rotura al incrementar la tensión de corte con $d(p-p_a)=0$ y $d\sigma_3=0$ respectivamente. Estas trayectorias tensionales son indicadas en la figura 155a, y los resultados obtenidos, en términos de q y ϵ_s , en la figura 155b. La figura 155c muestra las mismas curvas que la figura 155b, pero ampliadas en la zona con deformaciones de corte pequeñas para poder observar más claramente cada una de dichas curvas. Como se puede comprobar en estas figuras, existe una buena correspondencia entre cada uno de los resultados experimentales obtenidos y las predicciones realizadas.

En resumen se puede decir que si bien desde un punto de vista cualitativo las predicciones obtenidas pueden considerarse correctas, desde un punto cuantitativo algunas de las ramas de los ensayos reproducidos no se han ajustado adecuadamente. Esto último ha sido fundamentalmente debido a los pequeños colapsos que se han medido experimentalmente a pesar de que el

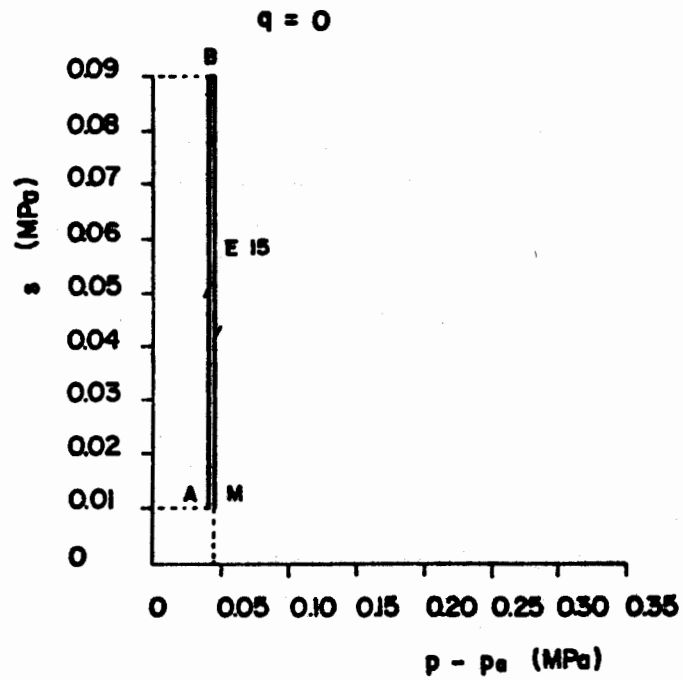


Figura 154a. Trayectoria tensional.

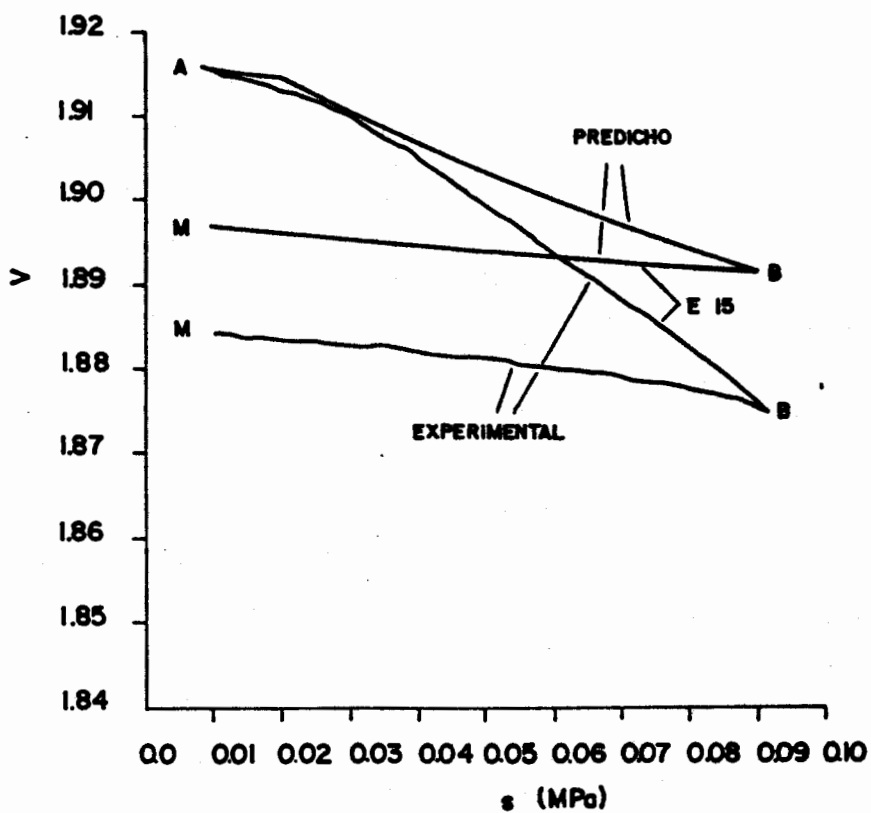


Figura 154b. Succión - volumen específico.

Figuras 154. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes al ensayo E15 (ramas AB, BM, MN, NO, OP y PQ).

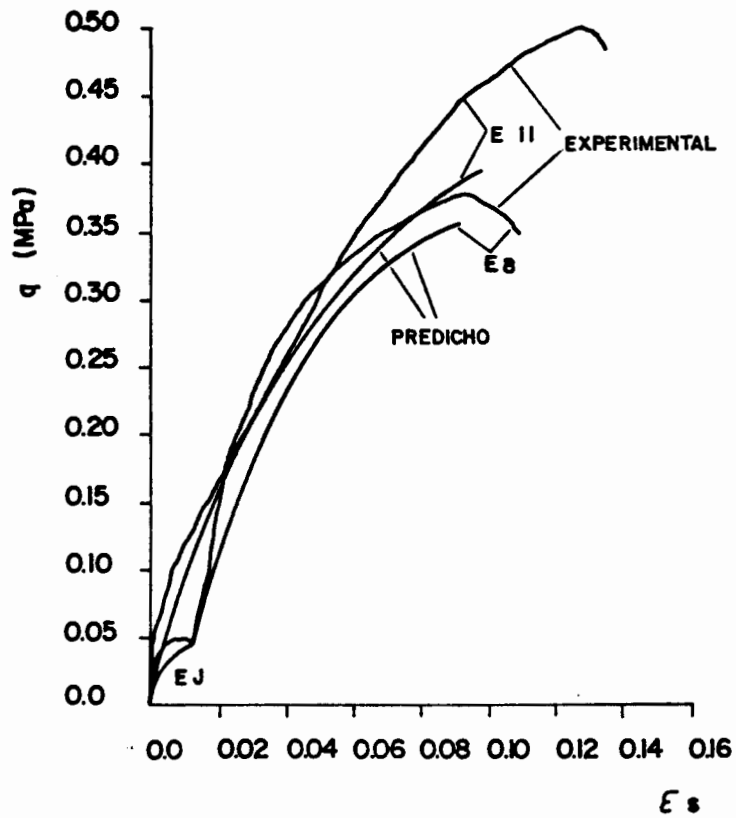


Figura 155c. Deformación de corte - tensión de corte, ampliado en los tramos iniciales.

Figuras 155. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a los ensayos E 8 (ramas BC, CF, FE y EZ) y E II (rama JZ).

suelo ensayado ha presentado una clara variación de rigidez al cambiar la succión, lo cual hace predecir colapsos mayores. Como ha sido indicado, si se supone una cierta expansividad del suelo, mejoran las predicciones realizadas.

6.3. COMPARACION CON RESULTADOS PROCEDENTES DE LA BIBLIOGRAFIA

6.3.1. Escario y Sáez (1973)

Escario y Sáez (1973) ensayan en un edómetro con succión controlada una arcilla de la que proporcionan las siguientes características básicas:

- límite líquido: 71,1%
- índice de plasticidad: 35,3%
- % que pasa por el tamiz 200 A.S.T.M.: 96,8
- densidad seca máxima en el ensayo Proctor: 1,33 g/cc
- humedad óptima en el ensayo Proctor: 33,7%
- peso específico de las partículas sólidas: 2,75 g/cc

Las muestras son preparadas mediante compactación Proctor.

Tras estudiar la fiabilidad del equipo, se describen en dicha referencia dos tipos de ensayos, en cada uno de los cuales se parte de un estado inicial de las muestras diferente al compactar hasta distintas densidades secas. En ambos se disminuye la succión, midiéndose en el primer caso las presiones de hinchamiento generadas al impedir la expansión de las muestras y en el segundo las deformaciones producidas al mantener constante la tensión vertical aplicada. Por su interés al incluir en la misma trayectoria tensional fenómenos sucesivos de hinchamiento y de colapso, se han escogido los resultados de este último tipo de ensayos a efectos de reproducirlos con el modelo propuesto. Las muestras utilizadas en este caso fueron obtenidas mediante compactación hasta el 90 % de la densidad seca máxima en el ensayo Proctor y con

humedades iniciales variables.

La figura 156a muestra la trayectoria tensional seguida en uno de estos ensayos, en la que, como se observa, la succión es reducida desde su valor inicial de 3,5 MPa hasta 0 MPa, manteniendo constante la tensión vertical ($\sigma_1 - p_u$) a 0,25 MPa. En la figura 156b se presentan los resultados obtenidos por Escario y Sáez (1973) en los que se comprueba que la muestra hincha inicialmente hasta llegar a una succión aproximada de 6 kp/cm², para comenzar después a colapsar hasta llegar a succión nula.

Este comportamiento puede ser explicado de acuerdo con el modelo propuesto suponiendo que la muestra alcanza la superficie de fluencia de incremento de la tensión esférica cuando la succión es de 0,6 MPa (figura 156c), de forma que previamente hincha (recuperable o irrecuperablemente) y a partir de entonces también colapsa, produciéndose en conjunto una deformación positiva.

Para la determinación de los parámetros del modelo que son en este caso necesarios de acuerdo con la trayectoria tensional seguida, así como para fijar el estado inicial de las muestras, se han considerado los siguientes criterios de acuerdo con la información proporcionada en la referencia:

- $\lambda(0)$, $k(0)$. Al ser el suelo ensayado de tipo arcilloso y expansivo, con un índice de plasticidad del 35,3%, se ha supuesto que es bastante compresible habiéndose fijado un valor de $\lambda(0)$ alto ($\lambda(0)=0,3$). En cuanto a $k(0)$ se ha estimado directamente en un orden de magnitud inferior (0,03).

- β , r . La relación bastante lineal entre el colapso producido y la succión en el tramo final de la trayectoria tensional (figura 156b) indica que la variación de la rigidez del suelo con la succión es relativamente uniforme. Por otro lado, y de acuerdo con la magnitud del colapso medido, la rigidez del suelo se ve muy afectada por las variaciones de succión, lo

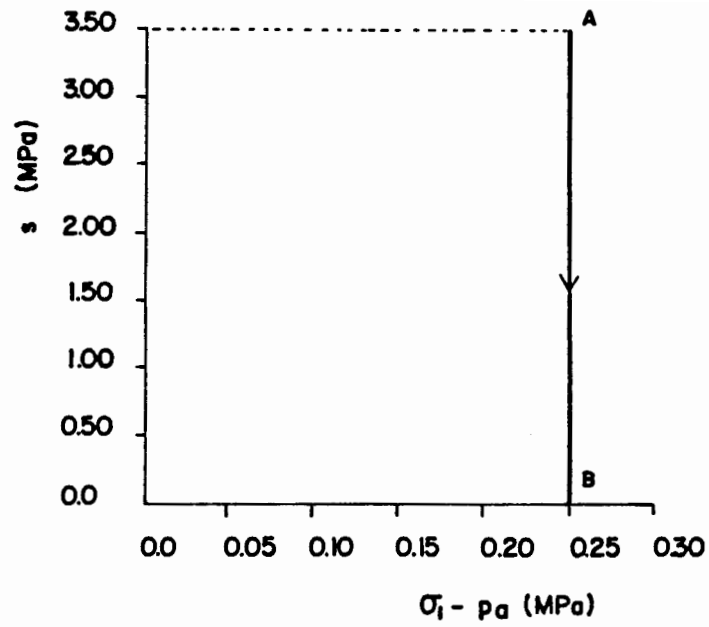


Figura 156a. Trayectoria tensional.

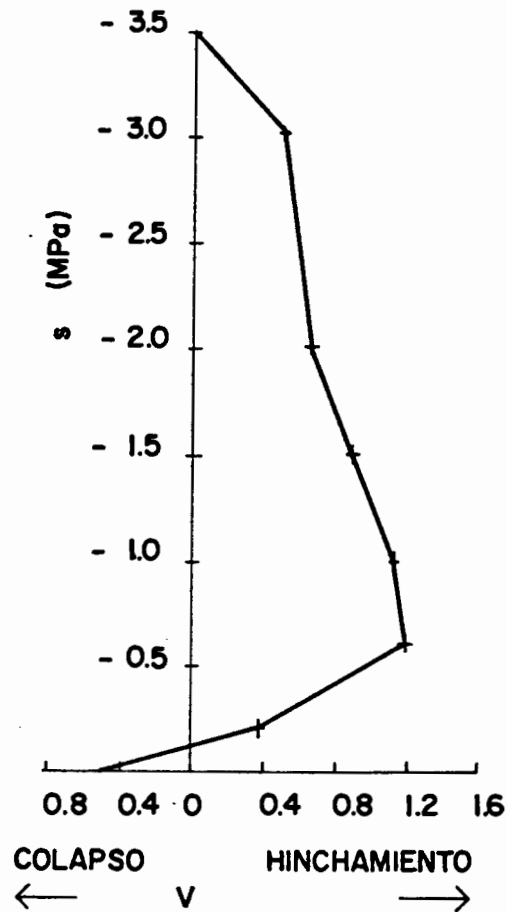


Figura 156b. Resultados obtenidos por Escario y Sáez (1973).

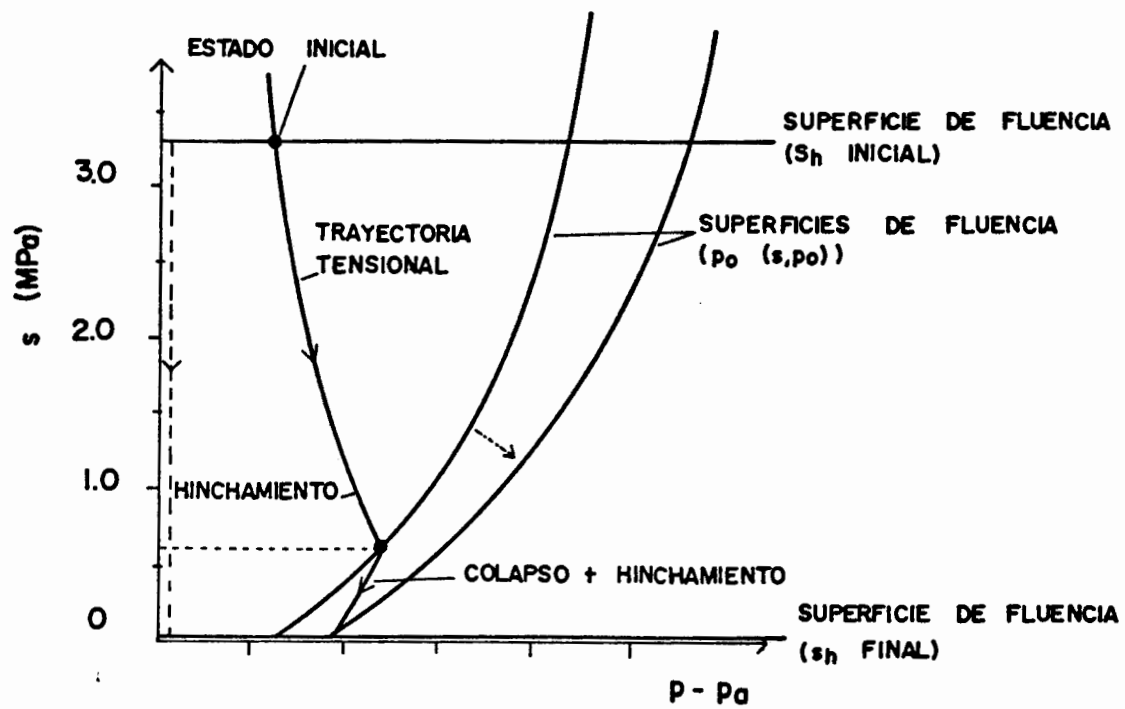


Figura 156c. Interpretación del comportamiento descrito por Escario y Sáez (1973), de acuerdo con el modelo propuesto.

cual implica, teniendo en cuenta que β es pequeño, que r debe ser también pequeño. Como consecuencia de todo ello los valores adoptados para estos parámetros han sido $\beta=0,1$ 1/MPa y $r=0,001$.

- k_s , λ_h , s_h . Se ha considerado que $\lambda_h > k_s$ por tratarse de un suelo expansivo, y, por otro lado, se ha supuesto que durante la trayectoria tensional se producen hinchamientos irrecuperables ($s_h > 0$). Teniendo esto en cuenta, los valores de estos tres parámetros se han determinado ajustando las predicciones obtenidas con los resultados experimentales mostrados en la figura 156b en la zona en la que el suelo expande (hasta $s=6$ kp/cm²). De acuerdo con ello se han adoptado los valores $k_s=0,006$, $\lambda_h=0,038$ y $s_h=3,3$ MPa.

- $\sigma_3 - p_a$. Al ser obtenida la muestra mediante compactación se ha considerado que el suelo está en un estado sobreconsolidado, por lo que se ha fijado un valor $\sigma_3 - p_a = 0,2$ MPa.

- G . Se ha estimado directamente en 10 MPa.

- p_0^* . Para la determinación de este parámetro se ha tenido en cuenta que el suelo comienza a colapsar para una succión aproximada de 0,6 MPa, en la que se ha supuesto que se alcanza la superficie de fluencia de incremento de la tensión esférica. Conocidos los valores de los demás parámetros se ha obtenido $p_0^* = 0,21$ MPa.

v , $\sigma_1 - p_a$ y s al comienzo del ensayo son proporcionados directamente en la referencia o pueden ser deducidos de la información contenida en ella ($v=2,2974$, $\sigma_1 - p_a = 0,25$ MPa y $s=3,5$ MPa).

Se resumen a continuación todos los valores estimados:

- Parámetros:

$$\lambda(0) = 0,3$$

$$k(0) = 0,03$$

$$\beta = 0,1 \text{ 1/MPa}$$

$$r = 0,001$$

$$\lambda_h = 0,038$$

$$k_h = 0,006$$

$$G = 10,0 \text{ MPa}$$

- Estado inicial:

$$\sigma_1 - p_a = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 - p_a = 0,2 \text{ MPa}$$

$$s = 3,5 \text{ MPa}$$

$$v = 2,2974$$

$$p_0^* = 0,21 \text{ MPa}$$

$$s_h = 3,3 \text{ MPa}$$

La figura 156d muestra conjuntamente los comportamientos observados en la referencia y predichos por el modelo, observándose la buena correspondencia obtenida.

6.3.2. Karube (1986)

Karube (1986) ensaya en un equipo triaxial convencional automatizado un caolín del que proporciona la siguiente información:

- límite líquido: 37 %

- índice de plasticidad: 28 %

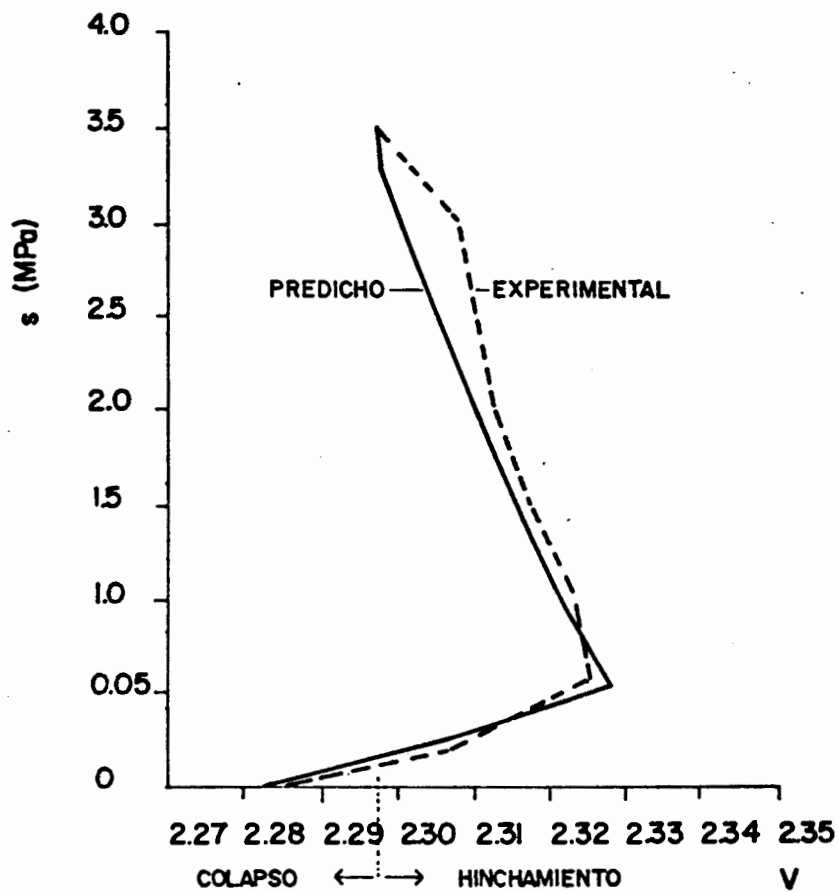


Figura 156d. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados (volumen específico - succión).

Figuras 156. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a un ensayo descrito por Escario y Sáez (1973).

- diámetro máximo de las partículas: 0,04 mm
- fracción arcillosa: 22 %
- peso específico de las partículas sólidas: 2,70 g/cc

La preparación de las muestras se realiza mediante compactación.

De los diferentes ensayos descritos en esta referencia se han escogido dos en los que, por las trayectorias tensionales seguidas, se pueden observar varios de los comportamientos específicos de suelos no saturados expuestos en anteriores capítulos. Las muestras utilizadas en estos dos casos fueron preparadas partiendo de una humedad del 6 % por el lado seco del óptimo. Las características de las muestras al comienzo de los ensayos fueron las siguientes:

- $v = 2,114$
- $w = 25,84\%$
- $S_r = 62,73\%$

La figura 157a muestra las trayectorias tensionales seguidas. Como se observa, se parte y se finaliza en ambos casos con el mismo estado tensional definido por $p-p_a=0,02$ MPa, $s=0,05$ MPa y $q=0,0$ MPa, de forma que se recorre en cada uno de ellos la misma trayectoria cerrada pero en sentidos inversos. Las máximas tensiones alcanzadas en estas trayectorias son $p-p_a=0,2$ MPa y $s=0,2$ MPa, manteniéndose continuamente constante la tensión de corte.

El estado de las muestras tras aplicarle las tensiones iniciales fué el siguiente:

- $v = 2,098$
- $w = 26,19\%$

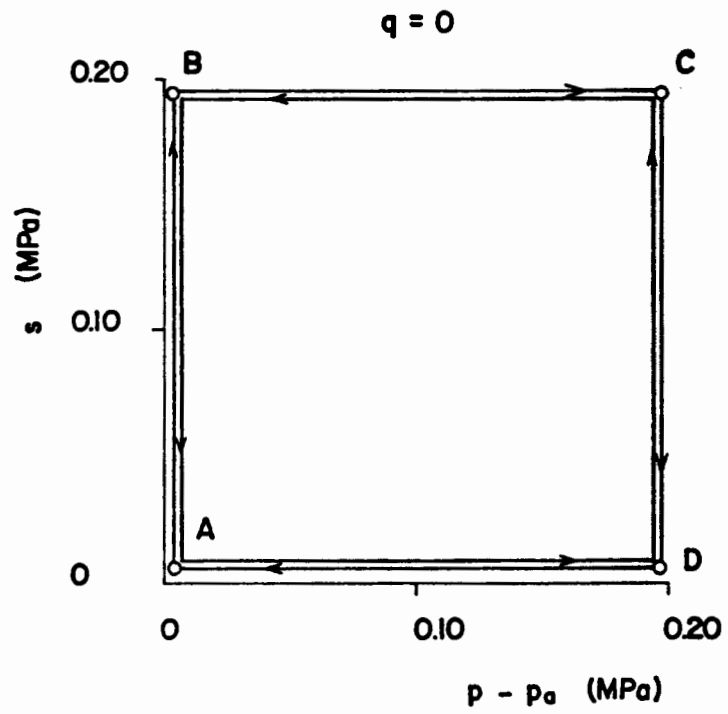


Figura 157a. Trayectorias tensionales.

$$- S_r = 64,47\%$$

Los resultados descritos por Karube (1986) en lo que se refiere a la variación de v y de w se muestran, respectivamente, en las figuras 157b y 157c.

Debido a que en cada uno de los tramos de la trayectoria seguida se varía únicamente una de las dos tensiones aplicadas ($p-p_a$ y s), aumentándola o disminuyéndola, los resultados obtenidos proporcionan información específica sobre el comportamiento del suelo ante cambios de dichas tensiones, tal y como a continuación se indica en relación a v :

- tramos A a B y D a C. Compresibilidad ante incrementos de la succión con $p-p_a=0,02$ MPa y $p-p_a=0,2$ MPa respectivamente. Estos tramos pueden incluir en su parte inicial ramas de tipo elástico hasta llegar a la succión de preconsolidación correspondiente, por lo que las rigideces calculadas directamente a partir de los estados iniciales y finales proporcionarán valores menores o a lo sumo iguales que el λ_s real y mayores o a lo sumo iguales que el k_s real.

- tramos B a A y C a D. Comportamiento ante reducciones de la succión con $p-p_a=0,02$ MPa y $p-p_a=0,2$ MPa respectivamente. Como más adelante se indica, en estos tramos pueden combinarse eventuales colapsos con los hinchamientos producidos al reducir la succión.

- tramos B a C y A a D. Compresibilidad ante incrementos de la tensión esférica con $s=0,05$ MPa y $s=0,2$ MPa respectivamente. Análogamente a lo que ocurría con los tramos A a B y D a C, los tramos B a C y A a D pueden incluir en su parte inicial ramas de tipo elástico hasta llegar a la tensión esférica de preconsolidación correspondiente, por lo que las rigideces calculadas directamente a partir de los estados iniciales y finales proporcionarán valores menores o a lo sumo iguales que el

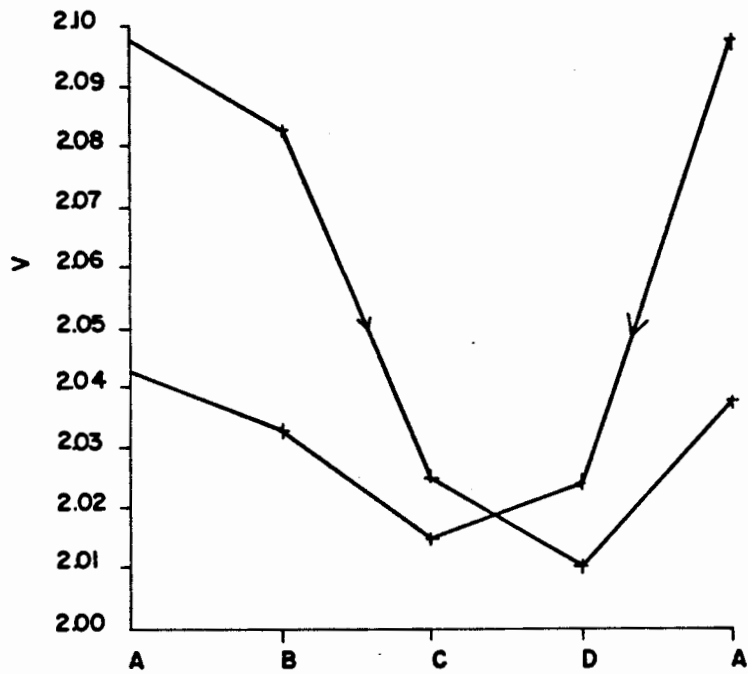


Figura 157b. Resultados obtenidos por Karube (1986) (volumen específico).

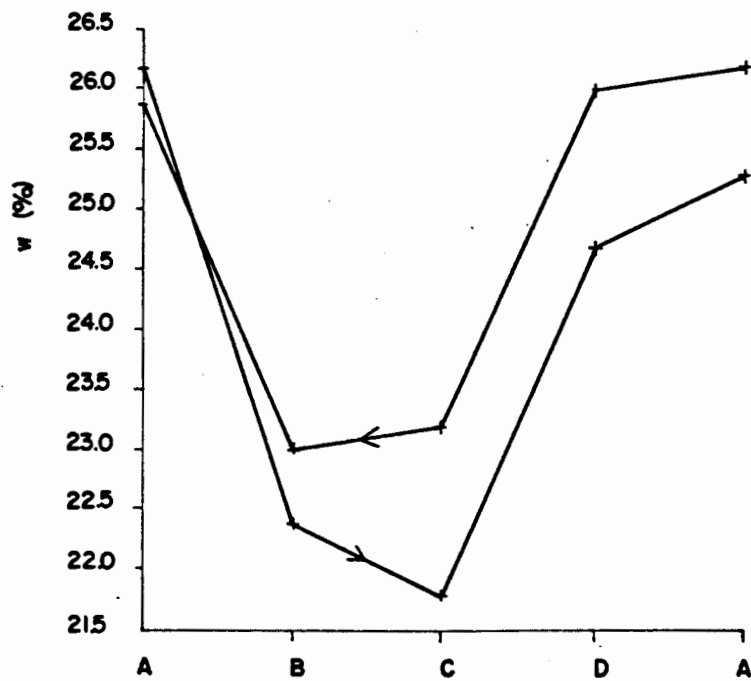


Figura 157c. Resultados obtenidos por Karube (1986) (humedad).

$\lambda(s)$ real y mayores o a lo sumo iguales que el $k(s)$ real.

- tramos C a B y D a A. Compresibilidad ante reducciones de la tensión esférica con $s=0,05$ MPa y $s=0,2$ MPa respectivamente. Los resultados en estos dos tramos están en directa relación con $k(s)$.

Esto permite estudiar separadamente cada uno de estos comportamientos facilitando en parte la determinación de los parámetros del modelo en este caso.

De entre los distintos tramos indicados tienen especial interés los B a A y C a D en lo que se refiere al tipo de comportamientos que se producen, por cuanto en ellos se reduce la succión y pueden en consecuencia combinarse fenómenos de hinchamiento y de colapso. Como se observa en la figura 157b, en el tramo B a A, en el que la tensión esférica es menor, la muestra hincha, y en el C a D, en el que la tensión esférica es mayor, la muestra colapsa. Los demás tramos proporcionan información sobre el efecto de cada una de las dos tensiones aplicadas sobre la compresibilidad del suelo respecto de la otra.

En lo que se refiere a la humedad, se comprueba en los resultados presentados en la figura 157c que aumenta o disminuye, respectivamente, cuando disminuye o aumenta la succión. El efecto de la tensión esférica, por otro lado, está fundamentalmente ligado a la variación producida en el volumen específico, aumentando o disminuyendo la humedad al aumentar o disminuir, respectivamente, dicho parámetro. Una excepción a esta última regla es el tramo C a B, en el que se reduce la tensión esférica, aumenta el volumen específico y disminuye la humedad.

Para determinar los valores de los diferentes parámetros del modelo se han seguido los criterios que se señalan a continuación:

- $\lambda(0)$, $k(0)$, β , r , p_0^* . Los valores de $k(s)$ a las succiones respectivas están directamente relacionados con los resultados obtenidos en los tramos C a B y D a A, correspondientes a descargas de la tensión esférica. En los tramos B a C y A a D influyen, por otro lado, los cinco parámetros indicados. Se ha estimado, de acuerdo con el tipo de suelo ensayado, que su compresibilidad era baja ($\lambda(0)=0,07$). Ajustando los resultados experimentales en estos tramos se han determinado los valores $k(0)=0,007$, $\beta=5,0$ 1/MPa, $r=0,7$ y $p_0^*=0,08$ MPa.

- λ_s , k_s , λ_h , s_0 . Teniendo de nuevo en cuenta el tipo de suelo ensayado se ha considerado que no se producen deformaciones irrecuperables ($\lambda_h=k_s$). Por otro lado, y en ausencia de eventuales colapsos, k_s está directamente relacionado con los resultados obtenidos en el tramo B a A, mientras que los valores de λ_s , k_s y s_0 influyen en los tramos A a B y D a C. De acuerdo con todo ello, y ajustando de nuevo los resultados correspondientes en estos tramos, se han adoptado los valores $\lambda_s=0,025$, $k_s=0,003$ y $s_0=0,08$ MPa.

- b, c, d. Estos parámetros se pueden aproximar a partir de los resultados experimentales correspondientes a los cambios en la humedad y en el volumen específico, que proporcionan en conjunto las variaciones del grado de saturación. Los valores adoptados, ajustando asimismo los resultados correspondientes en estos tramos, han sido $b=25,0$ 1/MPa, $c=41,9$ % y $d=0,5$ 1/MPa.

Como se ha indicado anteriormente, en la referencia se proporciona la siguiente información sobre el estado inicial de los ensayos: $p-p_s=0,02$ MPa, $s=0,05$ MPa, $q=0,0$ MPa, $v=2,098$, $S_r=64,47$ % y $w=26,19$ %. A continuación se resumen todos estos valores:

- Parámetros:

$\lambda(0) = 0,07$
 $k(0) = 0,007$
 $\beta = 5,0 \text{ 1/MPa}$
 $r = 0,7$
 $\lambda_s = 0,025$
 $k_s = 0,003$
 $b = 25,0 \text{ 1/MPa}$
 $c = 41,9 \%$
 $d = 0,5 \text{ 1/MPa}$

- Estado inicial:

$p-p_s = 0,02 \text{ MPa}$
 $s = 0,05 \text{ MPa}$
 $q = 0,0 \text{ MPa}$
 $v = 2,098$
 $S_r = 64,47$
 $w = 26,19 \%$
 $p_0^* = 0,08 \text{ MPa}$
 $s_0 = 0,08 \text{ MPa}$

Las figuras 157d y 157e muestran conjuntamente los resultados obtenidos y predichos, comprobándose la buena correspondencia general entre ambos. Cabe indicar, sin embargo, que tanto el colapso que se predice en el tramo C a D como el hinchamiento que se predice en el tramo B a A son algo inferiores a los medidos experimentalmente. Estos dos fenómenos están directamente relacionados entre sí debido a que cuanto mayor (menor) es el hinchamiento recuperable que se produce ante variaciones de la succión, menor (mayor) es el colapso correspondiente a igualdad de los demás comportamientos.

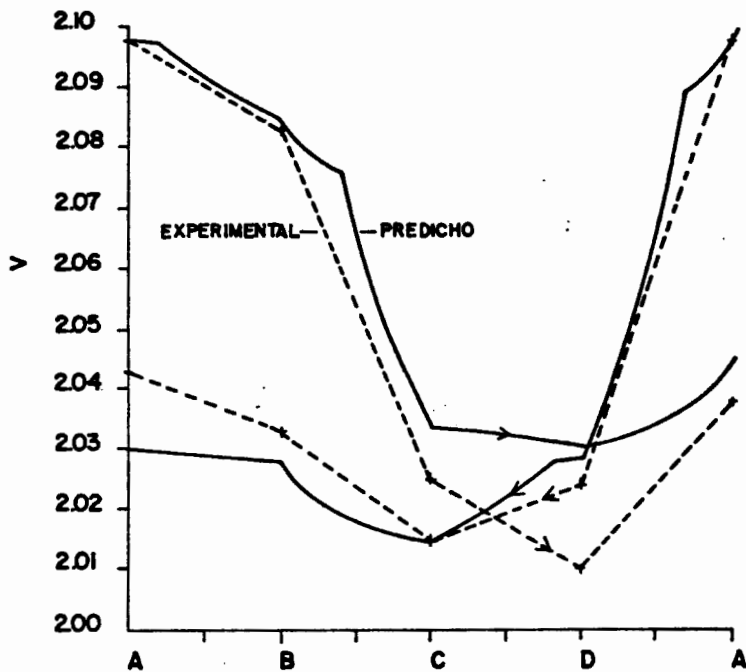


Figura 157d. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados (tensión esférica - volumen específico).

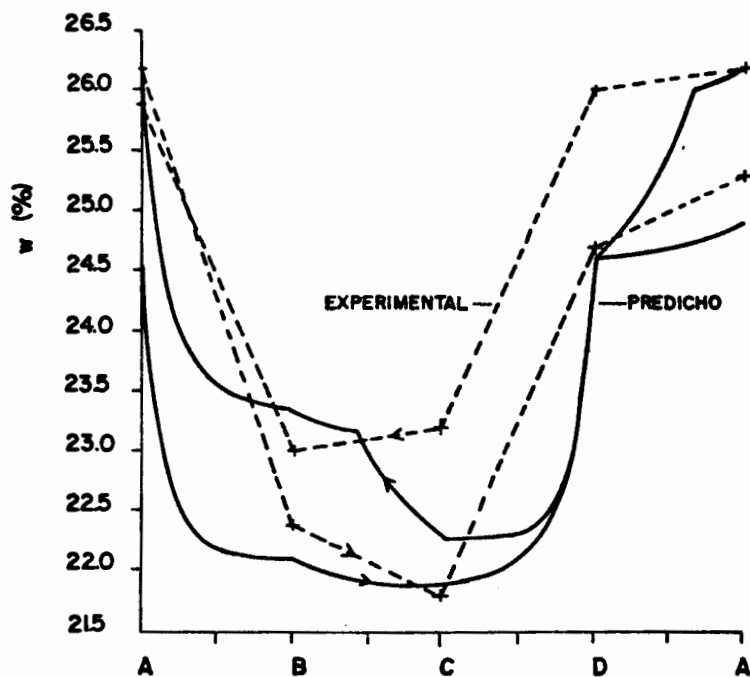


Figura 157e. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados (tensión esférica - humedad).

Figuras 157. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a ensayos descritos por Karube (1986).

6.3.3. Maswoswe (1985)

Maswoswe (1985) describe diversos ensayos edométricos y triaxiales con control de la succión utilizando una arena arcillosa mal graduada y de baja plasticidad con las siguientes características:

- límite líquido: 25 %
- límite plástico: 12 %
- índice de plasticidad: 13 %
- % de arcilla: 17 %
- % de arena: >50 %
- actividad de la arcilla: 0,71
- peso específico de las partículas sólidas: 2,69 g/cc

La preparación de las muestras se realiza mediante compactación estática por el lado seco del óptimo.

El objetivo fundamental de la investigación llevada a cabo y expuesta por Maswoswe (1985) era conocer la trayectoria tensional seguida por un suelo al producirse un fenómeno de colapso en condiciones edométricas. Con este fin en los ensayos triaxiales se controlaba continuamente la deformación radial de la muestra, modificándose adecuadamente el estado tensional de forma que dicha deformación fuese en todo momento nula.

De entre los distintos casos presentados en esta referencia se ha escogido uno a efectos de comparar sus resultados con los obtenidos aplicando el modelo propuesto. La trayectoria tensional seguida en este ensayo se muestra en la figura 158a. Como se observa en ella, el suelo es sometido, a partir de su estado inicial, a un incremento de la presión vertical hasta 0,4 MPa en condiciones de humedad constante, reduciéndose posteriormente la succión hasta 0,0 MPa. Los resultados obtenidos por Maswoswe (1985) en términos de (v, σ_1) y de

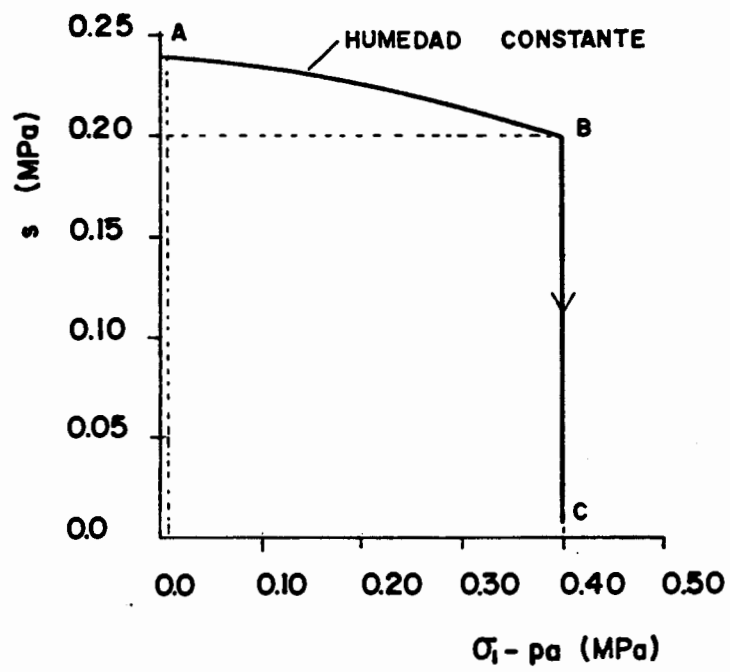


Figura 158a. Trayectoria tensional.

$(q, p-p_s)$ y $(q, p-p_v)$ se muestran, respectivamente, en las figuras 158b y 158c. Se observa en ellos el colapso producido en el suelo al reducir la succión y la trayectoria tensional seguida durante dicho proceso, comprobándose que tras producirse este colapso el suelo llega al estado correspondiente a su situación saturada, medido independientemente.

Los criterios seguidos para determinar los parámetros del modelo necesarios en este caso han sido los siguientes:

- $\lambda(0)$, $k(0)$. Debido a que en los ensayos descritos en esta referencia las trayectorias tensionales en las que se incrementa la tensión esférica se realizan a humedad constante, no es posible obtener directamente de ellas valores $\lambda(s)$, por cuanto la succión no permanece constante. De acuerdo con los resultados presentados en la figura 158b es posible deducir la evolución del grado de saturación durante el ensayo teniendo en cuenta la variación del volumen específico y que la humedad no se modifica. De esta forma se obtiene que el grado de saturación varía desde el 44,96 % inicial a casi el 100% al final del ensayo ($\sigma_v = 35 \text{ kp/cm}^2$). Esto implica que al incrementar la tensión esférica y llegar a las ramas noales de cada succión se combinan las reducciones del volumen específico propias de cada una de dichas ramas y los colapsos correspondientes a la disminución de la succión. En consecuencia, el λ obtenido directamente en la figura 158b en la rama noal ($\sigma_v > 2,0 \text{ kp/cm}^2$) será necesariamente mayor que $\lambda(0)$. Debido a que dicho λ resulta ser 0,17 se ha tomado para $\lambda(0)$ un valor inferior ($\lambda(0) = 0,12$). Respecto a $k(0)$ se observa en la figura 158b que en la rama inicial elástica ($\sigma_v < 1,5 \text{ kp/cm}^2$) el suelo es poco deformable. Por esta razón se ha asignado a $k(0)$ un valor bajo, correspondiente a un orden de magnitud inferior respecto al de $\lambda(0)$ ($k(0) = 0,012$).

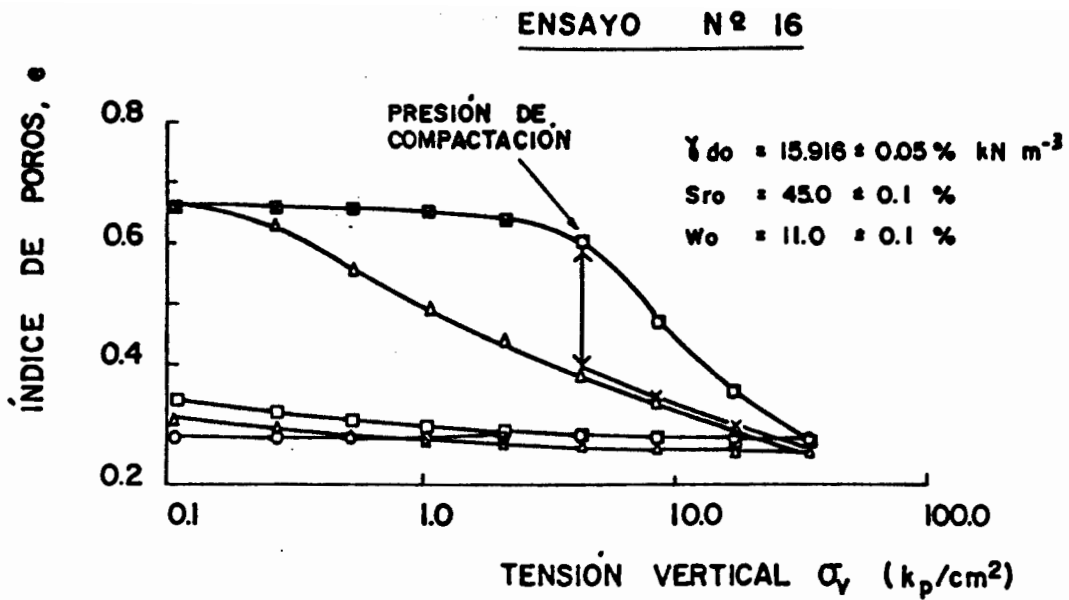


Figura 158b. Resultados obtenidos por Maswoswe (1985) (tensión vertical - índice de poros).

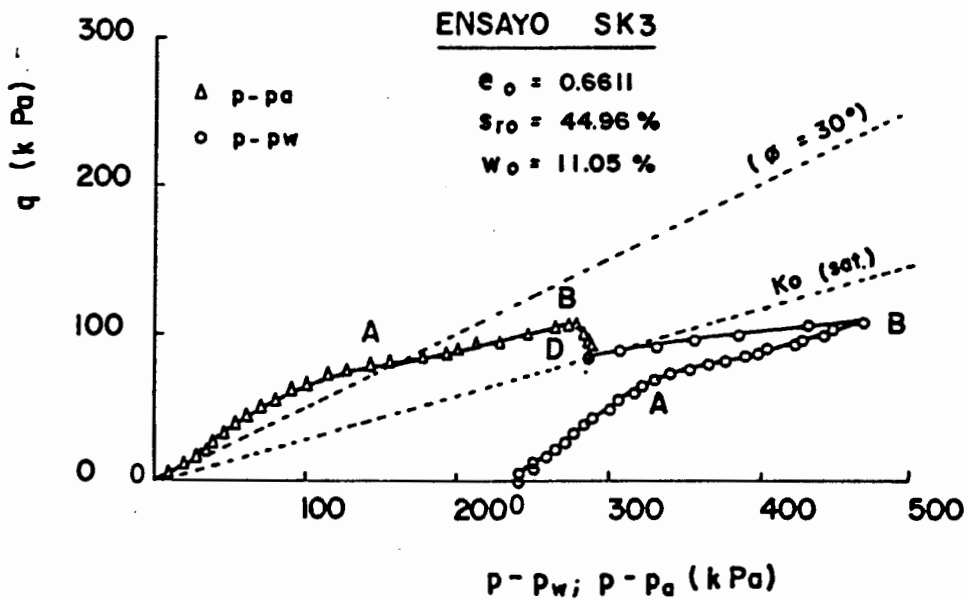


Figura 158c. Resultados obtenidos por Maswoswe ((p-p_v)/(p-p_a) - tensión de corte).

- β , r . De acuerdo con los resultados descritos en la referencia se ha considerado una variación gradual (β bajo) de la rigidez del suelo con la succión ($\beta=2,5$ l/MPa). A partir de ello y teniendo en cuenta el fuerte colapso producido al disminuir la succión (figura 158b) r se ha tomado asimismo bajo ($r=0,25$).

- p_0^* . De las figuras 158b y 158c se deduce una tensión esférica de preconsolidación de 0,2 MPa para una succión de 0,25 MPa. Este dato, conjuntamente con $\lambda(0)$, $k(0)$, β y r permite obtener p_0^* ($p_0^*=0,15$ MPa).

- λ_h , k_h . Por ser el suelo ensayado de tipo poco plástico se ha considerado que no es expansivo ($\lambda_h = k_h$). Por otro lado al producirse fenómenos de colapso en el proceso de disminución de la succión, no es posible conocer en este proceso la magnitud del hinchamiento recuperable, y en consecuencia el valor de k_h . Por esta razón este parámetro ha debido ser estimado directamente. Teniendo en cuenta que el colapso producido es elevado se ha adoptado un valor de k_h bajo ($k_h=0,002$).

- G . Este parámetro puede ser aproximado a partir de la pendiente de la tangente en $q=0$ de la curva $(p-p_h, q)$ (figura 158c). Teniendo en cuenta que esta tangente es el inicio de la trayectoria tensional en zona elástica, se cumple:

$$d\epsilon_v = \frac{k(s) \cdot d(p-p_h)}{(p-p_h) \cdot v}$$

$$d\epsilon_h = \frac{dq}{G}$$

con

$$d\epsilon_r = \frac{2}{3} \cdot d\epsilon_v$$

por ser la deformación radial nula. Estas expresiones proporcionan un valor aproximado de G. De acuerdo con ello se ha estimado $G=5,0$ MPa tomando de la referencia $dq/d(p-p_a)=0,85$, $v=1,611$, $k(0,25 \text{ MPa})=0,008$ y $p-p_a=0,02$ MPa.

- b, c, d. De los datos proporcionados en la referencia sobre la variación del grado de saturación con la succión y teniendo en cuenta el estado inicial del suelo, se ha determinado $b=4,0$ MPa, $c=75,0$ % y $d=-0,05$ MPa.

En la referencia se proporcionan, como ha sido ya indicado, o se pueden deducir, los siguientes datos del estado inicial de los ensayos: $\sigma_1-p_a=0,01$ MPa, $\sigma_3-p_a=0,005$ MPa, $s=0,24$ MPa, $v=1,6611$, $S_r=44,96$ %, $w=11,05$ %. A continuación se resumen todos estos valores:

- Parámetros:

$$\lambda(0) = 0,12$$

$$k(0) = 0,012$$

$$\beta = 2,5 \text{ 1/MPa}$$

$$r = 0,25$$

$$k_a = 0,002$$

$$G = 5,0 \text{ MPa}$$

$$c = 75,0 \%$$

$$d = -0,05 \text{ MPa}$$

- Estado inicial:

$$\sigma_1-p_a = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 - p_a = 0,005 \text{ MPa}$$

$$s = 0,24 \text{ MPa}$$

$$v = 1,6611$$

$$S_r = 44,96 \%$$

$$w = 11,05 \%$$

$$p_o^* = 0,15 \text{ MPa}$$

Las figuras 158d y 158e muestran los resultados obtenidos aplicando el modelo, conjuntamente con los descritos por Maswoswe (1985), comprobándose la buena correspondencia existente entre ellos.

6.3.4. Chu y Mou (1973)

Chu y Mou (1973) ensayan edométricamente con control de la succión una arcilla expansiva procedente del noreste de Tejas, de la que proporcionan las siguientes características básicas:

- límite líquido: 62,5 %
- índice de plasticidad: 37,2 %
- límite de retracción: 15,6 %
- tipo según la clasificación de Casagrande: CH
- % más fino que 0,002 mm: 50
- % más fino que 0,001 mm: 36
- peso específico de las partículas sólidas: 2,75 g/cc

La preparación de las muestras se realiza mediante compactación dinámica.

En esta referencia se describen varios ensayos, en cada uno de los cuales se parte de un estado inicial del suelo diferente. A efectos de compararlos con las predicciones obtenidas al aplicar el modelo propuesto se ha escogido uno de ellos en el que queda en evidencia el comportamiento expansivo de la muestra. La figura 159a muestra la trayectoria tensional correspondiente, y la figura 159b los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973) en términos de v y s .

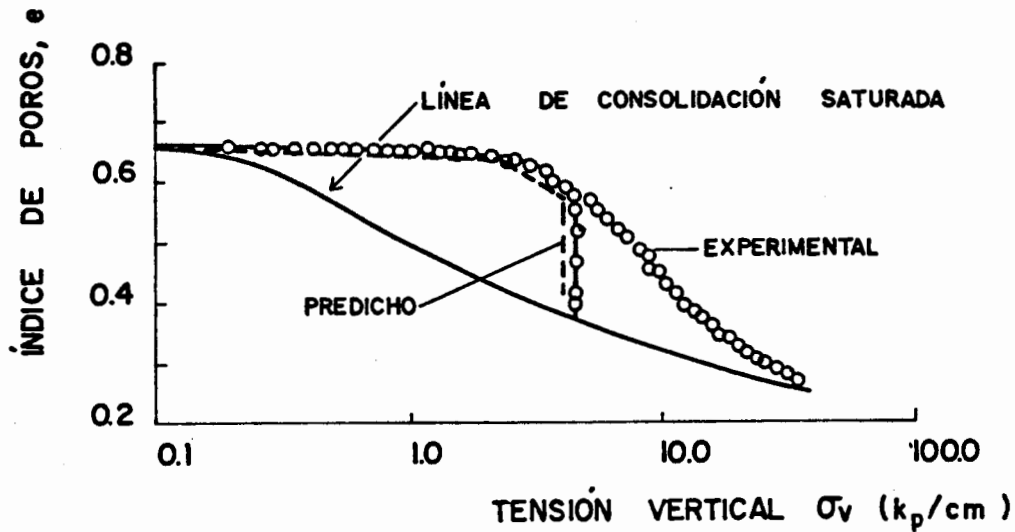


Figura 158d. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados (tensión vertical - índice de poros).

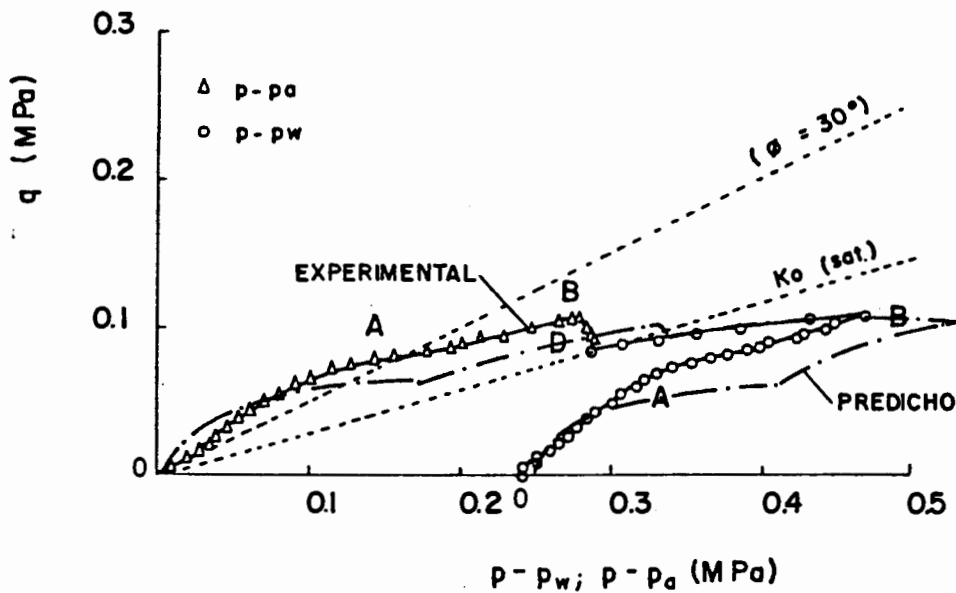


Figura 158e. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados ($(p - p_w)/(p - p_a)$ - tensión de corte).

Figuras 158. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a un ensayo descrito por Maswoswe (1985).

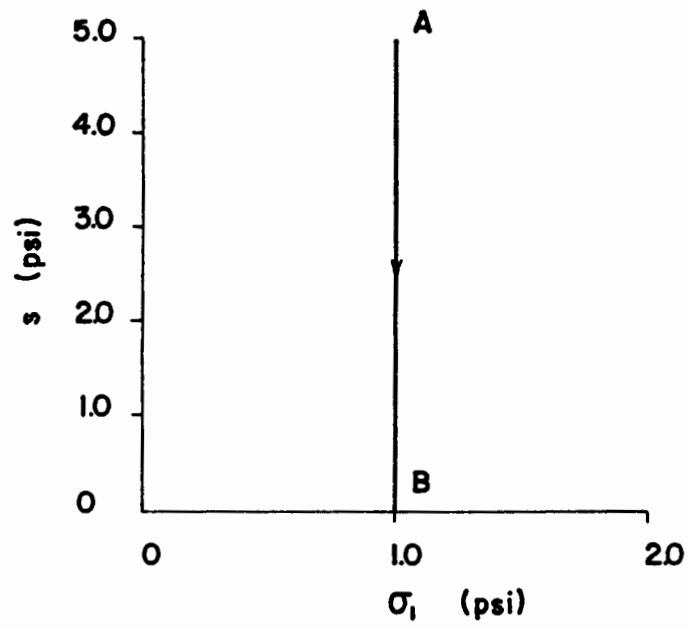


Figura 159a. Trayectoria tensional.

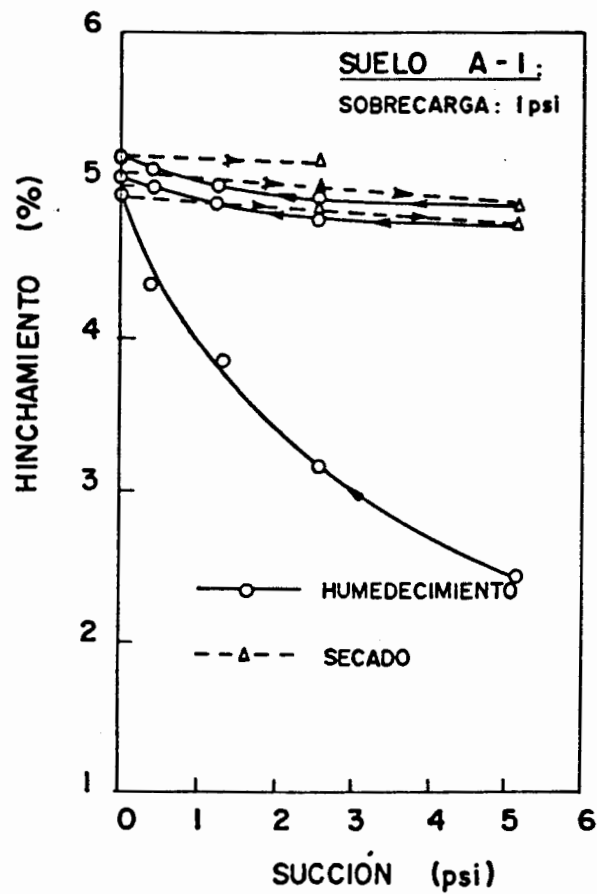


Figura 159b. Resultados obtenidos por Chu y Mou (1973) (succión - hinchamiento).

Como se observa en dichas figuras, el suelo es sometido inicialmente a una reducción de la succión desde 0,037 MPa hasta 0,0 MPa, aplicándose posteriormente ciclos sucesivos de incremento y reducción de la succión entre esos mismos valores. El suelo aumenta y disminuye su volumen específico cada vez que se reduce e incrementa, respectivamente, la succión, de forma que en la primera de dichas reducciones la deformación es muy superior a la que se produce en las demás, en las que el comportamiento es prácticamente elástico.

Se indican a continuación los criterios seguidos para determinar los valores de los parámetros del modelo que son necesarios en este caso:

- λ_h . El hinchamiento producido en el primer proceso de disminución de la succión permite aproximar el valor de este parámetro. Cabe indicar, sin embargo, que al ser el ensayo realizado de tipo edométrico, la tensión esférica no se mantiene en él constante al variar la succión (condición de deformación radial nula) por lo que en dicha curva (s,v) influyen también los parámetros que determinan la compresibilidad del suelo ante variaciones de la tensión esférica ($\lambda(0)$ y/o $k(0)$, β y r). A pesar de ello y a falta de mayor información λ_h se ha estimado de acuerdo con dicho comportamiento ($\lambda_h=0,48$).

- s_h . Debido a que a lo largo de la curva de hinchamiento correspondiente a la primera disminución de la succión no se aprecia ningún cambio en el comportamiento, se ha considerado que los hinchamientos irrecuperables se producen desde el comienzo de la trayectoria tensional ($s_h=0,037$ MPa).

- k_s . Las ramas de aumento y disminución de la succión posteriores a la primera rama de disminución, proporcionan, con las mismas observaciones indicadas en el caso de λ_h , el valor de k_s ($k_s=0,045$).

- $\lambda(0)$, $k(0)$, β , r , p_0^* . A falta de mayor información se ha supuesto que la trayectoria tensional transcurre continuamente por ramas de descarga y recarga de la tensión esférica (p_0^* suficientemente alto). En estas condiciones tan sólo es necesario determinar $k(0)$, β y r . De acuerdo con el tipo de suelo ensayado, arcilloso y expansivo, se ha adoptado para $k(0)$ un valor relativamente alto ($k(0)=0,03$). En cuanto a β y r influyen poco en este caso y se han tomado directamente dos valores medios ($\beta=10,0$ l/MPa y $r=0,75$).

- G . Al ser el valor de la tensión exterior aplicada pequeño ($\sigma_1=0,007$ MPa) se ha tomado para G un valor asimismo pequeño ($G=1$ MPa).

- $\sigma_3 - p_a$. Teniendo en cuenta que las muestras se obtienen por compactación se ha considerado la existencia de un cierto grado de sobreconsolidación ($\sigma_3 - p_a = 0,004$ MPa).

En la referencia se proporcionan, como ha sido anteriormente indicado, los siguientes datos del estado inicial de los ensayos: $\sigma_1 - p_a = 0,007$ MPa, $s = 0,037$ MPa y $v = 1,6429$. A continuación se resumen todos estos valores:

- Parámetros:

$$k(0) = 0,03$$

$$\beta = 10,0 \text{ l/MPa}$$

$$r = 0,75$$

$$\lambda_h = 0,48$$

$$k_a = 0,045$$

$$G = 1,0 \text{ MPa}$$

- Estado inicial:

$$\sigma_1 - p_a = 0,007031 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 - p_a = 0,004 \text{ MPa}$$

$$s = 0,03656 \text{ MPa}$$

$$v = 1,6429$$

$$s_h = 0,03656 \text{ MPa}$$

La figura 159c muestra conjuntamente los resultados obtenidos por Chu y Mou (1973) y los predichos por el modelo propuesto, comprobándose una buena correspondencia.

6.3.5. Yong et al (1984)

Yong et al (1984) realizan ensayos de hinchamiento y de presión de hinchamiento en un edómetro utilizando muestras inalteradas procedentes de un estrato de suelo expansivo en Sudáfrica. De los distintos ensayos descritos en esta referencia se ha escogido uno a efectos de comparar sus resultados con los predichos al aplicar el modelo propuesto, cuyo interés estriba en el tipo de trayectoria tensional seguida. Esta trayectoria, representada cualitativamente en la figura 160a, puede resumirse en los siguientes puntos:

a) inundación de la muestra en su estado inalterado midiendo la presión de hinchamiento producida al impedir su deformación.

b) reducción de la presión vertical hasta un valor pequeño, permitiendo el hinchamiento de la muestra.

c) secado parcial de la muestra con la presión vertical constante.

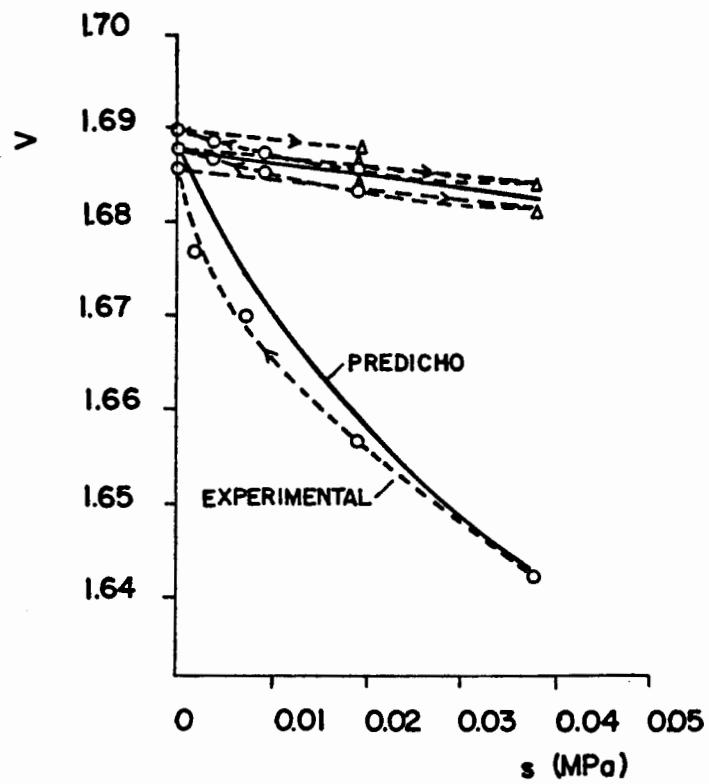


Figura 159c. Comparación entre los resultados experimentales y los calculados (succión - volumen específico).

Figuras 159. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a un ensayo descrito por Chu y Mou (1973).

d) inundación de la muestra midiendo la presión de hinchamiento producida al impedir su deformación.

e) reducción de la presión vertical hasta un valor pequeño, permitiendo el hinchamiento de la muestra.

f) secado al aire de la muestra con la presión vertical constante.

g) inundación de la muestra midiendo la presión de hinchamiento producida al impedir su deformación.

Yong et al (1984) realizan este tipo de ensayos con diferentes muestras obtenidas a profundidades variables del estrato de suelo expansivo, correspondiendo la utilizada en el caso presentado en este apartado a 2,5 m de profundidad. Se indican a continuación las características básicas de los suelos correspondientes a estas muestras:

- límite líquido: 53 % a 63 %
- límite de retracción: 5 % a 10 %
- contenido de arcilla: 38 % a 46 %
- contenido de montmorillonita: 5 a 20 %
- contenido de illita: 5 %
- contenido de caolinita: 5 %
- contenido de limo: 13% a 28%
- superficie específica: 80 m²/g a 150 m²/g

En cuanto al estado inicial de la muestra ensayada, se obtuvo el siguiente:

- densidad seca: 1,539 g/cc
- humedad: 17,2 %

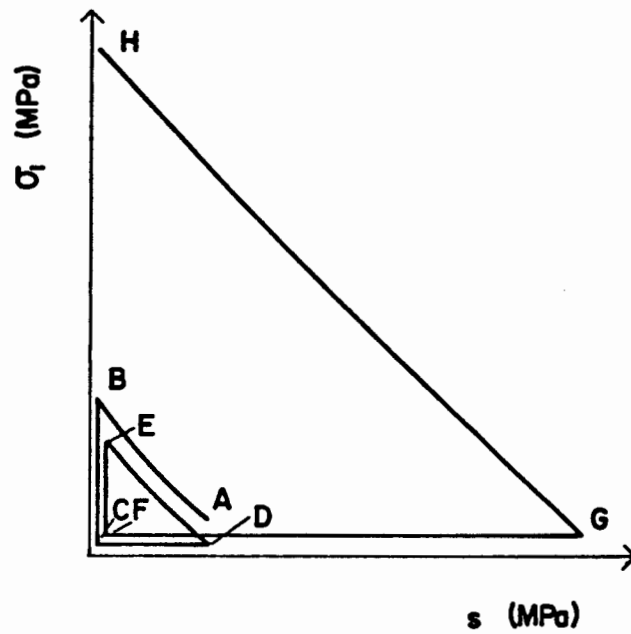


Figura 160a. Trayectoria tensional.

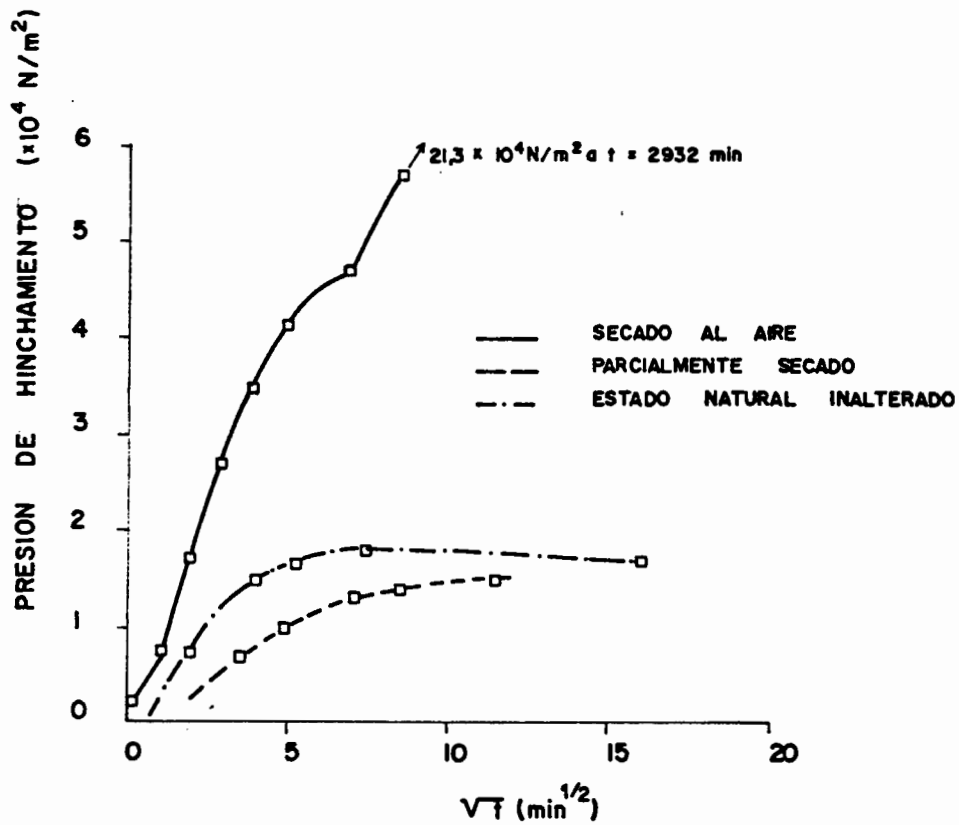


Figura 160b. Resultados obtenidos por Yong et al (1984) (tiempo - presión de hinchamiento).

En la referencia no se proporciona información sobre los valores de la succión aplicados al inicio del ensayo o durante su desarrollo, limitándose a indicar la humedad y la densidad seca de la muestra al final de los procesos de secado. Por esta razón ha sido necesario estimar dichos valores con el fin de poder definir la trayectoria tensional seguida. Para ello se han realizado las siguientes hipótesis:

a) estado inicial. Se ha considerado, con una humedad del 17,2 % y una densidad seca de 1,539 g/cc, una succión de 0,1 MPa.

b) estado tras el secado parcial. Al ser en este caso la humedad mayor que en el anterior (18,6 %) y la densidad seca algo menor (1,567 g/cc) se ha considerado una succión similar a la del estado inicial pero menor (0,08 MPa).

c) estado tras el secado al aire. La humedad en este caso es muy inferior a la de los anteriores (3,7 %) y la densidad seca superior (1,744 g/cc). En estas condiciones, se ha considerado una succión mucho mayor que en ellos (3,5 MPa).

Se ha considerado, asimismo, que en los procesos de inundación se llega a saturación completa ($s=0,0$ MPa) quedando de esta forma completamente definida la trayectoria tensional seguida.

Es difícil, de acuerdo con la información proporcionada por Yong et al (1984), llegar a determinar los valores de los parámetros del modelo en este caso necesarios. A continuación se indican los criterios que se han seguido:

- $\lambda(0)$, $k(0)$, p_0^* . Los parámetros $\lambda(0)$ y $k(0)$ son fundamentales para predecir la presión de hinchamiento generada, debido a que cuanto más rígido es el suelo ante incrementos de la tensión esférica, mayor presión es necesaria para impedir un mismo hinchamiento producido al reducir la succión. Por otro

lado, Yong et al (1984) proporcionan la evolución en el tiempo de la presión de hinchamiento medida al inundar la muestra (figura 160b), observándose que se incrementa monótonamente y de forma regular hasta un valor final. Esto indica, unido a la alta presión de hinchamiento obtenida en el último proceso de la trayectoria, que el suelo no llega a las ramas noales de incremento de la tensión esférica, por cuanto en dicho caso su rigidez disminuiría sensiblemente y la presión de hinchamiento se reduciría o pasaría a incrementarse más lentamente. Por ello se ha tomado un valor de p_0^* alto de forma que no se llegue a alcanzar la superficie de fluencia correspondiente. En estas condiciones el parámetro $\lambda(0)$ no afecta a los resultados obtenidos. Para determinar $k(0)$ se ha considerado el tipo de suelo ensayado, arcilloso y expansivo, por lo que se ha adoptado un valor relativamente alto ($k(0)=0,04$).

- β, r . La variación gradual de la presión de hinchamiento con el tiempo hasta llegar al máximo (figura 160b) indica, aunque no se conoce la evolución de la succión, que β es relativamente bajo. Se ha considerado, por ello, $\beta=5,0$ 1/MPa. Con respecto a r , y a falta de mayor información, se ha adoptado el valor 0,25.

- $\lambda_s, \lambda_h, k_s, s_0, s_h$. No se proporciona en la referencia ningún dato que permita aproximar λ_s y s_0 . Se han estimado, por ello, directamente, los valores $\lambda_s=0,04$ y $s_0=1,0$ MPa. k_s es un parámetro que influye decisivamente en la última presión de hinchamiento medida, por cuanto previamente a la trayectoria correspondiente se han producido ya la mayor parte de los hinchamientos irre recuperables. Con base en esto se ha adoptado el valor $k_s=0,009$. En cuanto a s_h , y teniendo en cuenta que la evolución con el tiempo de la presión de hinchamiento producida en la primera disminución de la succión no presenta ninguna variación de comportamiento (figura 160b), se ha considerado que los hinchamientos irre recuperables se producen prácticamente desde el comienzo de la trayectoria tensional ($s_h=0,7$ MPa). En estas condiciones λ_h puede ser estimada a partir de la presión generada en esta primera

disminución de la succión ($\lambda_h = 0,015$).

- $\sigma_3 - p_a$. Al haberse considerado previamente que el suelo partía de un estado sobreconsolidado, $\sigma_3 - p_a$ se ha aproximado en 0,08 MPa.

- G. Para este parámetro se ha adoptado un valor bajo (G=1,0 MPa) por ser asimismo bajos los valores de las tensiones exteriores aplicadas.

Como ha sido anteriormente indicado, en la referencia se proporciona la densidad seca inicial de la muestra (1,539 g/cc). Suponiendo un peso específico de las partículas sólidas de 2,75 g/cc se obtiene un volumen específico inicial de 1,7869.

A continuación se resumen todos los valores adoptados:

- Parámetros:

$$k(0) = 0,04$$

$$\beta = 5,0 \text{ 1/MPa}$$

$$r = 0,25$$

$$\lambda_s = 0,04$$

$$\lambda_h = 0,015$$

$$k_s = 0,009$$

$$G = 1,0 \text{ MPa}$$

- Estado inicial:

$$\sigma_1 - p_a = 0,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_3 - p_a = 0,008 \text{ MPa}$$

$$s = 0,1 \text{ MPa}$$

$$v = 1,7869$$

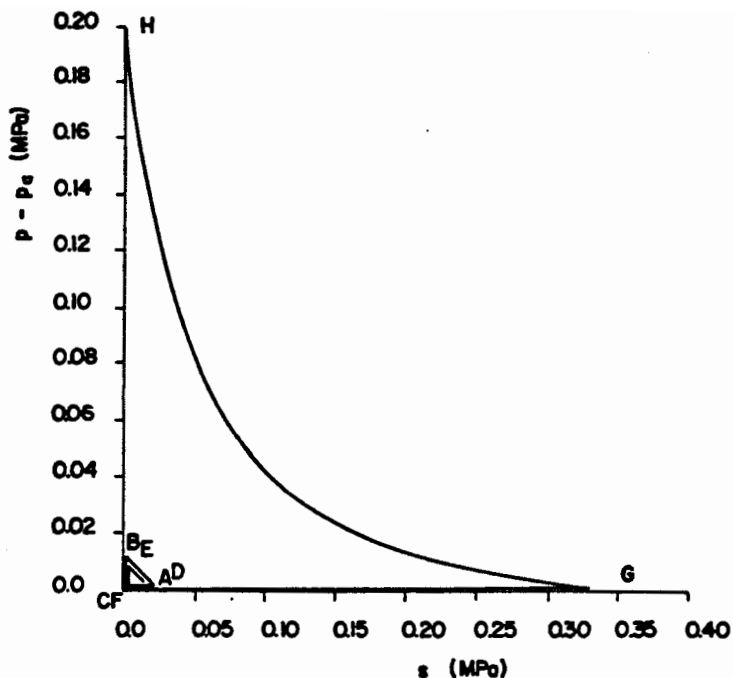


Figura 160c. Resultados calculados correspondientes a la trayectoria tensional ABCDEF (succión - presión de hinchamiento).

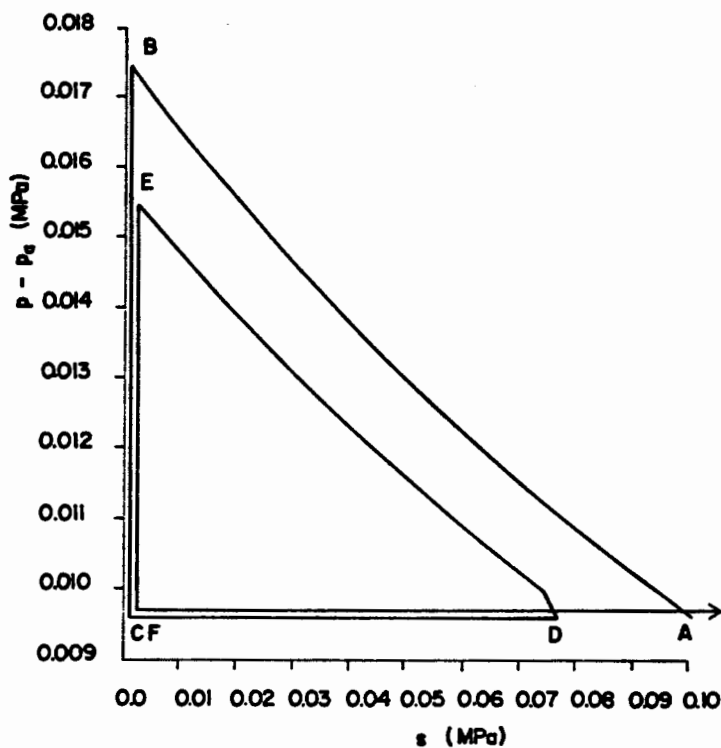


Figura 160d. Resultados calculados, correspondientes a la trayectoria tensional completa (succión - presión de hinchamiento).

Figuras 160. Comparación entre resultados experimentales y calculados, correspondientes a un ensayo descrito por Yong et al (1984).

$$s_o = 1,0 \text{ MPa}$$

$$s_h = 0,07 \text{ MPa}$$

Las presiones de hinchamiento obtenidas por Yong et al (1984) en los procesos a, d y f indicados anteriormente son, respectivamente, 0,179 MPa, 0,149 MPa y 2,13 MPa. Las figuras 160c y 160d muestran, por otro lado, el comportamiento obtenido aplicando el modelo propuesto, comprobándose que las presiones de hinchamiento predichas son muy cercanas a las observadas en dicha referencia.

7. RESUMEN, CONCLUSIONES Y LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

7.1. RESUMEN Y CONCLUSIONES

En los puntos relacionados a continuación se resumen los aspectos más importantes del trabajo realizado y las conclusiones derivadas de él:

a) Equipo experimental

- se ha desarrollado un equipo de laboratorio, partiendo de un triaxial hidráulico convencional, que permite la realización automatizada de ensayos en los que se controla el estado tensional aplicado y su variación y se obtiene el estado deformacional y de humedad de las muestras mediante el uso de un sistema de adquisición de datos y un computador. Las características principales de este equipo y de la instrumentación correspondiente se indican a continuación:

1. Estado tensional:

- estado tensional aplicado: σ_1 , $\sigma_2 = \sigma_3$, p_a y p_v .
- variables tensionales utilizadas: $p - p_a$ (tensión esférica $(\sigma_1 + 2 \cdot \sigma_3) / 3 - p_a$), s (succión $p_a - p_v$) y q (tensión de corte $\sigma_1 - \sigma_3$).
- generación de las presiones con tres potes de mercurio autocompensados (σ_3 , p_v y $\sigma_p = k_1 \cdot \sigma_1 + k_2 \cdot \sigma_3 + k_3$) y con un compresor y un manómetro regulador (p_a).
- medida del estado tensional mediante transductores de presión (σ_3 , p_a y p_v) y de carga (q).
- variación del estado tensional mediante tres sistemas motorreductores con sus variadores respectivos (σ_3 , p_v y σ_p).

2. Estado de las muestras:

- parámetros obtenidos: Δh ($\Delta \epsilon_1$), Δr ($\Delta \epsilon_r$) y ΔV_v .
- parámetros utilizados: $\Delta \epsilon_v$ (deformación volumétrica $\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$), $\Delta \epsilon_s$ (deformación de corte $2 \cdot (\epsilon_1 - \epsilon_r) / 3$), w y S_r .
- medida de Δh con un transductor de desplazamiento sumergible, dispuesto interiormente a la célula triaxial, que proporciona directamente la variación en altura de la muestra.
- medida de Δr con un transductor de desplazamiento sumergible, dispuesto interiormente a la célula triaxial, que proporciona la variación en altura de un flotador colocado en un recipiente cilíndrico hueco lleno de mercurio, que rodea a la muestra.

- medida de ΔV_v con un transductor de desplazamiento colocado en el pote de mercurio que genera p_v y que proporciona la variación en altura de dicho mercurio relativa a la posición del pote.

3. Control de los ensayos:

- obtención visual de las medidas con el uso de dos manómetros convencionales (p_v , σ_3 y σ_p con uno de ellos y p_a con el otro) y de un voltímetro digital conectado a los siete alimentadores y acondicionadores de señal de los transductores (correspondientes a σ_3 , p_v , p_a , σ_p , Δh , Δr y ΔV_v).

- obtención automática de las medidas con el uso de un adquisidor de datos conectado, por una parte, a los siete alimentadores y acondicionadores de señal, y por otra, a un computador.

- procesado, impresión y almacenamiento de datos con el uso del computador indicado en el punto anterior, de una impresora y de una unidad de disco.

- control de las trayectorias tensionales y del proceso de ensayo con dicho computador y con un equipo auxiliar conectado a los tres sistemas motorreductores que permite la puesta en marcha, parado y conmutación de éstos últimos en determinadas combinaciones. Con esta disposición es posible seguir, directamente, una gama amplia de trayectorias tensionales o, por aproximaciones sucesivas, cualquier tipo de camino en el espacio ($p-p_a$, s, q).

4. Procesado y representación de resultados:

- los resultados son transmitidos a ordenadores más potentes en los que es posible su procesado completo, su impresión en formatos específicos y su representación gráfica en plotter.

- se tuvo especial cuidado al diseñar y fabricar parte de las nuevas piezas del equipo utilizado cuya función en él eran críticas para la medida de alguna de las variables consideradas. Se indican a continuación varios casos significativos:

- flotador. El correcto funcionamiento del flotador es básico al medir Δr . Para impedir su acodamiento con el cilindro que rodea la muestra se fabricó con forma de toro de revolución, adecuadamente equilibrado, y de acero inoxidable (material con mayor peso específico que el metacrilato o el aluminio).

- cilindro superior a la muestra. Para evitar la acumulación de aire entre este cilindro y la membrana que rodea a la muestra se fabricó con material poroso en sus dos tercios inferiores. Este aire acumulado podría dificultar el movimiento libre vertical del flotador. Por otro lado el tercio superior se dividió en dos partes para facilitar el montaje de la célula triaxial al comenzar los ensayos.

- pieza inferior al transductor de carga. La disposición de esta pieza es imprescindible para mantener la verticalidad de la muestra y, en consecuencia, para medir el estado deformacional de ésta última con fiabilidad y para asegurar su correcto contacto con el transductor de carga.

- el cilindro hueco que rodea a la muestra y el correspondiente al pote de mercurio que genera p_v fueron mecanizados a partir de piezas macizas de metacrilato asegurando su correcta geometría. De esta forma la medida de Δr y ΔV_v es más fiable.

- el muelle del pote de mercurio que genera p_v fué ajustado de forma que éste último quedase autocompensado y la medida de p_v no dependiese del volumen de mercurio contenido en dicho pote.

- para las nuevas piezas del equipo se utilizó, fundamentalmente, metacrilato y aluminio. Estos dos materiales presentan la ventaja de ser fácilmente mecanizables. Respecto a ellos se pueden hacer los siguientes comentarios:

- metacrilato. El metacrilato es un material frágil, lo cual puede plantear problemas, en este caso, si se le deben roscar tornillos. Su comportamiento, pese a este inconveniente, ha sido satisfactorio en todas las piezas.

- aluminio. El principal problema planteado por el aluminio ha sido su fácil oxidación. Para evitar este fenómeno todas las piezas realizadas con este material fueron anodizadas y protegidas con pinturas especiales, obteniendo de esta forma un comportamiento satisfactorio. Cabe indicar, sin embargo, que el uso de otros materiales, como el acero inoxidable, permite prescindir de estas precauciones, aunque su mecanización es entonces más lenta.

b) Ensayos realizados

- se han realizado ensayos de laboratorio con el equipo desarrollado siguiendo trayectorias diversas del espacio $(p-p_a, s, q)$. Estas trayectorias han estado compuestas por subtramos en los que se ha variado una, o a lo sumo dos, de las tensiones aplicadas $(p-p_a, s$ y $q)$. Los tipos de subtramos considerados han sido los siguientes:

- $d(p-p_a) > 0$ o $d(p-p_a) < 0$, $ds=0$ y $dq=0$
- $d(p-p_a)=0$, $ds > 0$ o $ds < 0$ y $dq=0$
- $d(p-p_a)=0$, $ds=0$ y $dq > 0$
- $d(p-p_a) > 0$, $ds=0$ y $dq > 0$ con $dq/d(p-p_a)=3$ ($d\sigma_3=0$)

- en estos ensayos se han utilizado dos suelos, un caolín tipo ML (índice de plasticidad 11,8%) y una mezcla al 50% en peso de este caolín con una arcilla tipo CH (índice de plasticidad 265%). La mayor parte de los ensayos se han realizado con el caolín solo, estudiando los aspectos más generales del suelo. Con el caolín+arcilla se ha realizado un ensayo para estudiar su comportamiento expansivo.

- el estado inicial de las muestras de caolín ha sido el mismo en todos los ensayos, con un volumen específico y un grado de saturación altos ($v=1,978$ y $S_r=0,92$). El estado tensional inicialmente aplicado ha sido también siempre el mismo ($p-p_a=0,045$ MPa, $s=0,01$ MPa y $q=0,0$ MPa). Las muestras quedaban un día consolidando tras aplicar estas tensiones, procediéndose después a seguir las trayectorias tensionales correspondientes. En el caso del

caolín+arcilla el estado inicial de las muestras ha sido el definido por $v=1,7$ y $S_r=0,65$ y el estado tensional inicial el definido por $p-p_u=0,45$ MPa, $s=0,06$ MPa y $q=0,0$ MPa. Con este suelo, más impermeable, el periodo de consolidación se prolongó hasta tres días.

- los aspectos estudiados en estos ensayos han sido los siguientes:

- comprobación de las velocidades reales de variación de cada una de las tensiones y de su uniformidad cuando son mantenidas constantes.
- comprobación de la suficiente lentitud en la variación de las tensiones durante los ensayos.
- obtención del estado de las muestras tras la consolidación inicial.
- repetibilidad de los ensayos.
- variación del estado final de las muestras dependiendo de la historia tensional seguida en trayectorias con succión creciente y decreciente.
- compresibilidad del suelo ante cambios en la tensión esférica a varios niveles de la succión.
- compresibilidad del suelo ante cambios en la succión a varios niveles de la tensión esférica.
- comportamiento en ensayos a tensión de corte creciente.

- estados de rotura.

- compresibilidad del caolín+arcilla ante cambios en la succión a varios niveles de la tensión esférica.

- las principales conclusiones obtenidas han sido las siguientes:

- la fiabilidad de los ensayos, tanto en lo que respecta a la evolución del estado tensional aplicado como a la repetibilidad de los resultados, ha sido correcta.

- el estado de las muestras en trayectorias que incluyan monótonamente incrementos de la tensión esférica y disminuciones de la succión es independiente del camino seguido.

- el estado de las muestras en trayectorias que incluyan incrementos monótonos de la tensión esférica y de la succión depende del camino seguido, de forma que cuanto mayor es la succión a la que se incrementa la tensión esférica mayor es el volumen específico y menores el grado de saturación y la humedad finales.

- el comportamiento del suelo ante variaciones de la tensión esférica a succión constante es análogo cualitativamente al caso saturado, pudiendo ser representado a partir de las ramas noales de carga y las de descarga y recarga, ambas con leyes logarítmicas respecto al volumen específico.

- la rigidez del suelo ante variaciones de la tensión esférica se ve afectada por la succión, de forma que aumenta con ella para los intervalos tensionales utilizados.
- los incrementos de la succión aumentan el grado de sobreconsolidación del suelo ante incrementos de la tensión esférica.
- el comportamiento del suelo en lo que se refiere a su compresibilidad inducida directamente por variaciones en la succión puede ser representada mediante las ramas noales de carga y las de descarga y recarga, ambas con leyes logarítmicas respecto al volumen específico.
- en los intervalos tensionales utilizados la rigidez del suelo ante variaciones de la succión es independiente de la tensión esférica aplicada.
- los incrementos de la tensión esférica aumentan el grado de sobreconsolidación del suelo ante incrementos de la succión.
- el colapso producido depende de la tensión esférica aplicada, de forma que aumenta con ella en los intervalos tensionales utilizados.
- el hinchamiento de suelos expansivos al reducir la succión puede ser representado mediante las ramas noales de descarga y las de recarga y descarga.
- el comportamiento del suelo ante incrementos de la tensión de corte a succión constante puede considerarse cualitativamente análogo al caso saturado, quedando definida para cada succión la superficie de estado límite que relaciona v , $p-p_u$ y q .

- en los intervalos tensionales utilizados la resistencia al corte se incrementa con la tensión esférica y con la succión de forma que se puede definir un plano de estado crítico que es el lugar geométrico de los estados de rotura.

- la representación gráfica de parámetros como λ o λ_s al variar la tensión esférica o la succión facilita la comprobación de los tipos de relaciones más adecuadas para describir el comportamiento del suelo, así como la determinación de los propios valores de λ o λ_s , de la presión de preconsolidación y del grado de sobreconsolidación correspondientes.

c) Modelo de comportamiento propuesto

- se ha elaborado un modelo de comportamiento elastoplástico que reproduce las respuestas características de suelos no saturados. A continuación se resume el planteamiento de este modelo:

- plano $(v_p, p-p_s)$. El comportamiento queda definido a partir de las rectas de carga noval con pendiente $\lambda(s)$ y de las rectas de descarga y recarga con pendiente $k(s)$, que relacionan v_p y $\ln(p-p_s)$.

- plano (v_s, s) . El comportamiento queda definido a partir de las rectas de carga noval con pendiente λ_s , de las rectas de descarga y recarga con pendiente k_s y, en el caso de suelos expansivos, de las rectas de descarga noval con pendiente $\lambda_h(p-p_s)$, que relacionan v_s y $\ln(s+p_{atm})$.

▪ $\lambda(s)$, $k(s)$ y $\lambda_h(p-p_a)$. Se han propuesto las siguientes expresiones:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \cdot ((1-r) \cdot \exp(-\beta \cdot s) + r)$$

$$k(s) = \frac{k(0)}{\lambda(0)} \cdot \lambda(s)$$

$$\lambda_h(p-p_a) = A \cdot \ln\left(\frac{p_h}{p-p_a}\right)$$

con r y β dos parámetros y p_h la presión de hinchamiento.

▪ deformaciones

$$d\epsilon_v^* = \frac{k(s) \cdot \frac{d(p-p_a)}{p-p_a} + k_s \cdot \frac{ds}{s+p_{atn}}}{v}$$

$$d\epsilon_s^* = \frac{dq}{G}$$

$$d\epsilon_v^p = d\epsilon_{vp}^p + d\epsilon_{vs}^p + d\epsilon_{vh}^p$$

$$d\epsilon_s^p = d\epsilon_{sp}^p$$

▪ superficies de fluencia:

$$f_1(p-p_a, s, q, p_0^*) = q^2 - M^2 \cdot (p-p_a + p_a(s)) \cdot (p_0 - (p-p_a)) = 0$$

$$f_2(s, s_0) = s - s_0 = 0$$

$$f_3(s, s_h) = s - s_h = 0$$

con

$$p_a = k \cdot s$$

$$p_0 = \exp\left(\frac{(\lambda(0)-k(s)) \cdot \ln(p_0^*)}{\lambda(s)-k(s)}\right)$$

■ leyes de fluencia:

$$d\epsilon_{vp}^p = \mu_1 \cdot r_p$$

$$d\epsilon_{sp}^p = \mu_1 \cdot r_q$$

$$d\epsilon_{vs}^p = \mu_2 \cdot \frac{\partial g_2}{\partial s}$$

$$d\epsilon_{vh}^p = \mu_3 \cdot \frac{\partial g_3}{\partial s}$$

con

$$r_p = 1$$

$$r_q = \frac{2 \cdot q}{M^2 \cdot (2 \cdot (p-p_s) + p_s - p_0)}$$

$$g_2(s, s_0) = s - s_0 = 0$$

$$g_3(s, s_h) = s - s_h = 0$$

■ leyes de rigidización:

$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0)-k(s)} \cdot d\epsilon_v^p$$

$$\frac{ds_0}{s_0 + p_{ata}} = \frac{v}{\lambda_s - k_s} \cdot d\epsilon_v^p$$

$$\frac{ds_h}{s_h + p_{ata}} = \frac{v}{\lambda_h - k_s} \cdot d\epsilon_v^p$$

- grado de saturación y humedad:

$$S_r = 100 - th(b.s).(c+d.(p-p_a)) \quad (\%)$$

$$w = \frac{\gamma_w}{\gamma_s} \cdot (v-1) \cdot S_r$$

- mediante este planteamiento se reproducen los siguientes comportamientos característicos de suelos no saturados:

- el estado deformacional y el grado de saturación de suelos no expansivos en trayectorias tensionales que incluyan monótonamente incrementos de la tensión esférica y disminuciones de la succión son independientes del camino seguido. En otro caso esta dependencia existe.

- la rigidez del suelo ante cambios de la tensión esférica depende de la succión (de acuerdo con $\lambda(s)$ y $k(s)$).

- los incrementos de la succión, así como las disminuciones de la succión en suelos expansivos, pueden provocar deformaciones irrecuperables. Una vez producidas éstas, el suelo presenta un comportamiento elástico en posteriores ciclos de variación de la succión.

- el colapso del suelo depende de la tensión esférica aplicada incrementándose con ella. La adecuada modificación de las leyes logarítmicas que relacionan v y $p-p_a$, limitando la reducción de v para tensiones esféricas elevadas, o la adopción de otro tipo de expresión para $\lambda(s)$ permite asimismo

reproducir un máximo de colapso con la tensión esférica.

- el proceso de colapso hace tender al suelo al volumen específico correspondiente a su estado noval saturado.

- el hinchamiento de un suelo expansivo depende de la tensión esférica aplicada de forma que se reduce con ella.

- la presión de hinchamiento de un suelo expansivo depende de la trayectoria tensional que se siga para su obtención, de forma que aumenta cuanto más tarde se aplique dicha presión durante el proceso de humedecimiento.

- en un proceso de disminución de la succión un suelo puede hinchar, colapsar o combinar sucesivamente estos dos comportamientos.

- los incrementos de la succión sobreconsolidan al suelo ante incrementos de la tensión esférica y los incrementos de la tensión esférica sobreconsolidan al suelo ante incrementos de la succión.

- la rigidez y la resistencia al corte se incrementan con la tensión esférica. Su dependencia con la succión depende de las hipótesis que se realicen sobre $\lambda(s)$ y $p_e(s)$, siendo posible reproducir un máximo de dichas rigidez y resistencia al corte adoptando unas expresiones adecuadas para dichas funciones.

d) Comparación entre resultados experimentales y calculados

- se han comparado parte de los resultados experimentales obtenidos en esta tesis y otros procedentes de varias referencias con las predicciones realizadas aplicando el modelo de comportamiento propuesto. Para ello se han determinado los valores de los parámetros correspondientes a cada suelo ensayado a partir de la información existente sobre estos suelos, y se han reproducido las trayectorias tensionales seguidas en cada uno de los ensayos.

- de estas comparaciones puede concluirse la buena correspondencia general obtenida entre los resultados experimentales y los calculados, de forma que se ha comprobado la capacidad del modelo propuesto para reproducir los comportamientos característicos de suelos no saturados.

7.2. LINEAS FUTURAS DE INVESTIGACION

Se relacionan a continuación las principales líneas de investigación que se deducen del trabajo desarrollado y expuesto en esta tesis. Gran parte de ellas van encaminadas a estudiar comportamientos específicos de suelos no saturados que permitan confirmar o modificar algunas de las hipótesis realizadas al elaborar el modelo elastoplástico propuesto.

1. Comportamientos generales del suelo

a) Estudio experimental y modelación correspondiente de las relaciones $(v, p-p_u)$ con $ds=0$ y $dq=0$ para intervalos de variación suficientemente amplios de $p-p_u$. Dependencia con s de estas relaciones y del estado de sobreconsolidación del suelo ante incrementos de $p-p_u$. Se debe obtener con ello que

las diferentes curvas $(v, p-p_a)$ en $s=cte$ tienden a converger para valores de $p-p_a$ elevados. Como primera fase se puede considerar el caso $q=0$.

b) Estudio experimental y modelación correspondiente de las relaciones (v, s) con $d(p-p_a)=0$ y $dq=0$ para intervalos de variación amplios de s . Dependencia con $p-p_a$ de estas relaciones y del estado de sobreconsolidación del suelo ante incrementos de s . En el caso de suelos expansivos es de interés, aparte de estudiar dichas relaciones, comprobar la posible dependencia con $p-p_a$ del valor de s en que comienza el hinchamiento irre recuperable. Como primera fase se puede considerar, análogamente al punto anterior, el caso $q=0$.

c) Estudio experimental de las deformaciones de corte producidas en el suelo en procesos $d(p-p_a)=0$, $ds=0$ y $dq \neq 0$, $d(p-p_a) \neq 0$, $ds=0$ y $dq=0$ y $d(p-p_a)=0$, $ds \neq 0$ y $dq=0$ así como de las deformaciones volumétricas en procesos $d(p-p_a)=0$, $ds=0$ y $dq \neq 0$.

2. Hipótesis del modelo elastoplástico propuesto

a) Estudio experimental de la posible dependencia de los parámetros λ_a y k_a con $p-p_a$ (en directa relación con el punto 1b anterior) y del tipo de expresiones más adecuadas para las funciones $\lambda(s)$, $k(s)$ y $\lambda_h(p-p_a)$ (en directa relación con los puntos 1a y 1b anteriores).

b) Estudio de las leyes de rigidización y, específicamente, de la influencia que tiene la variación de cada una de las tres deformaciones volumétricas irre recuperables ϵ_{vp}^p , ϵ_{vs}^p y ϵ_{vh}^p sobre los parámetros de rigidización s_0 y s_h , p_0^* y s_h y p_0^* y s_0 respectivamente.

c) Estudio de la forma y de la expresión matemática de las tres superficies de fluencia en el plano $(p-p_a, s)$ y en el espacio $(p-p_a, s, q)$ (en directa relación con los puntos 1a y 1b anteriores).

d) Estudio de las leyes de fluencia (en directa relación con el punto 1c anterior).

e) Elaboración de un modelo de comportamiento que permita predecir con fiabilidad la evolución del grado de saturación y de la humedad del suelo.

3. Parámetros utilizados en el modelo elastoplástico propuesto

a) Correlación entre valores característicos de los parámetros y los tipos de suelo a que corresponden.

b) Variación de los valores de los parámetros al modificar la microestructura de un mismo suelo. Este estudio permite, asimismo, comprobar la variación de otros elementos del modelo (superficies de fluencia, leyes de fluencia, etc.) al modificar dicha microestructura.

4. Aplicación, comparación y ampliación del modelo elastoplástico propuesto

a) Introducción del modelo en problemas de contorno, estudio de las predicciones obtenidas y comparación con casos reales.

b) Planteamiento general del modelo a partir de las variables tensionales $\sigma_1 - p_a$, $\sigma_2 - p_a$, $\sigma_3 - p_a$ y $p_a - p_v$ (con $\sigma_2 + \sigma_3$).

ANEJO. REFERENCIAS

Abelev, I.M. (1968). "Principles of Planning and Execution in Collapsible Loess Soils". Moscú.

Abelev, I.M. (1975). "Compacting loess soils in the U.S.S.R.". Symp. on Ground Treat. by Deep Comp., Géotechnique, Vol. 25, Nº 1, pp. 79-82.

Abeyesekera, R.A. y Lovell, C.W. (1981). "Volume Changes in Compacted Clays and Shales on Saturation". Transp. Res. Rec. Nº 790, pp. 67-73.

Agarwal, K.P. y Sharma, S.C. (1973). "A Method for Measuring Swelling Pressure of an Expansive Soil". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 155-159.

Ahmed, S., Lovell, C.W. y Diamond, S. (1974). "Pore sizes and strength of compacted clay". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 100, GT4, pp. 407-426.

Ahuja, L.R., Green, R.E., Chong, S.K. y Nielsen, D.R. (1980). "A simplified functions approach for determining soil hydraulic conductivities and water characteristics in situ". Water Res. Res., Vol. 16, Nº 5, pp. 947-953.

Aitchison, G.D. (1956). "Some preliminary studies of unsaturated soils. (a) The circumstances of unsaturation in soils with particular reference to the Australian environment". Proc. 2nd Aus.-New Zeal. S.M. Conf., Christchurch, pp. 173-191.

Aitchison, G.D. (1961). "Relationships of moisture stress and effective stress functions in unsaturated soils". Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, London.

Aitchison, G.D. (1965). Discussion in Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Montreal, Vol. 3, pp. 318-321.

Aitchison, G.D. (1967). "The separate roles of site investigation, quantification of soil properties and selection of operational environment in the determination of foundation design on expansive soils". Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, Vol. 2, pp. 72-77.

Aitchison, G.D. (1973). Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, General Report session 4, Vol. 3, pp. 161-190.

Aitchison, G.D. y Donald, I.B. (1956). "Effective Stresses in Unsaturated Soils". Proc. 2on Aus.-New Zeal. S.M. Conf., Christchurch, pp. 192-199.

Aitchison, M.E. y Martin, R. (1973). "A membrane oedometer for complex stress-path studies in expansive clays". Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, pp. 161-167.

Aitchison, G.D. y Woodburn, J.A. (1969). "Soil Suction Foundation Design". Proc. 7th I.C.S.M.F.E., Mexico, Vol. 2, pp. 1-8.

Alonso, E., Gens, A. y Hight, D.W. (1987). "Special Problem Soils". Proc. 9th E.C.S.M.F.E., Dublin, General Report, Session 5, pp. 5.1-5.60.

Alonso E. y Lloret A. (1985). "Comportamiento de suelos parcialmente saturados". Rev. de O.P., Mayo-Junio, pp. 435-461.

Altemeyer, W.T. (1955). "Discussion of Engineering Properties of Expansive Soils". Proc. Am. Soc. of Civil Eng., Vol. 81, separate Nº 658, Marzo, pp. 17-19.

Anagnosti, P. (1973). "Storage dams founded on collapsing loess soils". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Vol. 2.2, pp. 7-11.

Anderson, K.O. y Thomson, S. (1969). "Modification of Expansive Soils of Western Canada with Lime". Proc. 2on Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas, pp. 175-182.

Arnold, M. (1984). "The Genesis, Mineralogy and Identification of Expansive Soils". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaide, South Australia, pp. 32-41.

Au, W.C. y Chae, Y.S. (1980). "Dynamic shear modulus of treated expansive soils". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 106, GT3, pp. 255-273.

Austerlitz, G., Ishai, I. y Komornik, A. (1983). "Prediction of Collapse Potential in Israeli Loess Subgrades". Proc. 7th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, pp. 106-111.

Badger, W.W. y Lohnes, R.A. (1973). "Pore structure of friable loess". *Transp. Res. Rec.* 429, pp. 14-25.

Bally, R.J., Antonescu, I.P., Andrei, S.V., Dron, A. y Popescu, D. (1973). "Hydrotechnical Structures on Loessial Collapsible Soils". *Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2,* pp. 17-22.

Barden, L. (1965). "Consolidation of compacted and unsaturated clays". *Géotechnique, Vol. 15, Nº 3,* pp. 267-286.

Barden, L., Madedor, A.O. y Sides, G.R. (1969). "Volume change characteristics of unsaturated clays". *J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 95, SM1,* pp. 33-51.

Barrow, G.M. (1961). "Physical-Chemistry". New York, McGraw-Hill.

Bazet, D.J. y Bell, E.S. (1963). "Influence of placement condition on shear test results on compacted clay". *Laboratory shear testing of soils, A.S.T.M. S.T.P. 361,* pp. 423-434.

Beal, N.S. (1984). "Direct Determination of Linear Dimension Versus Moisture Content Relationship in Expansive Clays". *Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida,* pp. 62-66.

Bear, J. (1972). "Dynamics of fluid flow in porous media". Amsterdam, Elsevier.

Beckman, G.G., Hubble, G.D. y Thompson, C.H. (1971). "Gilgai forms, Distribution and Soil Relationships in North Eastern Australia". *Proc. Symp. on Soils and Earth Structures in Arid Climates, Adelaida,* pp. 116-21.

Bishop, A.W. (1959). "The principle of effective stress".
Tecknisk Ukeblad, Nº 39, pp. 1-5.

Bishop, A.W. y Blight, G.E. (1963). "Some aspects of
effective stress in saturated and partly saturated soils".
Géotechnique, Vol. 13, Nº 3, pp. 177-198.

Bishop, A.W., Alpan, I., Blight, G.E. y Donald, I.B.
(1960). "Factors controlling the strength of partly
saturated cohesive soils". Res. Conf. on Shear Strength of
Cohesive Soils, Boulder, pp. 503-532.

Bishop, A.W. y Donald, I.B. (1961). "The experimental study
of partly saturated soil in the triaxial apparatus". Proc.
5th I.C.S.M.F.E., París, Vol. 1, pp. 13-21.

Bishop, A.W. y Eldin, A.K.G. (1950). "Undrained triaxial
tests on saturated sands and their significance in the
general theory of shear strength". Géotechnique, Vol. 2, Nº
1, pp. 13-32.

Bishop, A.W. y Henkel, D.J. (1962). "The measurement of
soil properties in the triaxial test". Edward Arnold,
Londres.

Bishop, A.W. y Wesley, L.D. (1975). "A hydraulic triaxial
apparatus for controlled stress path testing".
Géotechnique, Vol. 25, Nº 4, pp. 657-670.

Blaser, H.D. y Arulanandan, K. (1973). "Expansion of Soils
Containing Sodium Sulfate". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp.
13-16.

Blight, G.E. (1960). Discussion. Pore pressure and suction in soils, Butterworths, Londres, pp. 72-73.

Blight, G.E. (1965a). "The time rate of heave of structures on expansive soils". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Australia, pp. 78-88.

Blight, G.E. (1965b). "A study of effective stresses for volume change". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Australia, pp. 259-269.

Blight, G.E. (1983). "Aspects of the capillary model for unsaturated soils". Proc. 7th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, Vol. 1, pp. 1-7.

Blight, G.E. y Williams, A.A.B. (1971). "Cracks and Fissures by Srinkage and Swelling". Proc. 5th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Luanda, Vol. 1, pp. 15-22.

Bocking, K. y Fredlund, D.G. (1980). "Limitations to the axis translation technique". Proc. 4th I.C.E.S., Vol. 1, pp. 117-135.

Bolt, G.H. (1956). "Physico-chemical analysis of the compressibility of pure clays". Géotechnique, Vol. 6, Nº 2, pp. 86-93.

Booth, A.R. (1975). "The factors influencing collapse settlement in compacted soils". Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, Vol. 1, pp. 57-63.

Brackley, I.J.A. (1971). "Partial collapse in unsaturated expansive clays". Proc. 5th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Luanda, Vol. 1, pp. 23-30.

Brackley, I.J.A. (1973). "Swell Pressure and Free Swell in a Compacted Clay". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 169-176.

Brackley, I.J.A. (1975). "Swell under load". Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, South Africa, pp. 65-70.

Brillouin (1888). Compt. rend., 106; 416, 482, 537, 589.

Brink, A.B.A. (1955). "The Genesis and distribution of expansive soil types in South Africa". Trans. S.A.I.C.E., Vol. 5, Nº 8, pp. 267-272.

Brink, A.B.A. (1983). "Engineering geology of Southern Africa". Building Publications, Pretoria, Vol. 1.

Brink, G.E. y Kantey, B.A. (1961). "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in Southern Africa". Proc. 5th I.C.S.M.F.E., 1961, pp. 611-614.

Brooks, R.H. y Corey, A.T. (1964). "Hydraulic properties of porous media". Hydrol. Rap. 3, Colo., State Univ. F. Collins.

Brull, A. (1980). "Caractéristiques mécaniques des sols de fondation de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité". Int. Conf. on Compactation, Paris, Vol. 1, pp. 113-118.

Bucher, F. y Sallie, E.L. (1984). "Swelling Behaviour of Tropical Black Clays". Proc. 8th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Harare, Zimbabwe, Vol. 1, pp. 81-86.

Building Research Establishment (1980). "Low rise building on Shrinkable clay soils". Part 1, Digest 240, HMSO, London.

Bull, W.B. (1964). "Alluvial Fans and Near-Surface Subsidence in Western Fresno County, California". Geol. Survey Professional Paper 437-A, Washington, p. 71.

Burland, J.B. (1965). "Some aspects of mechanical behaviour of partly saturated soils". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Australia, pp. 270-278.

Calladine, C.R. (1963). Correspondence, Géotechnique, Vol. 13, p. 250.

Carrillo-Gil, A. (1980). "Construction and Design of Light Structures in Peru". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 469-476.

Chen, F.H. (1965). "The Use of Piers to Prevent the Uplifting of Lightly Loaded Structures Founded on Expansive Soils". Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas, pp. 152-171.

Chen, F.H. (1973). "The Basic Physical Property of Expansive Soils". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 17-25.

Chen, F.H. (1980). "Legal Aspects of Expansive Soils". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Colorado, Vol. 1, pp. 639-646.

Chen, F.H. (1984). "The Distribution and Characteristics of Expansive Soils in China". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaide, pp. 334-339.

Chen, F.H. y Ma, G.S. (1987). "Swelling and Shrinking Behaviour of Expansive Clays". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 127-129.

Ching, R.K.H. y Fredlund, D.G. (1984). "A small Saskatchewan Town Copes With Swelling Clay Problems". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 306-310.

Chu, T.Y. y Mou, C.H. (1973). "Volume Change Characteristics of Expansive Soils Determined by Controlled Suction Tests". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 177-186.

Coleman, J.D. (1962). "Stress strain relations for partly saturated soil". Géotechnique, Vol. 12, Nº 4, pp. 348-350.

Collins, K., McGown, A. y Barden, L. (1973). "Microstructural Features of Some Israeli Expansive Soils". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 27-34.

Coulomb, C.A. (1776). "Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs a l'architecture". Mémoires de Mathématique de L'Académie Royale des Sciences, Paris, 7, pp. 343-382.

Cox, D.W. (1978). "Volume change of compacted clay fill". Clay Fills, I.C.E., Londres, pp. 79-86.

Croney, D. y Coleman, J.D. (1961). "Pore Pressure and Suction in Soil". Pore Pressure and Suction in Soils, Butterworths, pp. 31-37.

Croney, D., Coleman, J.D. y Black, W.P.M. (1958). "Studies of the Movement and Distribution of Water in Soil in Relation to Highway Design and Performance". Highway Research Board, Special Report 40, Washington D.C., pp. 226-252.

Cundall, P.A. y Strack, O.D.L. (1979). "A discrete numerical model for granular assemblies". Géotechnique, Vol. 29, Nº 1, pp. 47-65.

Curtis, A.A. y Watson, K.K. (1980). "Numerical analysis of infiltration into a sand profile bounded by a capillary fringe". Water Res. Res., Vol. 16, Nº 2, pp. 365-371.

Custodio, E. y Llamas, M.R. (1976). "Hidrología Subterránea". Barcelona, Ed. Omega.

Dakshanamurthy, V. y Raman, V.L. (1973). "A Simple Method of Identifying an Expansive Soil". Soils and Found., J. of the Jap. Soc. of S.M.F.E., Vol. 13, Nº 1, Marzo, pp. 97-104.

Dane, J.H. y Wieranga, P.J. (1975). "Effect of hysteresis on the prediction of infiltration, redistribution and drainage of water in a layered soil". J. of Hydrology, Vol. 25, pp. 229-242.

Davidtz, J.C. y Low, P.E. (1970). "Relation between crystal lattice configuration and swelling of montmorillonite". Clay and Clay minerals, Vol. 18, p. 325, Pergamon Press.

De Bruijn, C.M.A. (1961). "Swelling Characteristics of a Transported Soil Profile at Leeuhof Vereeniging (Transvaal)". Proc. 5th I.C.S.M.F.E., París, Vol. 1, pp. 43-49.

De Bruijn, C.M.A. (1965). "Annual redistribution of soil moisture suction and soil moisture density beneath two different surface covers and the associated heaves at the Onderstepoort test site near Pretoria". Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas, Butterworth, Australia, pp. 122-134.

De Bruijn, C.M.A. (1973). "Moisture Redistribution in South African Soils". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 37-44.

Delage, P., Suraj de Silva, G.P.R. y De Laure, E. (1987). "Un nouvel appareil triaxial pour les sols non-saturés". Proc. 9th. E.C.S.M.F.E., Dublín.

Delgado, A. (1986). "Influencia de la trayectoria de las tensiones en el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno". Tesis doctoral. Universidad de Sevilla.

Denisov, N.Y. (1953). "Properties of Loess Soils in Construction". Moscú.

Dhowian, A.M. (1984). "Characteristics of expansive clay-shale in the northern region of Saudi Arabia". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 316-320.

Dhowian, A., Youssef, A. y Erol, A.O. (1987). "Swelling Soil Problems in Saudi Arabia". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 17-22.

Didier, G., Kastner, R. y Bordeau, Y. (1980). "New cell for study of swelling soils". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, pp. 19-33.

Donald, I.B. (1956). "Shear strength measurements in unsaturated non-cohesive soils with negative pore pressures". Proc. 2on Aus. New Zeal. Conf. on S.M.F.E., pp. 200-207.

Driscoll, R. (1983). "The Influence of Vegetation on the Swelling and Shrinkage of clay soils in Britain". Géotechnique, Vol. 33, Nº 2, pp. 93-105.

Driscoll, R. (1984). "A review of British experience of expansive clay problems". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 192-196.

Drucker, D.C. (1953). "Limit analysis of two and three dimensional soil mechanics problems". J. Mech. Phys. Solids, 1, p. 217.

Drucker, D.C., Gibson, R.E. y Henkel, D.J. (1957). "Soil mechanics and work hardening theories of plasticity". Trans. A.S.C.E., Vol. 122, p. 338.

Drucker, D.C. y Prager, W. (1952). "Soil mechanics and plastic analysis of limit design". Q. Appl. Math., 10, p. 157.

Dudley, J.H. (1970). "Review of Collapsing Soils". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 96, SM3, pp. 925-947.

Dumbleton, M.J. (1963). "The clay minerals of soils from some roads in Kenya". DSIR, RRL, Laboratory Note LN/372/MJD.

Dunhem (1896). Memoires l'Acad. Belg. en 42, Mem. I, II, III, 54.

Edil, T.B. y Motan, E.S. (1979). "Soil-water potencial and resilient behaviour of subgrade soils". Transp. Res. Rec. 705, pp. 54-63.

Edil, T.B. y Motan, E.S. (1984). "Laboratory evaluation of soil suction components". Geot. Test. J., Vol. 7, Nº 4, pp. 173-181.

Edris, E.V. y Lytton, R.L. (1977). "Dynamic properties of fine grained soils". Proc. 9th I.C.S.M.F.E., Tokio, Vol. 2, pp. 217-224.

El-Fahtih, M.A. y Elturabi, M.A.D. (1984). "Comparison of two methods for the measurement of swelling pressure". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 72-74.

El-Sohby, M.A. y Elleboudy, A.M. (1987). "Swelling and collapsible behaviour of unsaturated cemented sand upon wetting". Proc. 9th E.C.S.M.F.E., Dublín.

El-Sohby, M.A. y Mazen, O.M. (1980). "On measuring swelling pressure by two methods". Proc. 7th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Accra, Vol. 2, pp. 775-783.

Enderby, J.A. (1955). "The domain model of hysteresis. Part 1: Independent domains". Trans. Faraday Soc., Vol. 51, pp. 835-848.

Escario, V. (1980). "Suction controlled penetration and shear tests". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Vol. 2, pp. 781-797.

Escario, V. (1987). Comunicación oral a la sesión de discusión 5. Proc. 9th E.C.S.M.F.E., Dublín.

Escario, V. y Sáez, J. (1973). "Measurement of the Properties of Swelling and Collapsing Soils under Controlled Suction". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 195-200.

Escario, V. y Sáez, J. (1986). "The shear strength of partly saturated soils". *Géotechnique*, Vol. 36, Nº 3, pp. 453-456.

Everett, D.H. (1954). "A general approach to hysteresis. Part 3: A formal treatment of the independent domain model of hysteresis". *Trans. Faraday Soc.*, Vol. 50, pp. 1077-1096.

Everett, D.H. (1955). "A general approach to hysteresis. Part 4: An alternative formulation of the domain model". *Trans. Faraday Soc.*, Vol. 51, pp. 1551-1557.

Everett, D.H. (1967). "Adsorption hysteresis". *Solid Gas Interface*, Vol. 2, editado por E.A. Flood, cap. 36, pp. 1055-1113, Marcel Dekkes, Nueva York.

Everett, D.H. y Smith, F.W. (1954). "A general approach to hysteresis. Part 2: Development of the Domain Theory". *Trans. Faraday Soc.*, 50, pp. 187-197.

Everett, D.H. y Whitton, W.I. (1952). "A general approach to hysteresis". *Trans. Faraday Soc.*, Vol. 48, pp. 749-752.

Faraco, C. (1972). "Estudio del colapso de la estructura de los limos yesíferos". Tesis doctoral, Universidad Politécnica de Madrid.

Feda, J. (1968). "Structural Stability of Salient Loess Soils from Praha-Djevice". *Engineering Geology*, Vol. 1.

Fredlund, D.G. (1974). "Engineering approach to soil continua". 2nd Symp. on Applications of Solid Mech., pp. 46-59.

Fredlund, D.G. (1975). "A diffused air volume indicator for unsaturated soils". *Can. Geot. J.*, Vol. 13, Nº 4, pp. 386-396.

Fredlund, D.G. (1976). "Density and compressibility characteristics of an air-water mixture". *Can. Geot. J.*, Vol. 13, Nº 4, pp. 386-396.

Fredlund, D.G. (1979). "Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils". *Can. Geot. J.* 16, Nº 1, pp. 121-139.

Fredlund, D.G. (1985). "Soil mechanics principles that embrace unsaturated soils". *Proc. 11th I.C.S.M.F.E.*, San Francisco, Vol. 2, pp. 465-472.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1976). "Constitutive relations for volume change in unsaturated soils". *Can. Geot. J.*, Vol. 13, Nº 3, pp. 261-276.

Fredlund, D.G. y Morgenstern, N.R. (1977). "Stress State Variables for Unsaturated Soils". *J. of Geot. Div. A.S.C.E.*, Vol. 103, GT5, pp. 447-466.

Fredlund, D.G., Morgenstern, N.R. y Widger, R.S. (1978). "The shear strength of unsaturated soils". *Can. Geot. J.*, Vol. 15, Nº 3, pp. 313-321.

Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1985). "Theoretical context for understanding unsaturated residual soil behaviour". *1st Int. Conf. on Geomech. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Brasilia.*

Fredlund, D.G., Rahardjo, H. y Gan, J.K.M. (1987). "Non-Linearity of Strength Envelope for Unsaturated Soils". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 49-54.

Frydman, S. y Samocha, Y. (1984). "Laboratory Studies on Israeli Clays for Reservoir Embankment Design". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, South Australia, pp. 94-9.

García-Bengochea, I. y Lovell, C.W. (1981). "Correlative measurements of pore size distribution permeability in soils". Permeability and Groundwater Contaminant Transport, A.S.T.M. S.T.P. 746, pp. 137-150.

García-Bengochea, I., Lovell, C.W. y Altschaeffl, A.G. (1979). "Pore distribution and permeability on silty clays". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 105, GT7, pp. 839-856.

Gens, A. (1982). "Stress-strain and strength characteristics of a low plasticity clay". Ph.D., Imperial College.

Gens, A. y Potts, D.M. (1987). "The use of critical state models in numerical analysis of geotechnical problems: a review". Proc. of the Int. Conf. on Computational Plasticity, Models, Software and Applications, Barcelona.

Gibbs, H.J., Hilf, J.W., Holtz, W.G. y Walker, F.C. (1960). "Shear strength of cohesive soils". Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils. Boulder, Colorado, pp. 33-162.

Gidigasu, M.D. y Andoh, M.B. (1980). "Broad regional Evaluation on Expansive Soil Conditions for shallow foundations in Ghana". Proc. 7th Reg. Conf. for Africa on SMFE, Vol. 1, pp. 235-252.

Gilham, R.W., Klute, A. y Heerman, D.F. (1976). "Hydraulic properties of a porous medium: measurement and empirical representation". Soil Sci. Soc. Amer. J., Vol. 40, pp. 203-207.

Gili, J.A. y Alonso, E.E. (1988). "Discontinuous numerical model for partially saturated soils at low saturation". 6th. Int. Conf. on Num. Meth. in Geomech., Innsbruck.

Gili, J., Alonso, E. y Casanovas, J. (1982). "Estudio experimental sobre el efecto de la relajación de tensiones y la determinación de módulos a pequeñas deformaciones". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cim., Nº 60, pp. 3-21.

Gizienski, S.F. y Lee, L.J. (1965). "Comparison of Laboratory Swell Tests to Small Scale Field Tests". Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas, pp. 108-119.

Glenn, G.R. (1978). "Effects of Water Adsorption on Kaolin Clay During Shear". Transp. Res. Rec. 675, pp. 20-23.

Gokhale, K.V.G.K. y Swaminathan, E. (1973). "Accelerated Stabilization of Expansive Soils". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 35-41.

Gregersen, O. (1981). "The Quick Clay Landslide in Rissa, Norway". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 3, pp. 421-426.

Gromko, G.J. (1974). "Review of Expansive Soils". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 100, GT6, pp. 667-687.

Gulhati, S.K. y Satija, B.S. (1981). "Shear strength of partially saturated soils". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 1, pp. 609-612.

Hamilton, J.J. (1963). "Volume change in undisturbed clay profiles in Western Canada". Can. Geot. J., Vol. 1, Nº 1, pp. 27-42.

Hashiguchi, K. (1985). "Macrometric approaches -static-intrinsically time-independent". Constitutive laws of soils, report of I.S.S.M.F.E. Subcommittee on constitutive laws of soils and proceedings of discussion session IA, XI I.C.S.M.F.E., San Francisco.

Head, K.H. (1986). "Manual of soil laboratory testing". ELE International Limited, Pentech Press, Londres, Vol. 3.

Ho, D.Y.F. y Fredlund, D.G. (1982). "Increase in strength due to suction for two Hong-Kong soils". Proc. of the Geot. Conf. on Eng. and Const. in Tropical Residual Soils, Honolulu, pp. 263-295.

Holland, J.E. y Lawrance (1980). "Seasonal heave of Australian clay soils". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 302-321.

Holtz, W.G. (1959). "Expansive Clays-Properties and Problems". Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, Nº 4, pp. 89-125.

Holtz, W.G. (1980). "Public Awareness of Homes Built on Shrink-Swell Soils". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Colorado, Vol. 1, pp. 617-638.

Hou, S. (1984). "Expansive-Shrinkable Soil in China". Can. Geot. J., Vol. 21, Nº 2, pp. 375-379.

Jackson, J.O. (1981). "Geotechnical Properties of the Biu Black Cotton Soil". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 1, pp. 641-644.

Jennings, J.E.B. (1961). "A revised effective stress law for use in the prediction of the behaviour of unsaturated soils". Pore pressure and suction in soils, Butterworths, Londres, pp. 26-30.

Jennings, J.E.B. y Burland, J.B. (1962). "Limitations to the use of effective stresses in partly saturated soils". Géotechnique, Vol. 12, Nº 2, pp. 125-144.

Jennings, J.E.B., Firth, R.A., Ralf, T.K. y Nagar, N. (1973). "An improved method for predicting heave using the oedometer test". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, Vol. 2, pp. 149-154.

Jennings, J.E.B. y Knight, K. (1957). "The prediction of total heave from the double oedometer test". Trans. South Afr. Inst. of Civil Eng., Vol. 7, pp. 285-291.

Jennings, J.E.B. y Knight, K. (1975). "A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure". Proc. 6th Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Durban, pp. 99-105.

Jiménez Salas, J.A. (1958). "Compacted Clay: Engineering Behaviour Discussion". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 84, SM5, pp. 746-753.

Jiménez Salas, J.A. (1986). "Engineering Geological Aspects of Foundations in Soils". General Report, Proc. 5th Congress Int. Asoc. Eng. Geot., Buenos Aires.

Jiménez Salas, J.A. y Justo, J.L. (1975). "Geotecnia y Cimientos I. Propiedades de los suelos y de las rocas". Editorial Rueda, Madrid.

Jiménez Salas, J.A., Justo, J.L., Romana, M. y Faraco, C. (1973). "The collapse of gypseus silts and clays of low plasticity in arid and semiarid climates". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, pp. 161-190.

Jiménez Salas, J.A. y Roy, M. (1987). "Preliminary Evaluation of the Swelling Danger-Overview on the Spanish Practice". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 217-224.

Jiménez Salas, J.A., Serratosa, J.M. y Sobrevieja, M. (1955). Rapport 19-B 2 me. Question, 1re. Section. X Congrès Internationale de la Route, Estambul.

Jones, D.R. y Holtz, W.G. (1973). "Expansive soils. The hidden disaster". Civil Eng., Vol. 43, Nº 8, pp. 49-51.

Joshi, R.P. y Katti, R.K. (1980). "Lateral Pressure Development Under Surcharges". Proc. 4th. I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 227-241.

Juang, C.H. y Holtz, R.D. (1986). "Fabric, pore size distribution and permeability of sandy soils". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 112, GT9, pp. 855-868.

Justo, J.L., Delgado, A. y Ruíz, J. (1984). "The Influence of Stress-path in the Collapse-Swelling of Soils at the Laboratory". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 67-71.

Justo, J.L. y Saetersdal, R. (1979). "Design Parameters for Special Soil Conditions". Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton, Vol. 5, pp. 127-158.

Kansas Highway Comm. (1974). Kansas Highway Commission, Personal Communication.

Karube, D. (1983). "Effect of suction on soil behaviour". Proc. 7th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, Vol. 1, pp. 30-35.

Karube, D. (1986). "New concept of effective stress in unsaturated soil and its proving test". A.S.T.M. Symposium on Triaxial Testing.

Kassif, G. (1956). "The Engineering Properties of Negev Loess as Applied to Embankments". Dep. of Civil Eng., Technion, Haifa.

Kassif, G. y Baker, R. (1969). "Swell pressure measured by uni-and triaxial techniques". Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, Vol. 1, pp. 215-218.

Kassif, G., Baker, R. y Ovadia, Y. (1973). "Swell pressure relationships at constant suction changes". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 201-208.

Kassif, G., Etkin, A. y Zeitlen, J.G. (1967). "Failure Mechanism of Canal Lining in Expansive Clay". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 93, SM1, pp. 95-118.

Katti, R.K., Desai, I.D. y Kulkarni, S.K. (1973a). "Field observations on variations of Engineering Characteristics with depth in Expansive Soils". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, Vol. 1, pp. 115-120.

Katti, R.K., Gupta, D.K. y Kulkarni, S.K. (1973b). "Effect of desorption on swelling pressure and strength characteristics of expansive soils samples". Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, pp. 109-113.

Kezdi, A. (1969). "Landslide in loess along the Bank of the Danube". Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, Vol. 2, pp. 617-626.

Kitamura, R. (1981). "A Mechanical Model of Particulate Material Based on Stochastic Process". Soils and Found., Vol. 21, Nº 2, pp. 63-98.

Knight, K. (1962). "Collapsing of Partially Saturated Soils of South Africa". Unpublished Thesis, University of Witwatersrand, Johannesburg, South Africa.

Komornik, A. y David, D. (1969). "Prediction of Swelling Pressure of Clay". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 95, SM1, pp. 209-225.

Komornik, A. y Livneh, M. (1967). "The effect of anisotropy on swelling of a compacted clay". Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, Vol. 1, pp. 181-185.

Komornik, A. y Livneh, M. (1971). "The Effect of Anisotropy on Swelling of a Compacted Clay". Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Bangkok, pp. 181-185.

Komornik, A., Livneh, M. y Smucha, S. (1980). "Shear Strength and Swelling of Clays Under Suction". Proc. 4th. I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 206-226.

Komornik, A. y Zeitlen, J.G. (1965). "An apparatus for measuring lateral soil swelling pressure in the laboratory". Proc. 6th. I.C.S.M.F.E., Londres, Vol. 1, pp. 278-281.

Kötter, F. (1903). "Die Bestimmung des Druches au gebrümmeten Blattflächen, eine Aufgabe aus der Lehre vom Erddruck". Ber. Akad. Bericht, p. 229.

Krastilov, I. (1973). "Relation of the Subsidence of the loess with their physical parameters". Building, (XX), 10, pp. 25-27.

Krohn, J.P. y Slosson, J.E. (1980). "Assessment of Expansive Soils in the United States". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 596-608.

Kulkarni, S.K. y Katti, R.K. (1973). "A Micro-Particle and Micro-Anchor Approach to Mechanics of Swelling Soil Media". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 43-52.

Lambe, T.W. (1958). "Compacted Clays: Structure/Engineering Behaviour". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 84, SM5, pp. 682-741.

Lambe, T.W. (1960a). "A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay". Research Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils, Boulder, Colorado, pp. 555-580.

Lambe, T.W. (1960b). "The character and identification of expansive soils". Federal Housing Administration, Washington.

Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1959). "The role of effective stresses in the behaviour of expansive soils". Quart. of the Colo. Sch. of Mines, Vol. 54, Nº 4, pp. 33-66.

Lambe, T.W. y Whitman, R.V. (1968). "Soil Mechanics". John Wiley, New York.

Lee, K.L. y Haley, S.A. (1968). "Strength of compacted clay at high pressure". Placement and Improvement of Soil to Support Structures, A.S.C.E., Cambridge, Mass., pp. 345-374.

Leonards, G.A. (1955). "Strength characteristics of compacted clays". Trans. A.S.C.E. 120, pp. 1420-1454.

Lloret, A. (1982). "Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas". Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Barcelona.

Lloret, A. y Alonso, E.E. (1985). "State surfaces for partially saturated soils". Proc. 11th I.C.S.M.F.E., San Francisco, Vol. 2, pp. 557-562.

Lohnes, R.A., Tuncer, E.R. y Demirel, T. (1976). "Pore Structure of Selected Hawaiian Soils". Transp. Res. Rec. 612, pp. 76-79.

Longworth, T.I., Salem, A. y Sunna, B. (1984). "Correlation of building damage on expansive clay in Jordan with geology, local environment and type of construction". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 300-305.

López Corral, A.M. (1978a). "Fenómenos de colapso: Descripción". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cím., Nº 32, pp. 3-17.

López Corral, A.M. (1978b). "Fenómenos de colapso: Estudio". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cím., Nº 33, pp. 25-37.

Lousiana, DOT (1973). Lousiana Department of Transportation. "Volume Changes in Embankments". Training Handout prepared by Research and Development, Baton Rouge, LA.

Lyon Associates Inc., Baltimore (1971). "Laterite and Lateritic Soils and other problem soils of Africa". Building and Road Research Institute, Kumasi, Ghana, p. 289.

Lysenco, M.P. (1971). "Loessial Rocks of the European U.S.S.R.", 1967, Israel. Program for Scientific Translations.

Markin, B.P. (1969). Comentarios del artículo "On Standard Criteria of Sag in Loess Soils", de Aranev, V.P. y Gilman, Y.D. Traducido del ruso en Soil Mech. and Found. Eng., NQ 2, p. 137.

Markovic, G. y Bozinovic, D. (1979). "Loess soil: identification and settlement prognosis". Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton, Vol. 4, pp. 191-195.

Márquez, E.J. (1965). Contribution to international panel review, Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas.

Marsal, R.J. (1979). "Análisis de conocimientos sobre suelos cohesivos compactados". General Report. Proc. 6th Pan-Am. Conf. on S.M.F.E., Lima, Vol. 1, pp. 143-222.

Martín Viñas, J. (1973a). "Hinchamiento de los suelos por la presencia de sulfato sódico y otras sales solubles en general". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cim., NQ 6, pp. 59-69.

Martín Viñas, J. (1973b). "Mecanismo físico-químico del fenómeno que origina el colapso en los materiales pétreos". Bol. Soc. Esp. de Mec. de Suelos y Cim., Nº 6, pp. 71-79.

Maswoswe, J. (1985). "Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting". Ph. D. Thesis, Imperial College, Londres.

Matyas, E.L. y Radhakrishna, H.S. (1968). "Volume Change Characteristics of Partially Saturated Soils". Géotechnique, Vol. 18, Nº 4, pp. 432-448.

van der Merwe, C.P. y Ahronovitz, M. (1973). "The behaviour of flexible pavements on expansive soils in Rhodesia". Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, Vol. 1, pp. 267-276.

Minkov, M., Evstatiev, D., Alexiev, A.P. y Donchev, P. (1977). "Deformation Properties of Bulgarian Loess Soils". Proc. 9th I.C.S.M.F.E., Tokio, Vol. 1, pp. 215-218.

Minkov, M., Evstatiev, D., Donchev, P., Alexiev, A.P., Stefanoff, G. y Krastilov, I. (1979). "On the predicted and real behaviour of loess bases". Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton, Vol. 1, pp. 53-56.

Mitchell, J.K. (1973). "Recent Advances on the Understanding of the Influences of Mineralogy and Pore Solution Chemistry on the Swelling and Stability of Clays". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 11-25.

Mitchell, J.K. y Gardner, W.S. (1975). "In Situ Measurement of Volume Change Characteristics". Proc. A.S.C.E. Specialty Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties, Raleigh, Vol. 2, pp. 332-336.

Mitchell, P.W. (1984). "The field Performance of Raft Footings for Buildings on Expansive Soil". Proc. 5th. I.C.E.S., Adelaida, pp. 227-233.

Mohan, D., Jain, G.S. y Sharuma, D. (1973). "Foundation Practice in Expansive Soils of India". Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, Israel, Vol. 1, pp. 319-324.

Moretto, O. (1954). "Fundación de edificios livianos sobre arcillas activas". Annals 1st. Brazilian Soil Mechanics Congress.

Morgenstern, N.R. y Balasubramanian, B. (1980). "Effect of pore fluid on the swelling of clay-shale". Proc. 4th. I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 190-205.

Morin, W.J. (1971). "Properties of African Tropical Black Clay Soils". Proc. 5th. Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Luanda, Angola, Vol. 1, pp. 1.51-1.65.

Morin, W.J. y Parry, W.T. (1971). "Geotechnical Properties of Ethiopian Volcanic Soils". Géotechnique, Vol. 21, Nº 3, pp. 223-232.

Motan, E.S. y Edil, T.B. (1982). "Repetitive-load behaviour of unsaturated soils". Transp. Res. Rec. 872, pp. 41-48.

MOWC (1982). "Road Design Manual". Ministry of Works and Communications, Roads Department, Gaborone, Botswana.

Mualem, Y. (1973). "Modified approach to capillary hysteresis based on a similarity hypothesis". Water Res. Res., Vol. 9, Nº 5, pp. 1321-1331.

Mualem, Y. (1974). "A conceptual model of hysteresis". Water Res. Res., Vol. 10, Nº 3, pp. 514-520.

Mualem, Y. (1977). "Extension of the similarity hypothesis used for modelling the soil water characteristics". Water Res. Res., Vol. 13, Nº 4, pp. 773-780.

Mualem, Y. (1984). "Prediction of the soil boundary wetting curve". Water Res. Res., Vol. 137, Nº 6, pp. 370-392.

Mualem, Y. y Dagan, G. (1975). "A dependent domain model of capillary hysteresis". Water Res. Res., Vol. 11, Nº 3, pp. 452-460.

Mustafayev, A.A. (1973). "The regularities of rheological processes in swelling and subsident soils". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 145-146.

Mustafayev, A.A. (1975). Citado por Jiménez Salas (1986).

Mustafayev, A.A. (1981). "The Interaction of Subsidence Soils with Foundations". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 2, pp. 199-200.

Nayak, N.V. y Chistensen, R.W. (1974). "Swelling Characteristics of Compacted Expansive Soils". Clays and Clay Minerals, Vol. 19, Nº 4, pp. 251-261.

Néel, L. (1942-1943). "Théories des lois d'aimantation de Lord Rayleigh". Cah. Phys., Vol. 12, pp. 1-20, Vol. 13, pp. 19-30.

Newland, P.L. (1965). "The Behaviour of Soils in Terms of Two Kinds of Effective Stress". Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas, pp. 78-92.

Northey, R.D. (1969). "Engineering Properties of Loess and Other Collapsible Soils". Proc. 7th I.C.S.M.F.E., México, 5th Specialty Session Report, Vol. 3, pp. 445-452.

Novais-Ferreira, H. (1973). "The influence of compaction moisture content on oedometric deformation and swelling pressure". Proc. 3rd. I.C.E.S., Haifa, pp. 209-216.

Oda, M. y Konishi, J. (1974). "Microscopic Deformation Mechanism of Granular Material in Simple Shear". Soils and Found., Vol. 14, Nº 4, pp. 25-38.

Ola, S.A. (1978). "The geology and geotechnical properties of the black cotton soils of northeastern Nigeria". Eng. Geol., Vol. 12, Nº 4, pp. 375-391.

Ola, S.A. (1983). "Tropical Soils of Nigeria in Engineering Practice". Balkema, Rotterdam.

Oloo, S., Schreiner, H.D. y Burland, J.B. (1987). "Identification and Classification of Expansive Soils". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 23-29.

Ortiz, J.M.R. y Serrano, A.A. (1984). "Discussion on the Influence of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Clays". Géotechnique, Vol. 3, Nº 2, pp. 155-158.

Osman, M.A. y Charlie, W.A. (1984). "Engineering Properties of Expansive Soils in Sudan". Proc. 5th. I.C.E.S. Adelaida, pp. 311-315.

Peterson, R. y Peters, N. (1963). "Heave of Spillway Structures on Clay Shales". Can. Geot. J., Vol. 1, Nº 1, pp. 5-15.

Philip, J.R. (1964). "Similarity hypothesis for capillary hysteresis in porous media". J. Geophys. Res., Vol. 69, Nº 8, pp. 1553-1562.

Philip, J.R. (1972). "Future problem of soil water research". Soil Sci., Vol. 113, Nº 4, pp. 294.

File, K.C. (1984). "The relation between matrix and solute suction, swelling pressure, and magnitude of swelling in reactive clays". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 197-201.

File, K.C. y McInnes, D.B. (1984). "Laboratory Technology for Measuring Properties of Expansive Clays". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 85-93.

Pollard, W.S., Sangrey, D.A. y Poulos, S.J. (1977). "Air Diffusion through Membranes in Triaxial Tests". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 103, GT-10, pp. 1169-1173.

Poorooshab, H.B. (1961). "The properties of soils and other granular media in simple shear". Ph. D. Thesis, University of Cambridge.

Popescu, M.E. (1979). "Engineering Problems Associated with expansive Clays from Romania". Eng. Geol., Vol. 14, Nº 1, pp. 43-53.

Popescu, M.E. (1980). "Behaviour of Expansive Soils with a Crumb Structure". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, pp. 158-171.

Porter, A.A. y Nelson, J.D. (1980). "Strain controlled testing of expansive soils". Proc. 4th. I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 34-44.

Poulovassilis, A. (1962). "Hysteresis of pore water, an application of the concept of independent domains". Soil Sci., Vol. 93, pp. 405-412.

Poulovassilis, A. (1970). "Hysteresis of pore water in granular porous bodies". Soil Sci., Vol. 109, pp. 5-12.

Poulovassilis, A. y Childs, E.E. (1971). "The hysteresis of pore water: the nonindependence of domain". Soil Sci., Vol. 112, pp. 301-312.

Priklonskij (1952). Citado por Northey (1969).

Pufahl, D.E., Fredlund, D.G. y Rahardjo, H. (1983). "Lateral earth pressures in expansive clay soils". Can. Geot. J., Vol. 20, pp. 228-241.

Raman, V. (1967). "Identification of Expansive Soils From the Plasticity Index and the Shrinkage Index data". The Indian Engineer, Calcutta, Vol. 11, Nº 1, Jan. pp. 17-22.

Ranganathan, B.V. y Satyanarayana, B. (1965). "A Rational Method of Predicting Swelling Potential for Compacted Expansive Clays". Proc. 6th I.C.S.M.F.E., Vol. 1, pp. 92-96.

Rankine, W.J.M. (1857). "On the stability of loose earth". Trans. Royal Soc., Londres, 177, p. 9.

Ravina, I. (1973). "Swelling of Clays, Mineralogical Composition and Microstructure". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 61-63.

Reginatto, A.R. y Ferrero, J.C. (1973). "Collapse potencial of soils and soil water chemistry". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 177-183.

Rendulic, L. (1936). "Relation between void ratio and effective principal stress for a remoulded silty clay". Proc. 1st. I.C.S.M.F.E., Harvard, Vol. 3, pp. 48-51.

Rengmark, F. y Erikson, R. (1953). "Apparatus for Investigation of Swelling, Compression and Elastic Properties of Soils". Proc. 3rd I.C.S.M.F.E., Vol. 1, pp. 180-183.

Resendiz, D. (1980). "Compaction conditions, state variables and engineering properties of compacted clay". Int. Conf. on Compaction, Paris, Vol. 1, pp. 195-202.

Review (1965). "Engineering Concepts of Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils". Statement of the Review Panel, Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils beneath Covered Areas, Butterworths, Australia.

Richards, B.G. (1966). "The significance of moisture flow and equilibria in unsaturated soils in relation to the design of engineering structures built on shallow foundations in Australia". Symp. on Perm. and Capill., A.S.T.M., Atlantic City.

Richards, B.G. (1978). "Application of an experimentally based non-linear constitutive model of soils in laboratory and field tests". Aust. Geomech. J., G8, pp. 20-30.

Richards, B.G., Murphy, H.W., Chan, C.Y.L. y Gordon, R. (1970). "Preliminary observations on Soil Moisture and Dry Compaction in Pavement Design on the Darling Downs, Queensland". Proc. 5th. Conf. Aust. Road Res. Board, Canberra, Vol. 5, part 5, pp. 116-146.

Richards, B.G., Peter, P. y Emerson, W.W. (1983). "The Effects of Vegetation on the Swelling and Shrinking of Soils in Australia". Géotechnique, Vol. 33, Nº 2, pp. 127-139.

Richards, B.G., Peter, P. y Martin, R. (1984). "The determination of volume change properties in expansive soils". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 179-186.

Rodríguez Ortiz, J.M. (1975). "Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento". Bol. Inf. Lab. Transp. Nº 108, pp.3-30.

Roscoe, K.H. y Schofield, A.N. (1963). "Mechanical behaviour of and idealised 'wet' clay". Proc. 2on. E.C.S.M.F.E., Wiesbaden, Vol. 1, p. 47.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N. y Wroth, C.P. (1958). "On the yielding of soils". Géotechnique, Vol. 8, p. 22.

Ruiz Carvajal, J. (1985). "Los suelos de la ciudad de Sevilla: caracterización geotécnica y propiedades mineralógicas de su fracción arcillosa". Tesis doctoral, Universidad de Sevilla.

Ruwaih, I.A. (1984). "Case studies on Swelling Soils in Saudi Arabia". Proc. 5th. I.C.E.S., Adelaida, pp. 348-353.

Sáez, J. (1986a). "Mecanismos de expansión a nivel mineralógico". Curso sobre cimentaciones en suelos metaestables: colapsables y expansivos. Instituto Agustín de Bethencourt, Madrid.

Sáez, J. (1986b). "Medida de la succión en laboratorio e in situ". Curso sobre cimentaciones en terrenos metaestables: colapsables y expansivos. Instituto Agustín de Bethencourt, Madrid.

Saito, T. y Miki, G. (1975). "Swelling and Residual Strength Characteristics of Soils Based on a Newly Proposed Plastic Ratio Chart". Soils and Foundation, J. of the Jap. Soc. of S.M.F.E., Vol. 15, Nº 1, Marzo, pp. 61-68.

Sankaran, K.S. y Venkateshwar Rao, D. (1973). "A Microscopic Model of Expansive Clay". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 65-71.

Satiya, B.S. (1978). "Shear behaviour of partially saturated soils". Ph. D. Thesis, Indian Inst. of Tech., Delhi.

Sauer, E.K. y Monismith, C.L. (1968). "Influence of soil suction on behaviour of a glacial till subjected to repeated loading". High. Res. Rec. 215, pp. 8-22.

Schofield, A.N. y Wroth, C.P. (1968). "Critical State Soil Mechanics". Macgraw-Hill, Londres.

Schreiner, H.D. (1987). "State of the art review on expansive soils". Imperial College, London.

Schreiner, H.D. y Burland, J.B. (1987). "Stress Paths during Swelling of Compacted Soils under Controlled Suction". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 155-159.

Scott, R.I. y Craig, J.K. (1980). "Computer Modeling of Clay Structure and Mechanics". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 106, Nº GT1, pp. 17-33.

Seed, H.B. y Chan, A.M. (1959). "Structure and strength characteristics of compacted clays". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 85, SM5, pp. 87-128.

Seed, H.B., Woodward, R.J. Jr., y Lundgren, R. (1962). "Prediction of Swelling Potential of Compacted Clays". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 88, Nº SM3, Junio, pp. 53-87.

Skempton, A.W. (1953). "Soil-mechanics in relation to geology". Proc. Yorkshire Geol. Soc., 29.

Skempton, A.W. (1961). "Effective stress in soils, concrete and rocks". Pore pressure and suction in soils, Butterworths, London, pp. 4-16.

Skempton, A.W. y Northey, R.D. (1952). "The sensitivity of clays". Géotechnique, Vol. 2, Nº 1, pp. 30-53.

Snethen, D.R. (1979). "An Evaluation of Methodology for Prediction and Minimization of Detrimental Volume Change of Expansive Soils in Highway Subgrades". Report No. FHWA-RD-79-49. U.S. Army Materways Experimental Station, Vicksburg, Miss. p. 198.

Snethen, D.R. (1984). "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 22-26.

Sokolovski, V.V. (1965). "Statics of Granular Media". Pergamon.

Sorochan, E.A. (1970). "Certain Regularities of the Swelling of Soils". J. of S.M.F.E., Indian Nat. Soc., Vol. 9, Nº 3, Julio, pp. 293-304.

Sowers, G.F. (1963). "Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks". Proc. 2nd Pan-Am Conf. on S.M.F.E., Brasil, Vol. 1, p. 39.

Sowers, G.F. (1967). "High Volume Change Clays of the Southeastern Coastal Plains". Vol. 111-7, Proc. 3rd Pan Am. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Caracas, pp. 99-120.

Sridharan, A. (1968). "Some studies of the strength of partly saturated soils". Ph. D. Thesis, Purdue University.

Sridharan, A., Altschaeffl, A.G. y Diamond, S. (1971). "Pore size distribution studies". J. of Soil Mech. and Found. Div., A.S.C.E., Vol. 97, SM5, pp. 771-787.

Sridharan, A., Rav, A.S. y Sivapullaiah, P.V. (1986). "Swelling pressure of clays". Geot. Test. J., Vol. 9, Nº 1, pp. 24-33.

Stanculescu, I., Athanasiu, C. y Popescu, M. (1979). "The measurement and use of relevant parameters for collapsible and expansive soils in Romania". Proc. 7th E.C.S.M.F.E., Brighton, Vol. 1, pp. 63-68.

Stepkowska, E.T. (1980). "Study in Physical Theory of Expansiveness in Clays". Proc. 4th I.C.E.S., Denver, Vol. 1, pp. 136-157.

Strongman, F.S. (1963). "Black Cotton Soil Road Embankment". Proc. 3rd. Reg. Conf. for Africa on S.M.F.E., Salisbury, Vol. 1, pp. 89-91.

Subba Rao, K.S. y Satyadas, G.C. (1987). "Swelling Potential with Cycles of Swelling and Partial Shrinkage". Proc. 6th I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 137-142.

Sultan, H.A. (1969). "Collapsing soils. State-of-the-art". Proc. 7th. I.C.S.M.F.E., México, 5th Speciality Session.

Surendra, M. y Lovell, C.W. (1984). "Estimation of Clay Minerals in Clay Shales by X-Ray Diffraction Technique". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 27-31.

Talsma, T. (1970). "Hysteresis in two sands and the independent domain model". Water Res. Res., Vol. 6, Nº 3, pp. 964-970.

Tanimoto, K., Tanaka, Y. y Yanagida, Y. (1983). "Time Dependent Collapse of Unsaturated Soil". Proc. 7th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Haifa, pp. 89-93.

Topp, G.C. (1969). "Soil water hysteresis measured in a sandy loam compared with the hysteretic domain model". Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 33, pp. 645-651.

Topp, G.C. (1971a). "Soil water hysteresis in silt loam and clay loam soils". Water Res. Res., Vol. 7, Nº 4, pp. 914-920.

Topp, G.C. (1971b). "Soil-water hysteresis: the domain model theory extended to pore interaction conditions". Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 35, pp. 219-225.

Topp, G.C. y Miller, E.E. (1966). "Hysteretic moisture characteristics and hydraulic conductivities for glass-bead media". Soil Sci. Soc. Amer. Proc., Vol. 30, pp. 156-162.

Tresca, H. (1868). "Mémoire sur l'écoulement des corps solides". Mémoires présentés par divers savants a l'Academie des Sciences, 18, pp. 733-799.

Tsien, S.I. y Gu, X.Y. (1981). "Computation of Land Subsidence in Shanghai, China". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 1, pp. 251-254.

Uriel, S. y Serrano, A. (1973). "Geotechnical properties of two collapsible soils of low bulk density at the site of two dams in Canary Islands". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 257-264.

Vachaud, G. y Thony, J.L. (1971). "Hysteresis during infiltration and redistribution in a soil column at different initial water contents". Water Res. Res., Vol. 7, Nº 1, pp. 111-127.

Van Genuchten, M. Th. (1980). "A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils". Soil Sci. Soc. Amer. J., Vol. 49, Nº 5, pp. 892-898.

Vargas, M. (1973). "Structurally Unstable Soils in Southern Brazil". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 239-246.

Vaughan, P.R. (1985). "Mechanical and Hydraulic Properties of in-situ Residual Soils". Proc. 1st Int. Conf. in Geomech. in Trop. Lat. and Sap. Soils, Brasilia, General Report, session 2.

Vijayvergiya, V.N. y Ghazzaly, O.T. (1973). "Prediction of Swelling Potencial for Natural Clays". Proc. 3rd I.C.E.S., Haifa, pp. 227-233.

Vijayvergiya, V.N. y Sullivan, R.A. (1973). "Simple Technique for Identifying Heave Potential". Proc. Workshop on Exp. Clays and Shales in Highway Design and Const., D.R. Lamb and S.J. Hanna, ed., prepared for Federal Highway Adm., Wash. D.C., Vol. 1, Mayo, pp. 275-294.

Von Mises, R. (1913). "Mechanik der festen Körper im plastisch-deformablen Zustand". Nachr. Ges. d. Wiss. Zn Göttingen.

Wallace, K.B. (1977). "Moisture transients at the pavement edge: analytical studies of the influence of materials and cross-section design". Géotechnique, Vol. 27, Nº 4, pp. 497-516.

Wallace, K.B. y Leonardi, F. (1976). "The influence of soil properties on the wetting-up of earth structures". Proc. 8th A.R.R.B. Conf., Perth, Vol. 8, Nº 3, pp. 39-50.

Warketin, B.P. y Buzozuk, M. (1961). "Shrinking and Swelling Properties of two Canadian Clays". Proc. 5th I.C.S.M.F.E., Paris, pp. 851-855.

Waters, T.J. y Kapitzke, F.J. (1974). "A study of moisture changes in an expansive clay subgrade in a semi-arid environment". Proc. 7th. Conf. Aust. Road Res. Conf., Vol. 7, part 6, pp. 197-221.

Watson, K.K. y Perrens, S.J. (1973). "Numerical analysis of intermittent infiltration redistribution". Proc. Hydrology Symposium, Perth.

Williams, A.A.B., Pidgeon, J.T. y Day, P. (1985). "Expansive Soils". Civ. Eng. S. Afr. Trans., S.A.I.C.E., Vol. 27, Nº 7, pp. 367-377 y 407.

Whisler, F.D. y Watson, K.K. (1969). "Analysis of infiltration into draining porous media". J. Irrig. Drain. Div., Nº 4, pp. 481-491.

Wolle, C.M., Benvenuto, C. y Carvalho, P.A.S. (1981). "Collapsible Soil Foundation of Canals in Central Brazil". Proc. 10th I.C.S.M.F.E., Estocolmo, Vol. 1, pp. 277-280.

Wood, D.M. (1979). "The behaviour of partly saturated soils: a review". Department of Engineering, University of Cambridge.

Wu, S., Gray, D.M. y Richart, F.E. Jr. (1984). "Capillary effects on dynamic modulus of sands and silts". J. of the Geot. Eng. Div., A.S.C.E., Vol. 110, GT9, pp. 1188-1203.

Wu, S., Gray, D.M. y Richart, F.E. Jr. (1985). "Capillary effects on shear modulus at high strains". Proc. 11th. I.C.S.M.F.E., San Francisco, Vol. 2, pp. 1091-1094.

Yong, R.N., Japp, R.D. y How, G. (1971). "Shear strength of partially saturated soils". Proc. 4th Asian Reg. Conf. on S.M.F.E., Bangkok, pp. 183-187.

Yong, R.N., Sadana, M.L. y Gohl, W.B. (1984). "Compositional Control on Swelling Behaviour of an Expansive Soil". Proc. 5th I.C.E.S., Adelaida, pp. 13-21.

Yong, R.N. y Warketing, B.P. (1965). "Studies of the mechanism of failure under load in expansive soils". Proc. 1st Int. Res. and Eng. Conf. on Exp. Clay Soils, Texas, pp. 69-77.

Yoshimi, Y. y Osterberg, J.O. (1963). "Compression of Partially Saturated Cohesive Soils". J. of Soil Mech. and Found. Div. A.S.C.E., Vol. 89, SM4, pp. 1-24.

Yudhbir (1982). "Collapsing behaviour of residual soils". Proc. 7th Southeast Asian Geot. Conf., Hong-Kong, Vol. 1, pp. 915-930.

Zein, A.K.M. (1987). "Comparison of Measured and Predicted Swelling Behaviour of a Compacted Black Cotton Soil". Proc. 6th. I.C.E.S., Nueva Delhi, pp. 121-126.

Zur, A. y Wiseman, G. (1973). "A Study of Collapse Phenomena of an Undisturbed Loess". Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscú, Vol. 2.2, pp. 265-269.

