

# Comportamiento de suelos parcialmente saturados

Por E. ALONSO  
y A. LLORET

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Dpto. de Ingeniería del Terreno  
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
U.P.C.

*Conocer el comportamiento de suelos parcialmente saturados es muy importante en el análisis de presas de tierra, terraplenes y cimentaciones sobre suelos potencialmente expansivos o colapsables. A su estudio se dedica el siguiente artículo, centrado fundamentalmente en la descripción de conceptos recientes del comportamiento de suelos parcialmente saturados, aplicados a la resolución de problemas de deformación.*

## ALGUNOS RASGOS DEL COMPORTAMIENTO DE DIFERENTES TIPOS DE SUELOS NO SATURADOS

Hay buenas razones para que la mecánica del suelo se haya centrado en el estudio de los suelos saturados (o secos). Los terrenos saturados son abundantes en los países (desarrollados) de clima templado, el principio de las tensiones efectivas supone un marco de referencia correcto y, en muchos casos, la condición de saturación total —que tiende a ser la pésima— es una situación previsible en el curso de la vida de las cimentaciones, terraplenes, presas o laderas.

Pero tanto como predecir el comportamiento en este estado (pésimo) saturado (por ejemplo, la estabilidad) es en muchos casos importante conocer las deformaciones asociadas a los cambios de humedad que han llevado al suelo desde su estado inicial hasta el supuesto caso final saturado. La predicción de posibles hinchamientos o colapsos, refiriéndonos a deformaciones volumétricas, es importante en el análisis de terraplenes, presas de tierra o cimentaciones sobre suelos potencialmente expansivos o colapsables. En otras ocasiones es probable que el suelo nunca llegue a alcanzar su saturación y su comportamiento bajo sollicitaciones tensionales o ambientales debe tener en cuenta su saturación parcial.

El empirismo ha sido en la práctica el procedimiento más utilizado para abordar el estudio del suelo no saturado. Sin embargo, se han dado también algunos pasos desde los años cincuenta para conocer más a fondo la mecánica

de los suelos no saturados. Estos esfuerzos empiezan a cristalizar en los últimos tiempos en aplicaciones a problemas prácticos que pueden enfocarse con una base conceptual más correcta. Este artículo se centra fundamentalmente en la descripción de conceptos recientes del comportamiento de los suelos parcialmente saturados, en su aplicación a la resolución de problemas de deformación (especialmente volumétrica) y en la descripción de sus posibilidades y limitaciones.

El conocimiento de los cambios de humedad y su relación con las condiciones ambientales (y no únicamente el paso a saturación completa) es un requisito indispensable para analizar las deformaciones de los suelos no saturados. El estudio conjunto flujo-deformación se hace en este caso necesario en más medida que lo que puede ser en el caso de los suelos saturados. Además, y por su propia naturaleza (un suelo no saturado, aunque se suponga rígido siempre puede almacenar agua) los planteamientos tienden a ser no estacionarios. Son también problemas fuertemente no lineales, pues se halla involucrada una variable como la permeabilidad con un enorme rango de valores posibles y fuertemente dependiente del grado de saturación.

En definitiva, si a la complejidad de la descripción puramente tensional de los suelos no saturados se añade la necesidad de resolver conjuntamente problemas de flujo no estacionario resultan planteamientos de dificultades formidables, cuyo estudio está únicamente en sus comienzos.

Desde el punto de vista experimental tanto en laboratorio como en campo, las dificultades son también grandes. Ello explica la lentitud con que aparecen datos medidos en la literatura científica y la resistencia de los grupos de investigación a entrar en este campo. Es muy difícil, por ejemplo, medir presiones de aire con grados de saturación altos y, en el extremo opuesto, para trabajar controladamente con succiones altas es necesario, con frecuencia, acudir a la técnica del «traslado de ejes» que se fundamenta en la hipótesis de que cuando se establece una succión dada, incrementar la presión de aire es equivalente a disminuir en la misma proporción la presión de agua.

El suelo no saturado tiende a ser esencialmente heterogéneo. En efecto, la distribución de tamaños de los poros rige las relaciones entre grado de saturación y estado de succión del agua. Se han descrito en suelos desecados o en suelos residuales distribuciones bimodales de tamaños de poro (a las que también puede corresponder una dispersión de tamaños marcadamente diferentes alrededor de una y otra «moda»).

La figura 1 muestra la distribución acumulada de tamaño de poro en suelos residuales (lateríticos) de basalto (Tuncer y Lohnes, 1977). Estas distribuciones suelen corresponder a aglomeraciones de partículas de pequeño tamaño encajadas en una matriz granular. Para un grado medio de saturación dado, las fuerzas capilares internas en una u otra familia de partículas (con independencia de la succión generada por fenómenos de absorción superficial u osmóticos, que también estarán presentes) son marcadamente diferentes.

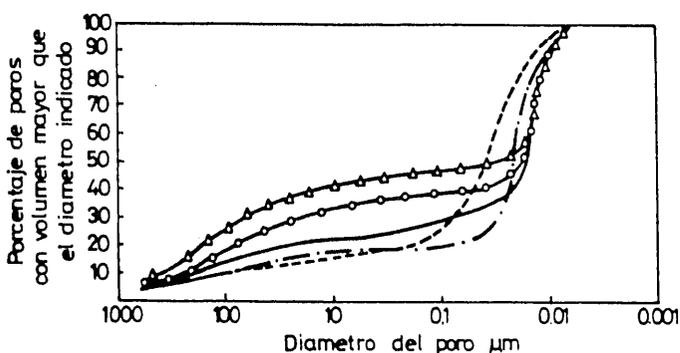


Figura 1.—Curva acumulada de la distribución del tamaño de poros de suelos lateríticos derivados de basalto (Hawaii). Tuncer y Lohnes, 1977.

Los suelos no saturados no forman ciertamente una familia con propiedades comparables. La diversidad es lógicamente enorme. En esta categoría pueden entrar, con algunas limitaciones, los suelos expansivos, los suelos residuales (especialmente extendidos en climas tropicales) y multitud de depósitos de origen aluvial o coluvionar, incluyendo los suelos cementados. Los suelos compactados en todas sus aplicaciones quedan generalmente constituidos con grados de saturación que oscilan entre 0,7 y 0,9.

Algunos de estos suelos están asociados a un tipo particular de comportamiento volumétrico (hinchamiento en suelos expansivos y fuertemente compactados); colapso en suelos residuales coluvionares de estructura abierta, cementados o débilmente compactados. En otras palabras, decir solamente suelo no saturado proporciona un escaso conocimiento del suelo. Como ilustración de las peculiaridades de algunos de los suelos mencionados y que condicionan enormemente su comportamiento se han señalado (Comité de Suelos Tropicales de la ISSMFE, 1985 a) las siguientes diferencias entre los suelos de «climas templados» y los lateríticos o saprolíticos de climas tropicales:

- a) La fracción arcillosa de los suelos lateríticos contiene óxidos hidratados de aluminio y/o hierro y, en pequeñas cantidades, minerales de la arcilla (a diferencia de los suelos «normales»). En consecuencia no son generalmente expansivos, pero tienen alta capacidad de carga cuando se humedecen y compactan apropiadamente.
- b) En la fracción limo de los suelos lateríticos y saprolíticos existe una cementación de partículas causada por óxidos hidratados de aluminio e hierro que puede eliminarse por dispersión.
- c) La fracción arenosa puede contener un alto porcentaje de concreciones de resistencia inferior a los granos de una arena tradicional. Esas concreciones absorben agua con más facilidad y tienen gran densidad.

A veces los suelos residuales derivados de rocas intrusivas contienen partículas, de tamaño

arena, de mica y feldespatos alterados. La presencia de mica reduce su densidad seca, aumenta el contenido óptimo de humedad de compactación, aumenta la expansividad y reduce la capacidad de carga y el índice de plasticidad.

Por su parte, en los suelos compactados existe generalmente una selección previa atendiendo a los resultados de ensayos conocidos de identificación básica. Aún así, su comportamiento (deformabilidad, resistencia, erosionabilidad, permeabilidad) está controlado por «variables de estado» (densidad seca o índice de poros, grado de saturación, microestructura) que para un tipo de suelo y fluido intersticial definen el mínimo conjunto de variables internas propias del suelo, no redundantes, que controlan el comportamiento a posteriori. Estas variables de estado dependen, en este caso, del proceso de compactación, seguido (humedad, energía, método de compactación). Pero no acaba aquí la descripción de los factores que influyen en el comportamiento de este suelo (pensemos, por ejemplo, en su deformabilidad volumétrica). Es necesario conocer además el estado tensional imperante (al menos la tensión media) y la historia de los cambios en el mismo y en la humedad.

La cualidad de no saturación es pues, altamente insuficiente. Pero es una información clave para alertar sobre la posibilidad de comportamientos «atípicos» y sobre todo indica que para tratar con ellos los principios básicos convencionales de la mecánica del suelo no son aplicables.

En franco paralelismo con el desarrollo de la mecánica del suelo clásica se ha intentado en algunas ocasiones derivar una expresión para la tensión efectiva de suelos no saturados (Bishop, 1959; Lambe, 1960; Sparks, 1963; Donald, 1963). La expresión propuesta por Bishop

$$\sigma' = \sigma - p_a - X (p_{v_s} - p_a) = \sigma - [X p_w + (1 - X) p_a] = \sigma - p^* \quad [1]$$

donde  $p_a$  y  $p_{v_s}$  son las presiones de aire y agua respectivamente,  $\sigma$  la tensión total,  $X$  un parámetro y  $p^*$  una presión equivalente de fluido en analogía con la definición de tensión efectiva en suelos saturados, fue inicialmente acep-

tada a comienzos de la década de los 60 como una aproximación razonable.

Utilizando este planteamiento fue posible analizar ensayos de corte sobre suelos no saturados. Se encontró que el parámetro  $X$  dependía fundamentalmente del grado de saturación y que la expresión (1) podía ser utilizada para grados de saturación superiores a un cierto valor crítico que dependía del tipo de suelo. Sin embargo, a medida que se acumuló experiencia sobre este planteamiento y sobre todo cuanto se trató de explicar el comportamiento volumétrico del suelo y en particular el fenómeno del colapso bajo succiones decrecientes (humectación) (para un determinado nivel de tensiones) se apreciaron francas anomalías en el concepto de tensión efectiva. Un resumen del proceso histórico que condujo al abandono de la expresión (1) en suelos no saturados puede encontrarse en Wood (1979) y en Lloret y Alonso (1980). Expresiones como (1) más que un principio o ley definen una cierta tensión intergranular que no es suficiente como variable macroscópica.

El proceso de discusión y de intento de derivar una tensión efectiva en suelos no saturados, ha sido, sin embargo, importante para conocer más a fondo su comportamiento desde un punto de vista formal e incluso para proporcionar conceptos prácticos de indudable trascendencia. Por ejemplo, si el suelo permanece casi saturado, aunque el agua adquiera una succión, el principio clásico de tensiones efectivas puede utilizarse. Los límites para esta posibilidad se han establecido, generalmente, a partir de ensayos de corte sobre muestras con un grado de saturación alto o total y succiones crecientes. Por ejemplo, para una arena de playa Towner y Childs (1972) indican que ese valor límite para la succión es solamente de 2 kN/m<sup>2</sup>. Sin embargo, para una arcilla como la de Londres, Bishop et al. (1975) indican que este valor límite es de 20 MN/m<sup>2</sup>. Los mismos autores indican que en caolín la succión límite es próxima a 1,5 MN/m<sup>2</sup>. Desde la perspectiva del comportamiento volumétrico el esfuerzo investigador ha servido para confirmar que una estructura dada de suelo puede exhibir colapso o hinchamiento en función de condiciones «ambientales» (fundamentalmente la succión y la ten-

sión total aplicada). Una alternativa para estudiar este comportamiento es hacer uso de los conceptos de variables y superficies de estado que se describen en el apartado siguiente.

### VARIABLES Y SUPERFICIES DE ESTADO. COMPORTAMIENTO DEFORMACIONAL

Se denominan funciones de estado a aquellas funciones que relacionan entre sí las diferentes variables independientes que controlan el comportamiento de un suelo.

En el caso de suelos saturados (al menos en arcillas normalmente consolidadas y suelos granulares) dichas variables son, por un lado, el índice de poros o la humedad (que definen el estado volumétrico del suelo) y por otro, las tensiones efectivas (que definen su estado tensional).

En suelos parcialmente saturados aumenta el número de variables que definen el estado del suelo dado que, además del estado tensional, hay que conocer su porosidad y el grado de saturación. Bishop y Blight sugieren ya en 1963 que el empleo de la tensión referida a la presión del aire ( $\sigma - p_a$ ) y de la succión ( $p_a - p_w$ ) es más apropiada que el empleo de alguna forma de tensión efectiva para definir el estado tensional del suelo parcialmente saturado. Este planteamiento ha sido seguido por numerosos investigadores que lo han justificado tanto teórica como experimentalmente.

Matyas y Radhakrishna (1968) usan el concepto de superficie de estado para representar gráficamente las relaciones entre cada una de las variables de estado (grado de saturación e índice de poros) y el estado tensional de un suelo parcialmente saturado, sometido a estados de carga sin deformación lateral o de compresión isotrópica (representado por  $(\sigma - p_a)$  y  $(p_a - p_w)$ ).

Se ha comprobado experimentalmente la unicidad de estas superficies en suelos no muy plásticos (que no pueden ser calificados de marcadamente expansivos) y siempre que, tanto los cambios de saturación como de volumen del suelo sean en un solo sentido. Ciclos de descarga o de secado-humedecimiento que provoquen fenómenos de histéresis invalidan la unicidad de las superficies.

Porter y Nelson (1980) estudiando el comportamiento de pizarras expansivas de Montana (Bearpaw) y Colorado someten a muestras de estos terrenos a trayectorias alternativas que parten y acaban en un mismo estado tensional. En una de las trayectorias se inhibió inicialmente la muestra (disminución de succión) para incrementar posteriormente la carga vertical (bajo condiciones edométricas). En otro grupo de trayectorias se sometían inicialmente las muestras a carga vertical para reducir a continuación la succión. En ambos casos la tensión total final aplicada y la succión (cero) eran las mismas y, sin embargo, los índices de poros no coincidían. En este caso, sin embargo, aunque el cambio de saturación siempre aumentaba en las dos trayectorias, el índice de poros experimentaba alternancias de sentido.

En la figura 2 a) y b) se muestran las superficies de estado encontradas para el «piñolén», arena arcillosa que constituye el núcleo de la presa del Limonero (Málaga), cuando se le somete a carga con confinamiento lateral total. Puede observarse como la deformabilidad del suelo aumenta a medida que disminuye la succión. Asimismo, puede cuantificarse la magnitud del colapso que se produce cuando disminuye la succión bajo carga constante.

El conocimiento de la forma de estas superficies es útil para elaborar cualquier modelo de comportamiento para suelos parcialmente saturados que pretenda incorporar los fenómenos de hinchamiento y colapso. Por tanto, es de gran interés encontrar formulaciones matemáticas sencillas que puedan reflejar dichas superficies. Tras estudiar desde un punto de vista estadístico la bondad de diversas formulaciones para predecir resultados encontrados por varios autores para diferentes suelos, Lloret y Alonso (1985) proponen las siguientes relaciones:

1. Para el índice de poros y una variación limitada del rango de las tensiones totales.

$$e = a + b (\sigma - p_a) + c \log (p_a - p_w) + d (\sigma - p_a) \log (p_a - p_w) \quad [2]$$

2. Si el rango de tensión total es mayor, una expresión más adecuada es

$$e = a + b \log (\sigma - p_a) + c \log (p_a - p_w) + d (\sigma - p_a) \log (p_a - p_w) \quad [3]$$

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

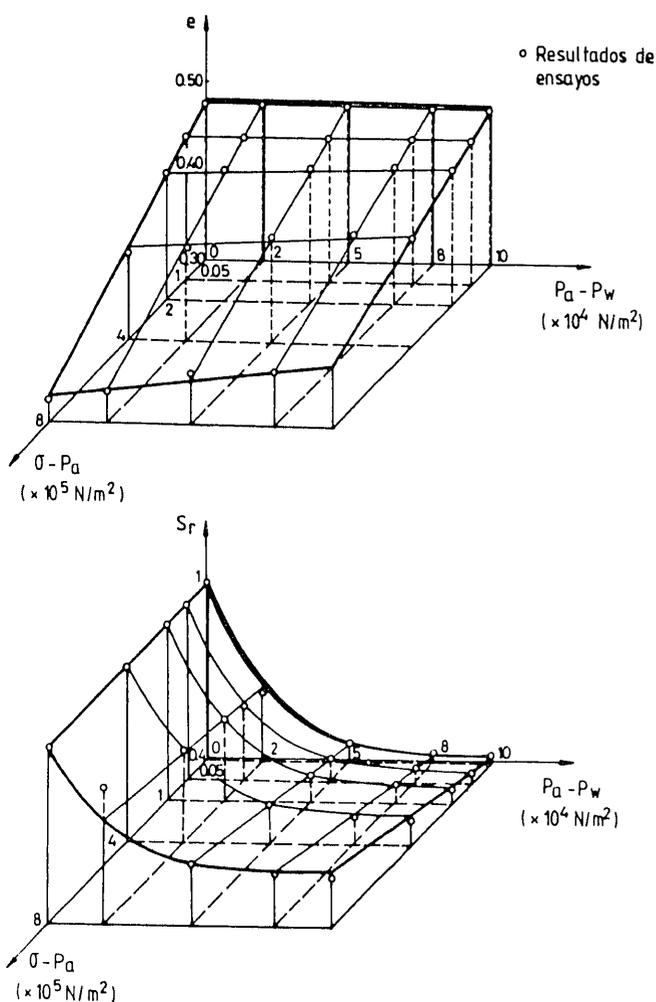


Figura 2. — Superficies de estado interpoladas sobre resultados experimentales correspondientes al «piñón» que constituye el núcleo de la presa del Limonero. a) índice de poros. b) saturación.

3. En relación con el grado de saturación se obtienen excelentes resultados con los dos modelos siguientes:

$$S_r = a - Th [b (p_a - p_w)] [c + d (\sigma - p_a)] \quad [4]$$

$$S_r = a - \left\{ 1 - \exp [-b (p_a - p_w)] \right\} [c + d (\sigma - p_a)] \quad [5]$$

En estas expresiones  $a, b, c, d$  son constantes, diferentes en cada caso, que dependen del tipo de suelo.

La media del grado de correlación entre los resultados experimentales y los propuestos por las expresiones anteriores es muy alta, aunque hay que señalar que quizá el rango de variación de las succiones usadas en los ensayos de laboratorio no haya sido muy grande.

Una expresión como (3) puede utilizarse para estudiar, por ejemplo, la deformación volumétrica inducida por la saturación del suelo. En efecto, a partir de un estado inicial ( $e_0$ ) y otro final saturado ( $e$ ), se define la deformación volumétrica

$$\epsilon_v = (e_0 - e) / (1 + e_0) \quad [6]$$

A partir de (3)

$$\epsilon_v = \frac{1}{1 + e_0} c \log \frac{p_a - p_w}{(p_a - p_w)_{sat}} + d \log (\sigma - p_a) \log \frac{p_a - p_w}{(p_a - p_w)_{sat}} \quad [7]$$

Un cambio en la succión de  $10^\alpha$  veces conduce a la expresión más sencilla

$$\epsilon_v = \frac{1}{1 + e_0} [\alpha c + \alpha d \log (\sigma - p_a)] \quad [8]$$

En un estudio de los cambios de volumen inducidos por la saturación en arcillas y pizarras compactadas, Abeyesekera y Lovell (1981) encontraron efectivamente dependencias como las indicadas en la ecuación (8). En sus ensayos  $c$  es proporcional a  $\gamma_a^2$  ( $\gamma_a$ : peso específico seco) y  $d$  es realmente una constante para los suelos estudiados.

Las superficies de estado han sido empleadas por Yoshida et al. (1983) para justificar el empleo de un método para determinar el hinchamiento de un suelo debido a la saturación del mismo. Bajo condiciones «in situ», el suelo seguiría una trayectoria como la (A,B) de la figura 3. Para encontrar en laboratorio este hinchamiento, los mencionados autores proponen realizar un ensayo de saturación a volumen constante (A,C) seguido de una carga (C,D) en el suelo saturado y una descarga (D,E) que se utiliza para definir el tramo (C,B). Este procedimiento se ha utilizado con buenos resultados en arcillas con índice plástico de alrededor de 50 y presiones de hinchamiento del orden de 300 kPa.

A pesar de las limitaciones impuestas para su unicidad, el uso de las superficies de estado es una herramienta que se juzga de gran utilidad en el estudio del suelo no saturado, ya que per-

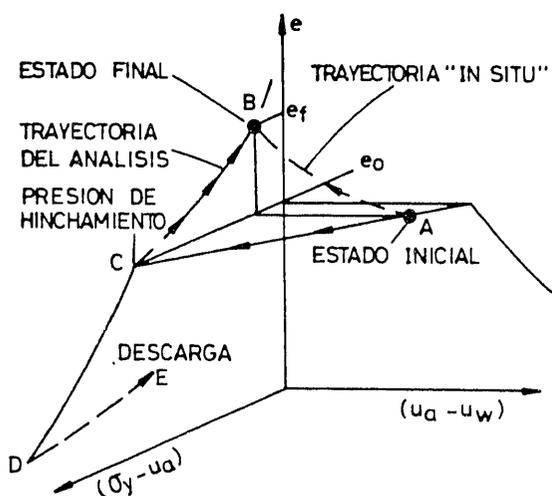


Figura 3.—Comparación entre la trayectoria de tensiones seguida por el suelo «in situ» y la usada en el análisis seguido por Yoshida et al., para estimar el hinchamiento en arcillas.

mite reflejar los diversos aspectos del complejo comportamiento del suelo de una forma simple, clara y coherente.

### COMPORTAMIENTO NO DRENADO

En condiciones no drenadas de carga isotrópica o de deformación lateral nula, los incrementos de presión de agua en los suelos saturados son iguales al incremento de carga; por tanto, la tensión efectiva no cambia y el suelo no se deforma. Sin embargo, en suelos no saturados, la mezcla aire-agua que ocupa los poros tendrá una compresibilidad que será tanto mayor cuanto menor sea el grado de saturación. Esta compresibilidad puede ser comparable a la del esqueleto sólido del suelo y, por tanto, los incrementos de carga serán resistidos en parte por dicho esqueleto y en parte por la mezcla aire-agua. La deformación instantánea producida por el aumento de la presión del aire y su consiguiente disminución de volumen dependerá tanto de la rigidez del esqueleto sólido como de la propia mezcla.

La aplicación de la carga comportará variaciones en las presiones de aire y agua. A partir de las ecuaciones de comportamiento volumétrico del aire y del agua cuando cambian sus presiones respectivas, es posible encontrar el grado de saturación y la porosidad de un suelo cuando el aire y el agua del mismo pasan de

tener unas presiones de  $p_{a0}$  y  $p_{w0}$  a tener unas presiones de  $p_a$  y  $p_w$  respectivamente

$$S_r = \frac{S_{r0} [1 + C_w (p_w - p_{w0})]}{(1 - H) S_{r0} [1 + C_w (p_w - p_{w0})] + \frac{p_{a0}}{p_a} (1 - S_{r0} + H S_{r0})} \quad [9]$$

$$n = \frac{n_0 \left\{ (1 - H) S_{r0} [1 + C_w (p_w - p_{w0})] + \frac{p_{a0}}{p_a} (1 - S_{r0} + H S_{r0}) \right\}}{1 + n_0 \left\{ (1 - H) S_{r0} [1 + C_w (p_w - p_{w0})] + \frac{p_{a0}}{p_a} (1 - S_{r0} + H S_{r0}) - 1 \right\}} \quad [10]$$

Donde  $n_0$  y  $S_{r0}$  son la porosidad y el grado de saturación inicial respectivamente,  $H$  la constante de Henry y  $C_w$  la compresibilidad del agua.

Si se hace uso del concepto de superficie de estado en el sentido de que para unas determinadas condiciones iniciales, si los procesos de deformación y saturación son monotónicos, la porosidad y el grado de saturación de un suelo son únicos para cada pareja de valores  $(\sigma - p_a)$  y  $(p_a - p_w)$ , pueden plantearse dos ecuaciones a base de imponer que tras la carga,  $p_a$  y  $p_w$  serán tales que los valores resultantes del cálculo de  $n$  y  $S_r$  a partir de las ecuaciones anteriores se encuentren sobre la superficie de estado correspondiente. Resueltas estas ecuaciones, es posible conocer las presiones de aire y agua finales y por tanto la deformación y el cambio de saturación del suelo.

Este procedimiento desarrollado por Lloret (1982) se ha aplicado al suelo ensayado por Matyas y Radhakrishna (1968). Del análisis de los resultados pueden extraerse las siguientes pautas de comportamiento:

1. Los valores de  $\Delta p_a / \Delta \sigma$  y  $\Delta p_w / \Delta \sigma$  disminuyen rápidamente a medida que decrece el grado de saturación inicial y aumentan a medida que aumenta la carga aplicada. (Salvo para succiones iniciales altas).

Para el suelo citado la variación de  $\Delta p_a / \Delta \sigma$  puede asimilarse a una exponencial decreciente de la forma:

$$\frac{\Delta p_a}{\Delta \sigma} = 0,08 + 0,92 e^{-5 \frac{p_{a0} - p_{w0}}{p_{atm}}} \quad [11]$$

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

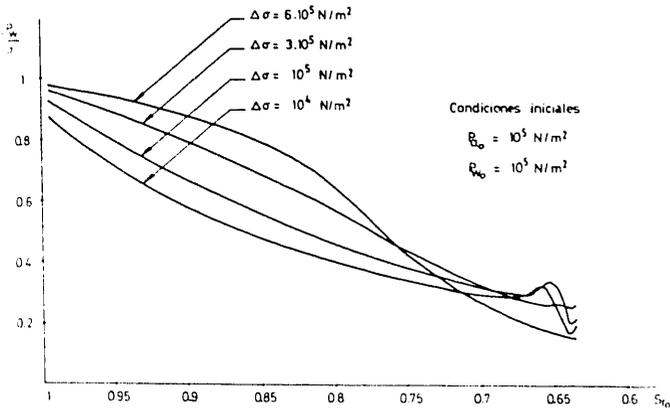


Figura 4. — Relación entre el incremento de presión del agua y la carga aplicada en función del grado de saturación inicial.

La variación de  $\Delta p_w / \Delta \sigma$  es análoga (ver fig. 4). La presión del agua aumenta más que la presión del aire de forma que  $(\Delta p_a / \Delta p_w)$  está comprendido entre 0,8 y 1 para grados de saturación entre 1 y 0,7. La disminución de la succión resultante aumenta a medida que desciende el grado de saturación inicial.

- De las trayectorias seguidas por los puntos representativos del estado del suelo sobre las superficies correspondientes se deriva que la disminución de succión es grande cuando la rigidez del suelo es pequeña ( $\sigma$  aplicada pequeña o  $S_r$  alto) y disminuye cuando la rigidez del suelo es alta ( $\sigma$  aplicada alta y  $S_r$  bajo). (Fig. 5).

Hasan et al (1980) establecen que no se producirán disminuciones de succión cuando la rigidez del esqueleto respecto

a  $\sigma - p_a$  sea igual a la rigidez del aire (también respecto a  $\sigma - p_a$ ).

- En función del grado de saturación inicial del suelo, cabe distinguir tres comportamientos diferentes respecto a su deformabilidad en condiciones no drenadas:

- El grado de saturación es alto y por tanto la mezcla aire-agua es mucho más rígida que el esqueleto sólido. En este caso puede decirse que aproximadamente  $\Delta p_a = \Delta p_w = \Delta \sigma$  y son válidos planteamientos basados sólo en la compresibilidad de la mezcla aire-agua (Bishop y Eldin (1950); Verruijt (1969); Schuurman (1966) y Barends (1979)). Son de esperar deformaciones instantáneas cada vez mayores a medida que disminuye el grado de saturación.

- Para grados de saturación menores que 0,9 la deformabilidad de la mezcla es comparable a la del esqueleto.

Para conocer el valor de la deformación hay que tener en cuenta pues, la influencia de la rigidez de dicho esqueleto.

- Para grados de saturación bajos (menores de 0,7) la rigidez de la mezcla aire-agua es prácticamente nula y la deformación del suelo viene dada por la rigidez del esqueleto. Dado que esta última aumenta al disminuir el grado de saturación, la deformación del suelo será cada vez menor.

Por tanto, existe un grado de saturación para el cual al aplicar una carga, la deformación

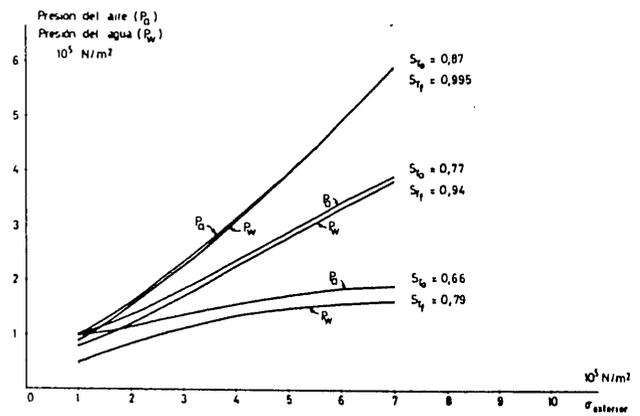
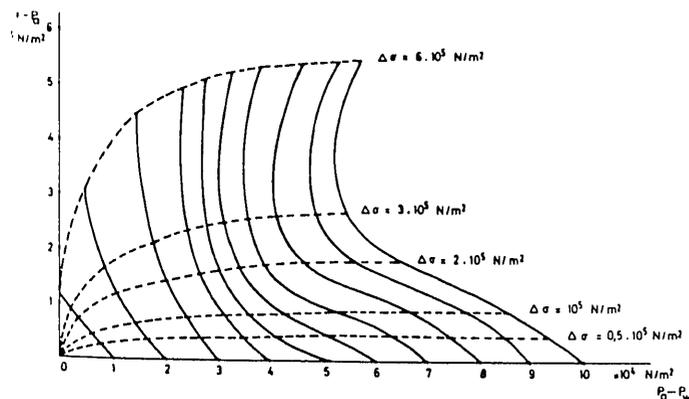


Figura 5. — Trayectoria de tensiones y succión al aplicar cargas crecientes en condiciones no drenadas y para diferentes condiciones de saturación iniciales.

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

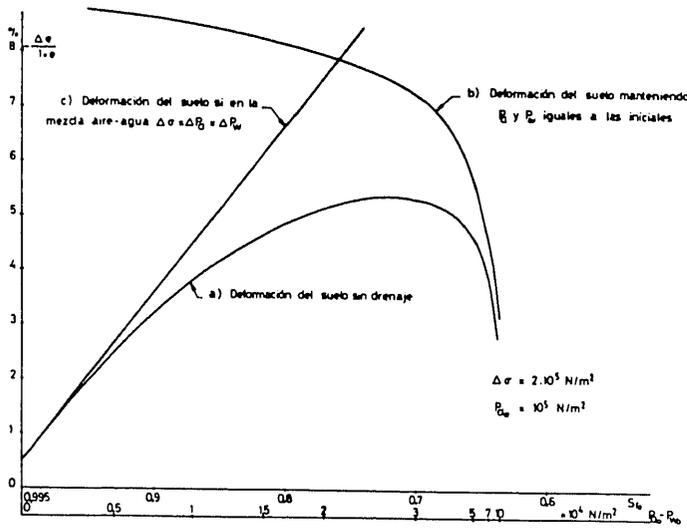


Figura 6. — Deformación del suelo. a) Sin drenaje. b) Sin cambios en las presiones de aire y agua. c) Sin transmisión de tensión al esqueleto sólido.

y el cambio en el grado de saturación son máximas. Este grado de saturación corresponde a la zona donde la deformación que tendría el suelo si la mezcla resistiese toda la carga externa (curva c de la fig. 6), fuera igual a la que se produciría si la carga fuera resistida en su totalidad por el esqueleto sólido ( $\Delta p_a = \Delta p_w = 0$ , curva b de la figura 6).

Aunque el fenómeno de la compactación de un suelo comporta la aplicación de cargas cíclicas, es de esperar que las deformaciones y cambios en el grado de saturación que sufra el suelo en ese proceso estén muy condicionados por el comportamiento del suelo frente a la aplicación de una carga en condiciones no drenadas. Es evidente la correspondencia entre la forma de la curva que representa la deformación alcanzada por un suelo en función de su saturación inicial y las curvas resultantes de un ensayo Proctor.

Asimismo puede constatarse en ensayos de compactación «in situ» como los mostrados en la figura 7, que la variación del grado de saturación al compactar el suelo es máxima para una humedad intermedia. Este comportamiento es análogo al obtenido para la aplicación al suelo de una carga en condiciones no drenadas, tal como se muestra en la figura 8.

La generación de presiones de aire y agua bajo cargas instantáneas (se conserva el contenido de humedad) más generales está poco in-

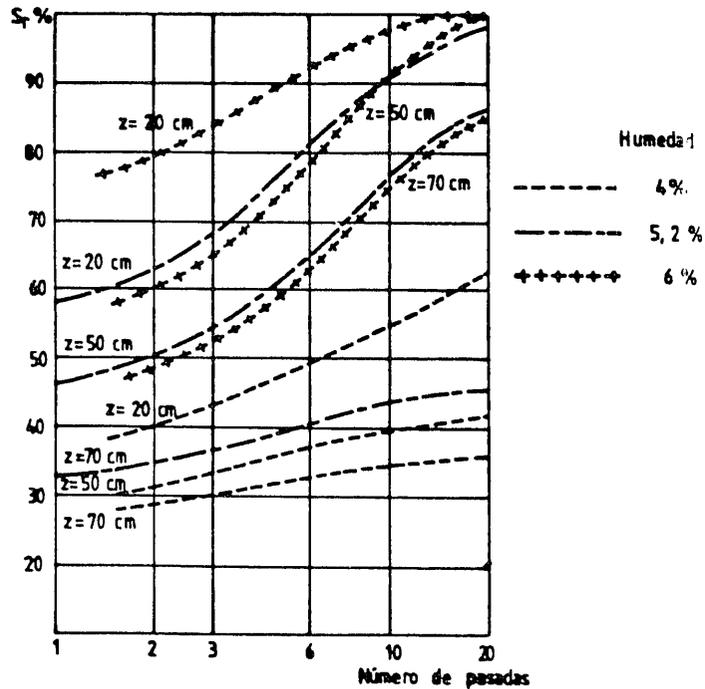


Figura 7. — Variación del grado de saturación según la energía de compactación para varias humedades. (Franceschina et al., 1974).

vestigada. Bishop (1960) propuso la adopción de coeficientes de presión intersticial  $B_a$ ,  $A_a$  y  $B_w$ ,  $A_w$ , referidos al aire y al agua, similares a los coeficientes de Skempton:

$$\Delta p_a = B_a [\Delta \sigma_3 + A_a (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad [12]$$

$$\Delta p_w = B_w [\Delta \sigma_3 + A_w (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad [13]$$

lo que permite derivar también una expresión para el cambio en succión,  $\Delta (p_a - p_w)$ .

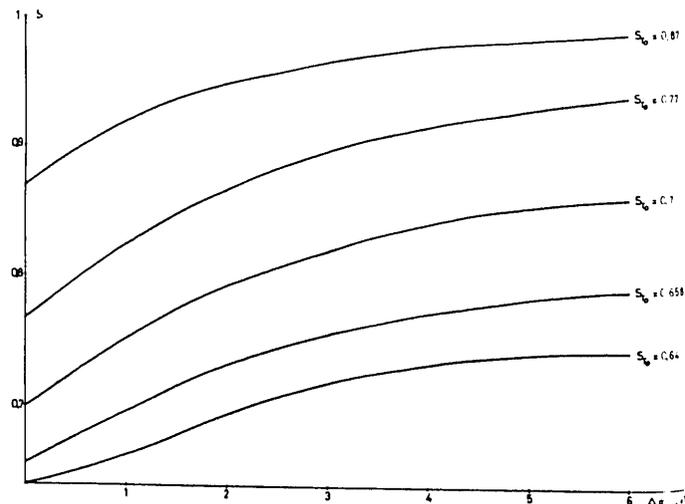


Figura 8. — Variación del grado de saturación al aumentar la carga en condiciones no drenadas y para distintas condiciones iniciales.

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

Johnson (1974) utilizando cápsulas psicrométricas instaladas dentro de muestras de arcilla remoldeada no saturada sometidas a ensayo triaxial, pudo medir valores de  $B_w$  de 0,8 cuando se variaba la presión de cámara. La aplicación de un desviador prácticamente no cambiaba la succión en este caso. Otros ensayos triaxiales (Garlanger, 1970, citado por Wood, 1979) fueron también interpretados en términos de los parámetros A y B. En la tabla 1 aparecen los valores de B medidos en una arcilla limo-arenosa bien graduada («Champaign till»). Pueden observarse el efecto de la humedad de compactación y los pequeños valores de  $B_a$ .

TABLA 1

Resumen de valores de B medidos para arcilla limo-arenosa compactada (GARLANGER, 1970)

Humedad (%)	7.8			9.6			13		
	$B_w$	$B_a$	$S_r$	$B_w$	$B_a$	$S_r$	$B_w$	$S_r$	
40	0,32	0,03	0,50	0,28	0,047	0,7	0,57	0,95	
80	0,28	0,032	0,51	0,21	0,050	0,72	0,67	0,97	
120	0,24	0,037	0,52	0,19	0,052	0,74	0,76	0,98	
160	0,4	0,039	0,53	0,17	0,054	0,76	0,82	0,99	
200	0,18	0,042	0,54	0,15	0,056	0,77	0,86	1	

También se midieron valores de  $A_a$  y  $A_w$  en función de la presión de confinamiento y del contenido de humedad.

Es dudoso que en terrenos compactados por debajo del óptimo puedan darse condiciones «no drenadas» en relación con el aire, pues la permeabilidad al aire es grande. Sin embargo, esta conclusión puede cambiar si por acumulación de capas se incrementa el grado inicial de saturación como ocurre normalmente en la construcción de presas de tierra.

## DEFORMACIONES ASOCIADAS A FLUJO

### Planteamiento general

La aplicación de cargas o las variaciones de la succión del suelo ocasionadas por factores ambientales (cambios de humedad) originan

gradientes de alturas piezométricas de aire y agua que provocan el flujo, no estacionario, de dichos fluidos. Este flujo ocasiona cambios en las presiones de aire y agua que cambian el estado tensional y, por tanto, el volumen y la saturación del suelo. Estos últimos afectan al movimiento de los fluidos y, por tanto, existe un acoplamiento entre los fenómenos de flujo y tensodeformacionales.

Análogamente al caso saturado pueden plantearse las ecuaciones de equilibrio del suelo y las de continuidad de los dos fluidos. Para resolver el problema, en las primeras será necesario introducir ecuaciones constitutivas del tipo tensión-deformación y en las segundas, fundamentalmente las ecuaciones del movimiento del aire y del agua. En el esquema de la figura 9 pueden resumirse las interconexiones entre las diferentes variables que afectan al problema. En general sólo caben las soluciones numéricas. A continuación se indica su planteamiento.

Las ecuaciones de equilibrio pueden escribirse como:

$$\frac{\partial (\sigma_{ij} - \delta_{ij} p_a)}{X_i} + \frac{\partial p_a}{\partial X_i} + X_i = 0; \quad [14]$$

$$\sigma_{ij} = \sigma_{ji}; \quad i = 1, 2, 3$$

Donde  $X_i$  son las fuerzas másicas. Utilizando el método de los elementos finitos y el teorema de los trabajos virtuales, las ecuaciones ante-

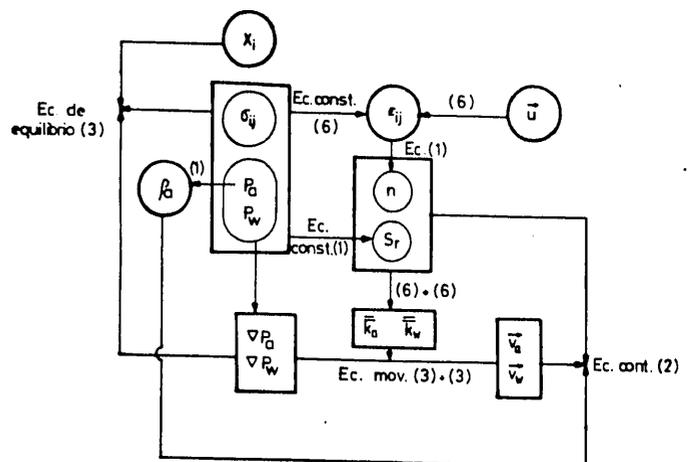


Figura 9. — Variables y ecuaciones que intervienen en el problema de deformación con drenaje en suelos no saturados.

riores se transforman en el sistema integral:

$$\int_V [N]^T [L]^T \{ \sigma \}^* dv = \quad [15]$$

$$\int_V [N]^T \Delta \{ p_a + X \} dv + \int_{S_2} [N]^T \{ T \} ds_2$$

$$\{ \epsilon \} = [L] \{ u \}; \{ u \} = [N] \{ a \} \quad [16]$$

Donde  $\{ u \}$  y  $\{ a \}$  son los desplazamientos en cada punto y en los nodos respectivamente,  $[N]$  la matriz de funciones de forma,  $[L]$  un operador diferencial,  $\{ T \}$  las tensiones referidas a la presión del aire en el contorno y  $\{ \sigma \}^* = \{ \sigma_{xx} - p_a, \sigma_{yy} - p_a, \sigma_{zz} - p_a, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}, \sigma_{yz} \}$

Para plantear este sistema de ecuaciones en términos de desplazamientos en los nodos « $\{ a \}$ » es necesario utilizar una relación entre las deformaciones  $\{ \epsilon \}$  y el estado tensional y succión. Dado que esta relación es no lineal, debe utilizarse una forma incremental análoga a la sugerida por Coleman (1962).

$$\delta \{ \epsilon \} = [G]^{-1} \delta \{ \sigma \}^* + \{ F \} \delta (p_a - p_w) \quad [17]$$

Donde los coeficientes de  $G$  y  $F$  dependen tanto del estado tensional y succión, como de la historia de tensiones y saturación del suelo.

Llamando  $[B]$  a  $[L] [N]$  resulta:

$$\left( \int_V [B]^T [G] [B] dv \right) \delta \{ a \} =$$

$$\int_V [B]^T [G] \{ F \} \delta (p_a - p_w) +$$

$$\int_V [N]^T \delta \{ \nabla p_a + X \} dv + \int_{S_2} [N]^T \delta \{ T \} ds_2$$

El sistema se puede resolver utilizando las técnicas usuales de elementos finitos en plasticidad. Conocidas  $\delta \{ a \}$  es posible conocer  $\delta \{ \epsilon \}$  y  $\delta \{ \sigma \}^*$

Por otra parte, si no se tiene en cuenta el efecto de los gradientes térmicos y osmóticos ni el flujo de agua en forma de vapor, cuyos efectos son despreciables salvo en el caso de suelos muy secos, las ecuaciones de continuidad del aire y del agua pueden escribirse como:

$$\frac{\partial}{\partial t} [p_a n [1 - S_r]] - \text{div} [p_a [\bar{K}_a (\nabla Z + \frac{1}{p_a g} \nabla p_a)] \quad [19]$$

$$H \bar{K}_w \nabla (Z + \frac{p_w}{\rho_w}) = 0$$

$$\frac{\partial}{\partial t} [p_w n S_r] - \text{div} [p_w \bar{K}_w \nabla (Z + \frac{p_w}{\rho_w})] = 0 \quad [20]$$

Siendo  $p_a$  y  $p_w$ ,  $\bar{K}_a$  y  $\bar{K}_w$  las densidades y matrices de permeabilidad del aire y del agua respectivamente. Estas ecuaciones diferenciales son resolubles en términos de  $p_a$  y  $p_w$  si se establecen las relaciones siguientes:

$$1) \quad p_a = f_1 (p_a) \quad [22]$$

$$2) \quad K_{a_{ij}} = f_{2ij} (n, S_r) \quad [22]$$

$$3) \quad K_{w_{ij}} = f_{3ij} (n, S_r) \quad [23]$$

$$4) \quad n = f_4 (p_a - p_w, p_a - p_w, n_o, S_{r_o}) \quad [24]$$

$$5) \quad S_r = f_5 (p_a - p_w, p_a - p_w, n_o, S_{r_o}) \quad [25]$$

Planteado el sistema de ecuaciones diferenciales en términos de las presiones, éste puede ser resuelto utilizando la técnica de los elementos finitos asociada al método de Galerkin y haciendo una discretización parcial en el tiempo (Lloret y Alonso, 1980).

Hay que hacer notar que este sistema es profundamente no lineal, dado que las variaciones de las permeabilidades con la porosidad y sobre todo con el grado de saturación pueden ser muy importantes. Ello es debido a la rápida disminución de la sección disponible para el flujo de agua cuando al disminuir el grado de saturación el agua tiende a permanecer en los poros de diámetro menor.

Se han elaborado diversos modelos para las funciones  $f_2$  y  $f_3$ . Bear (1972) y Kovacs (1981) recogen un elevado número de ellos. Entre los más sencillos y eficaces pueden citarse las debidas a Irmay (1954), Lambe y Whitman (1968) y Yoshimi y Osterberg (1964):

$$K_w (e, S_r) = \left( \frac{S_r - S_{r_u}}{1 - S_{r_u}} \right)^m \cdot 10 \left( \frac{e - e_o}{a} \right) \cdot [26]$$

$$\cdot K_w (e = e_o, S_r = 1)$$

$$K_a (e, S_r) = b (e (1 - S_r))^c \quad [27]$$

Donde  $S_{r_u}$  es el grado de saturación para el cual no existe agua libre,  $m$ , un parámetro cuyo valor está entre 3 y 4 y  $a, b, c$ , constantes.

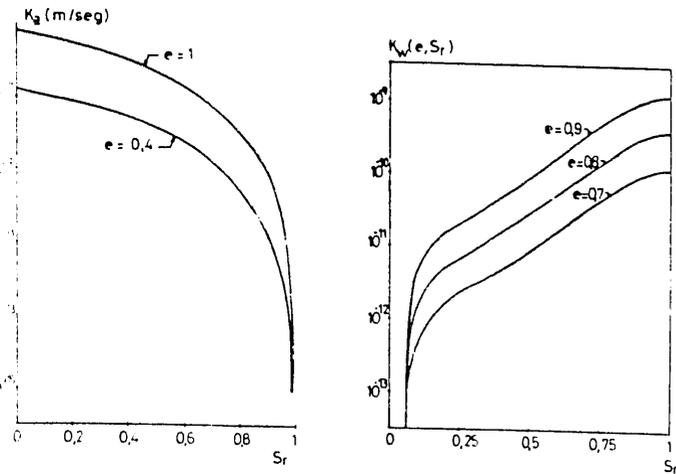


Figura 10. Variaciones de las permeabilidades del aire y del agua al variar el grado de saturación.

En la fig. 10 puede observarse como para grados de saturación por encima de 0,85 la permeabilidad del aire cae bruscamente y como la del agua lo hace por debajo de 0,3. Entre esos grados de saturación las permeabilidades pueden variar fácilmente en varios órdenes de magnitud.

Existen a pesar de todo pocos datos experimentales de permeabilidad de suelos no saturados naturales o compactados. Ello es seguramente debido a la dificultad experimental. Lee et al (1983) presentan el efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad de tres suelos de Hong-Kong (figura 11). Los datos muestran la gran variación de permeabilidad asociada a pequeños cambios de saturación.

La relación entre el volumen de poros y el estado tensional puede encontrarse a través del cálculo de la deformación volumétrica sufrida por el suelo al cambiar la tensión utilizando los coeficientes de  $[G]^{-1}$  y  $\{F\}$ .

Sin embargo, no se han desarrollado hasta el momento las ecuaciones constitutivas que permitan conocer los valores de  $[G]$ ,  $\{F\}$  y la relación  $f_5$  en el caso más general de estado de carga bi o tridimensional y que reflejen adecuadamente el comportamiento del suelo no saturado. En este sentido y para pequeñas variaciones Fredlund y Morgenstern (1976) proponen una relación lineal como extensión de la formulación elástica clásica donde los coeficientes de  $[G]$  y  $\{F\}$  son constantes.

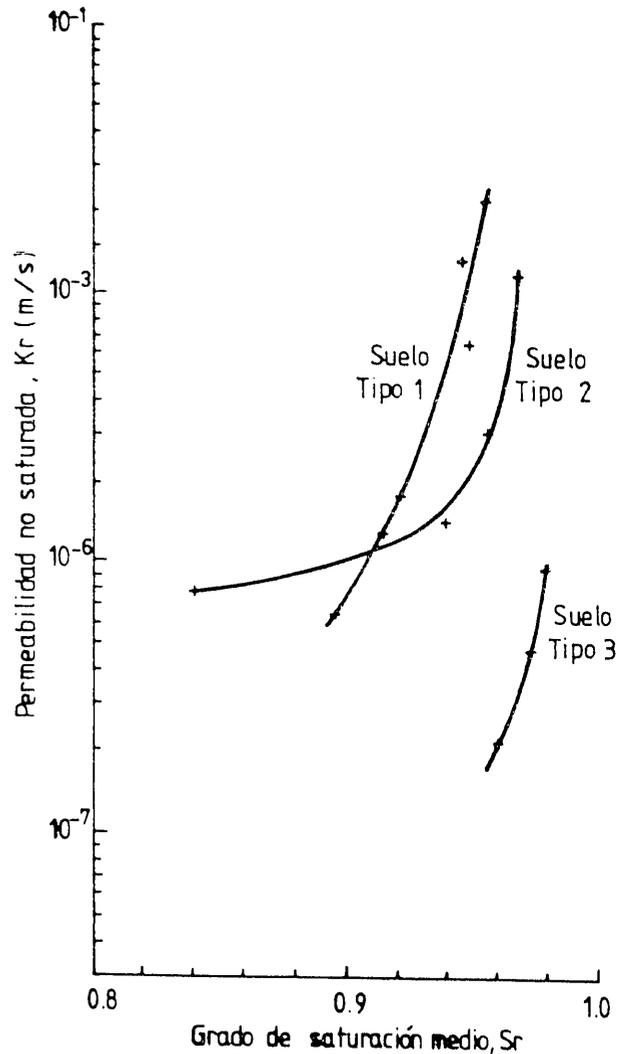


Figura 11. -- Efecto del grado de saturación sobre la permeabilidad de tres suelos de Hong Kong (Lee et al., 1983).

### Planteamiento unidimensional

En el caso de estado de carga con deformación lateral nula, la presión vertical en cada punto vendrá dada por el peso de tierras situadas por encima de ese punto, más la eventual sobrecarga; por tanto, no será necesario realizar un estudio tensodeformacional para evaluar dicha presión. Por otra parte, las relaciones entre esa tensión vertical referida a la presión del aire y la succión, con la porosidad y el grado de saturación pueden establecerse a partir de las conocidas superficies de estado. Por tanto, para resolver el problema bastará con usar las ecuaciones de la continuidad de los dos fluidos para conocer las variaciones de  $p_a$  y  $p_w$ . Conocidas estas presiones, a través de las superfi-

cies del estado es posible conocer la deformación y saturación del suelo.

Aunque la restricción impuesta al estado de cargas sea importante, este planteamiento permite resolver casos de gran interés práctico como pueden ser la infiltración vertical de agua en un suelo o la aplicación de una carga suficientemente extensa. A continuación se presentan algunos resultados de la aplicación del método esquematizado que evidencian pautas del comportamiento típicas del suelo no saturado, que son, en general, muy difíciles de medir.

a) *Imbibición*

Se ha estudiado la infiltración de agua en 0,5 m del suelo con una succión inicial lineal entre 0 y 50 kPa. En la figura 12 se reflejan los perfiles de saturación para diferentes tiempos. Análogamente en la figura 13 se muestra cómo evo-

lucionan en distintos puntos las presiones de aire y agua. Cabe resaltar el hecho de que cuando el grado de saturación de la zona superior se eleva por encima de 0,8 se produce un aumento de la presión del aire en casi toda la columna del suelo. Ello se debe a que la permeabilidad del aire en esa zona será muy pequeña y para salir del suelo necesitará un cierto gradiente. Por otra parte, en la zona interior la permeabilidad del aire será lo suficientemente alta como para que los gradientes de presión de aire sean mucho menores que en los bordes. Tradicionalmente en el estudio de la infiltración sólo se ha planteado la ecuación de continuidad del agua considerando al suelo indeformable y el aire a presión atmosférica. Sin embargo, la inclusión del flujo del aire en la formulación permite poner de manifiesto fenómenos

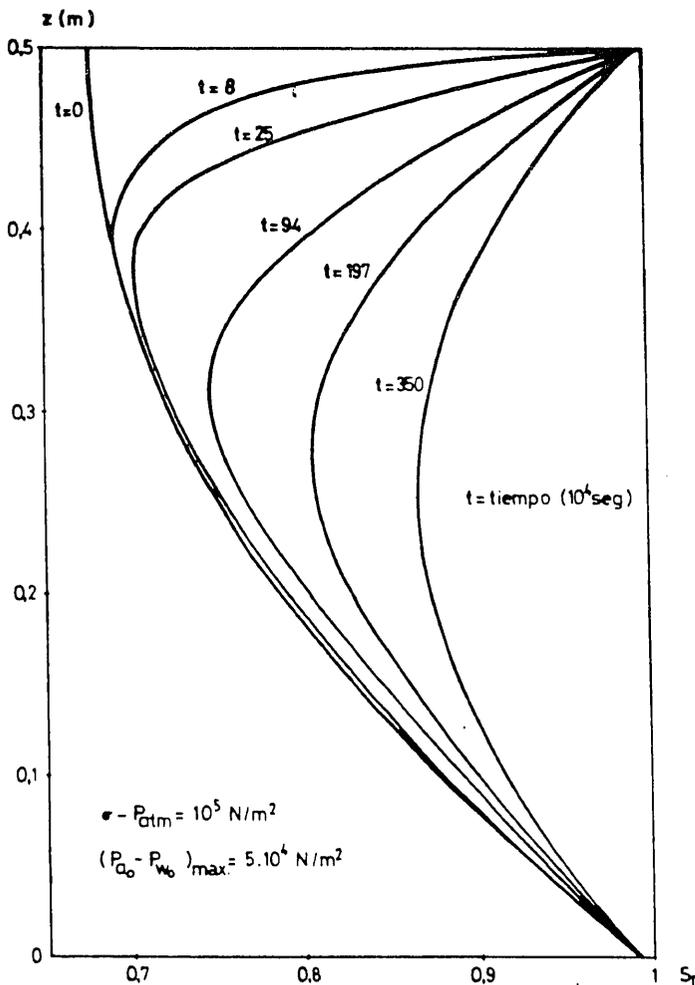


Figura 12. — Isochronas del grado de saturación en un proceso de imbibición con succión inicial lineal.

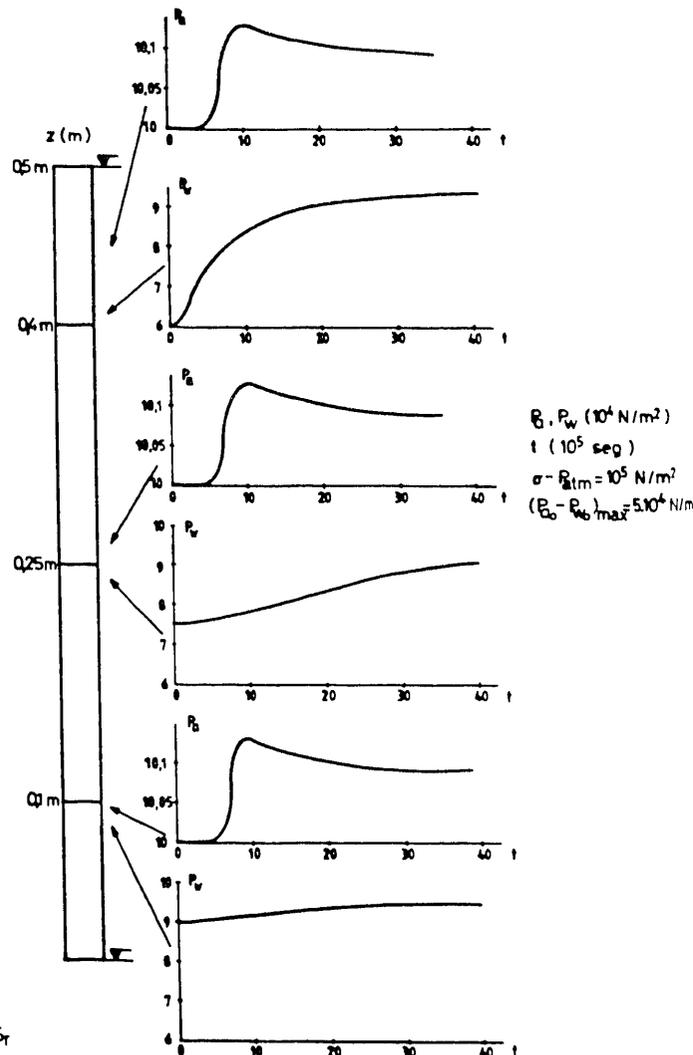


Figura 13. — Evaluación en diferentes puntos del suelo de las presiones de aire y agua durante un proceso de imbibición.

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

como el descrito y, en ocasiones, puede compensar con creces el aumento de complejidad que se deriva de dicha inclusión. (Morelseytoux y Vauclin, 1983).

### b) Consolidación con succión controlada

Si se aplica una carga sobre una pastilla de suelo con la succión de sus bordes constante, cabe distinguir tres etapas:

1. Aumento de las presiones de los fluidos en condiciones no drenadas y reducción más o menos grande de la succión.
2. Disipación total de la sobrepresión de aire, con variación muy pequeña de la succión. Disipación parcial de la sobrepresión de agua (prácticamente igual a la del aire). La velocidad de disipación estará controlada por la permeabilidad del aire y, por tanto, salvo para suelos próximos a la saturación, será muy alta.
3. Aumento de la succión en el interior del suelo hasta alcanzar la succión de los bordes. La presión del aire permanece prácticamente constante y se disipa totalmente la sobrepresión de agua. La duración de esta tercera etapa viene dada fundamentalmente por la permeabilidad del agua y, por tanto, será más lenta que la segunda.

Si no se controla la succión en los bordes de la pastilla de suelo sólo se desarrollan las dos primeras etapas. En la figura 14 se muestran las isocronas de las presiones de aire y agua tras la aplicación de la carga para un suelo con un grado de saturación de 0,7.

La duración de la disipación de las sobrepresiones en la segunda etapa y la relación entre la deformación instantánea y diferida varían enormemente en función del grado de saturación. En la figura 15 puede comprobarse que para un grado de saturación de 0,9 la deformación instantánea es del orden del 40 % y las sobrepresiones se disipan en un tiempo 10 veces menor que en el caso saturado.

Por otra parte, puede comprobarse que la cantidad de agua en el interior del suelo cambia muy poco durante la segunda etapa, de forma que el proceso se produce prácticamente a humedad constante para suelos relativamente secos. Evidentemente la relación entre la disminución del volumen de agua y la del volumen de los poros aumentará a medida que aumente el grado de saturación. En el caso de que el borde del suelo esté en contacto con la atmósfera y no se fije en él la succión, el agua no podrá salir del suelo mientras su presión no supere a la atmosférica. Si tras la aplicación de la carga, la presión del agua no excede a la atmos-

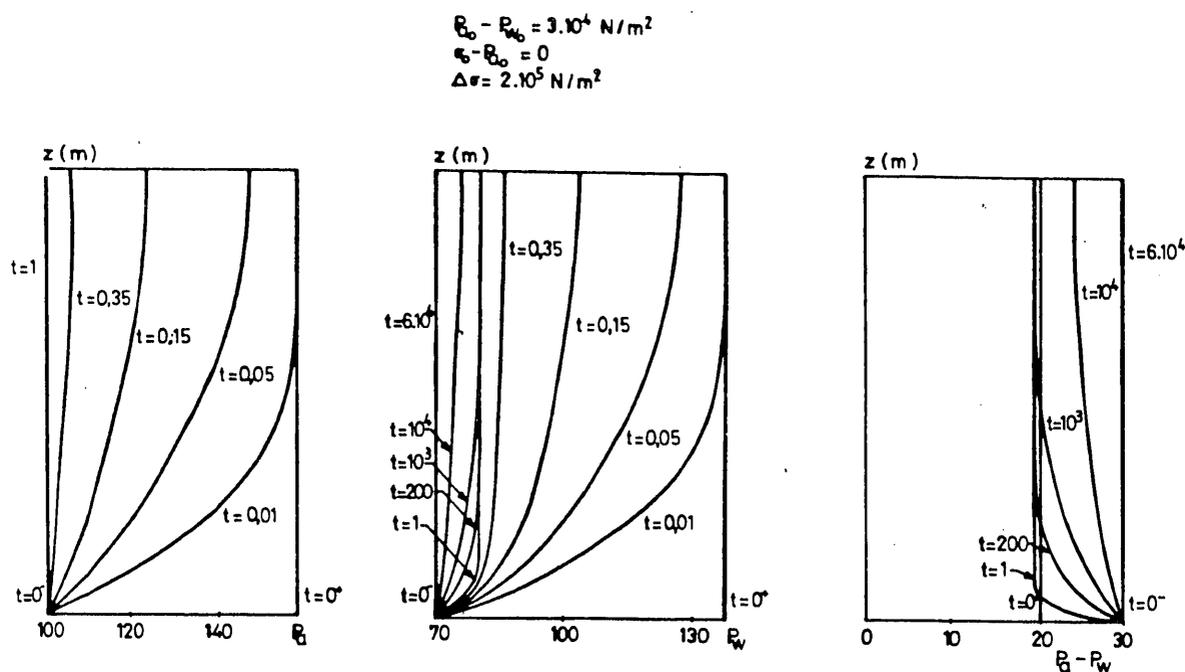


Figura 14. — Isocronas de la presión de aire, presión de agua y succión en un proceso de carga con succión controlada en el borde.

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

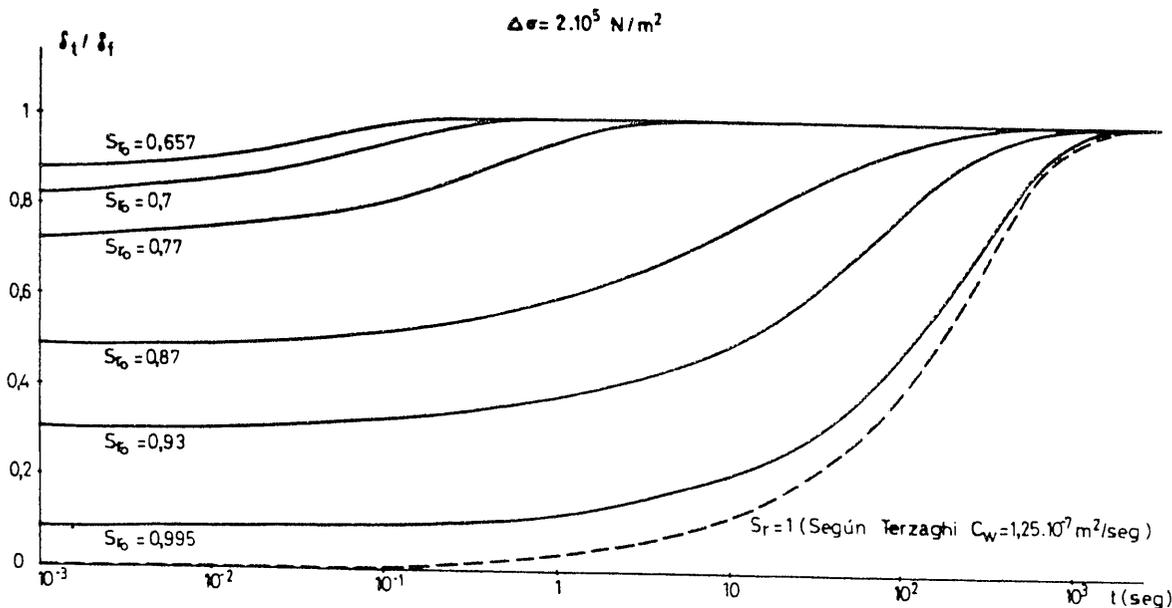


Figura 15.—Evolución de la deformación con el tiempo en un proceso de carga con succión controlada para diferentes grados de saturación iniciales.

férica, el proceso se desarrolla pues, a humedad constante.

Por último, en la figura 16 se muestra como evolucionan las permeabilidades y el grado de

saturación en las tres etapas mencionadas. La disminución del grado de saturación de la tercera etapa se produce tanto por disminución del volumen de agua como por aumento del volu-

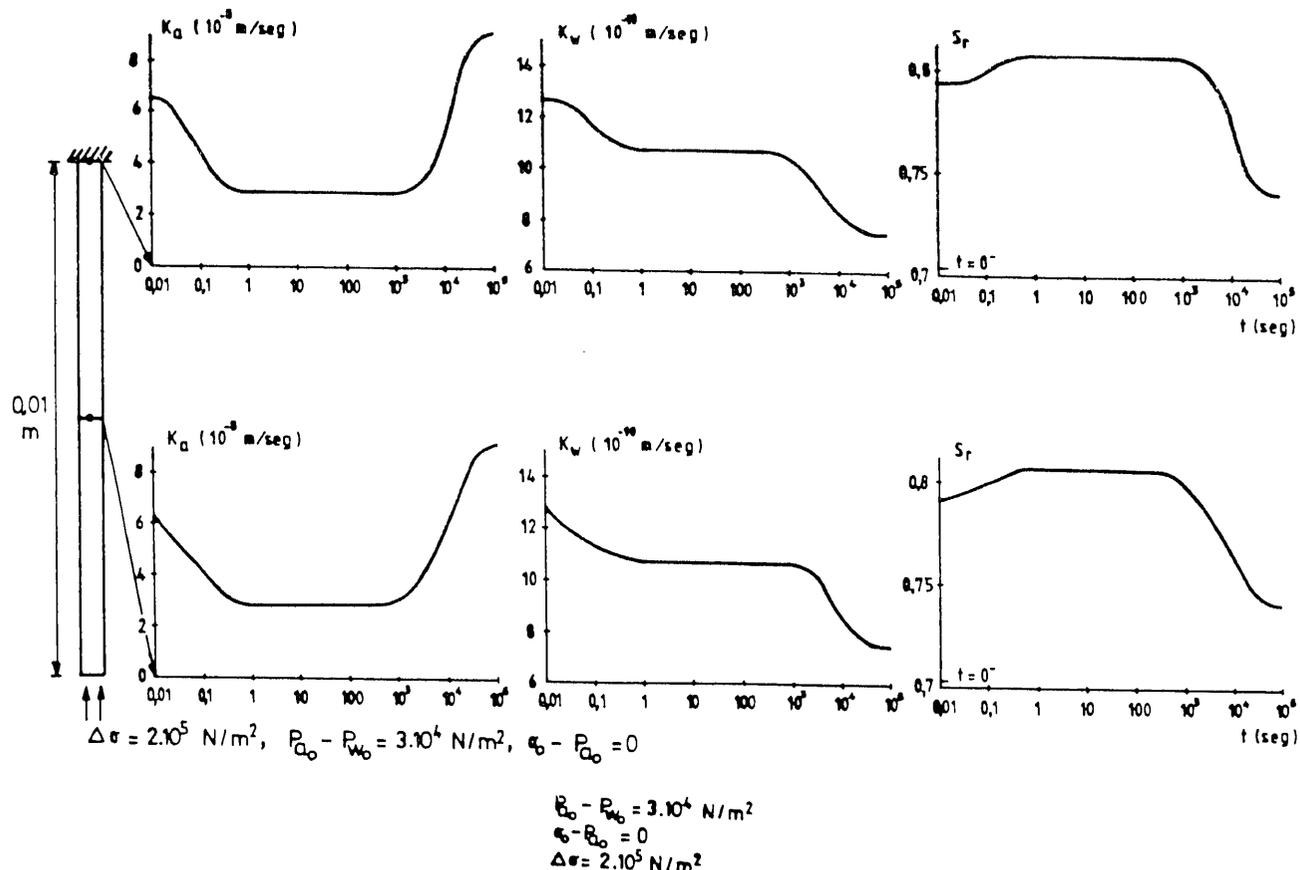


Figura 16.—Evolución de las permeabilidades de aire y agua y del grado de saturación en un proceso de carga con succión constante en el borde.

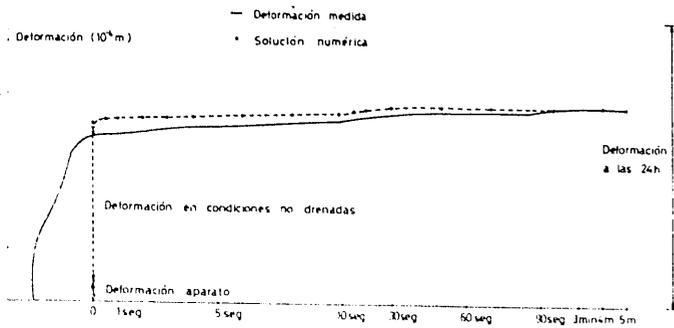


Figura 17. Evolución en el tiempo de la deformación de una pastilla de suelo. Comparación de los resultados experimentales y del modelo numérico.

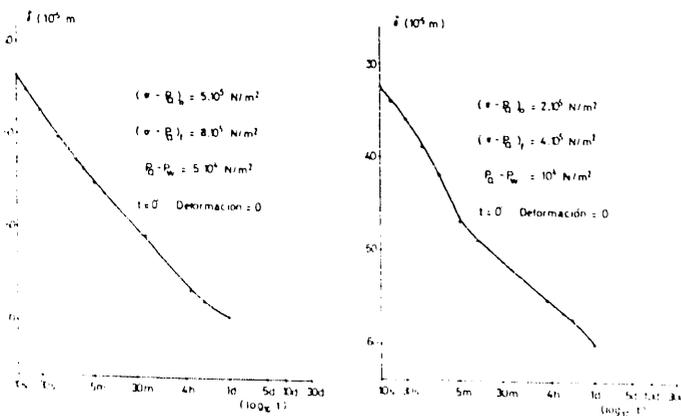


Figura 18. Evolución en el tiempo de la deformación en un suelo no saturado ensayado en laboratorio en un proceso de carga con succión controlada.

men de poros en el proceso de aumento de la succión.

La rapidez del proceso de deformación hace difícil corroborar estos resultados de cálculo con resultados experimentales. En la figura 17 se muestra la comparación de los resultados del modelo con los de un ensayo de laboratorio. Puede observarse que las deformaciones no drenadas se ajustan relativamente bien y que las disipaciones de presión en el modelo son algo más rápidas que las medidas. Por otra parte del análisis teórico se deriva que la consolidación «primaria» finaliza al cabo de pocos minutos, mientras en el laboratorio se constata que se producen deformaciones diferidas importantes aún transcurridas 24 horas (ver figura 18). Ello es debido a que en estos suelos las deformaciones por fluencia pueden ser importantes y no están contemplados en el modelo expuesto (Jiménez Salas, et al., 1973).

## Planteamiento bidimensional desacoplado

Una forma sencilla de abordar el problema bidimensional (o tridimensional) consiste en resolver de una forma desacoplada los problemas de deformación y flujo.

La resolución del problema de flujo para el instante  $t + \Delta t$ , se realiza suponiendo conocido el estado tensional  $\sigma_{ij}$  en ese instante. El proceso de cálculo de las presiones de aire y agua es análogo al caso unidimensional. Se resuelve el sistema de las ecuaciones de continuidad utilizando las superficies de estado para el cálculo de la porosidad y saturación. El valor de  $\sigma$  en este caso se considerará igual a la tensión octaédrica.

Resuelto el problema de flujo, y por tanto, conocidas las presiones de aire y agua, se calcula el nuevo estado tensional. Para ello se supone que las variaciones de succión dan lugar a cambios de volumen de carácter isotrópico. Puede escribirse, pues:

$$\delta \{ \epsilon \} = \delta \{ \epsilon_{ep} \} + \delta \{ \epsilon_{vs} \} = [G]^{-1} \delta \{ \sigma \}^* + \{ F \} \delta (p_a - p) \quad [28]$$

Donde  $\epsilon_{ep}$  son las deformaciones elastoplásticas de carácter tensional y  $\epsilon_{vs}$  son las deformaciones volumétricas debidas a los cambios de succión.

Estas últimas deformaciones se pueden conocer a través de la superficie de estado correspondiente y, por tanto, son conocidas a la hora de resolver el problema tensional. El tratamiento de estas deformaciones debidas a cambios de succión es análogo al que se realiza para cualquier otro tipo de deformación no ligado a cambio de tensión como pueden ser las deformaciones de origen térmico.

$$\delta \begin{Bmatrix} \sigma_x - p_a \\ \sigma_z - p_a \\ \sigma_{xz} \end{Bmatrix} = [G] \delta \begin{Bmatrix} \epsilon_x - \epsilon_{sx} \\ \epsilon_z - \epsilon_{sz} \\ \epsilon_{xz} \end{Bmatrix}$$

Donde  $\epsilon_{sx}$  y  $\epsilon_{sz}$  son las deformaciones debidas a succión según el eje x y z.

La matriz G será la que se derive del modelo tensodeformacional que se quiera usar. En primera aproximación, si se estudian fundamentalmente los fenómenos asociados a cambios de succión puede emplearse un modelo elástico.

En este caso se supondrá un comportamiento lineal frente a variaciones de la tensión exterior y un comportamiento no lineal acorde con la superficie de estado del índice de poros para las variaciones de succión. Con este planteamiento Escalas (1985) ha resuelto algunos problemas bidimensionales (infiltración en el relleno no saturado del trasdós de un muro, deformación de una zapata sobre suelo no saturado por efecto de la saturación en el contorno).

**LA CONSTRUCCION DE TERRAPLENES CAPA A CAPA**

En la predicción del comportamiento de terraplenes o presas de tierra intervienen una gran cantidad de variables y propiedades en un proceso que ha de seguirse desde el comienzo y ha de simular la construcción real. Con frecuencia las simplificaciones que se hacen en este problema alejan a los modelos notablemente de la realidad.

Según Bishop, et al. (1961) un método de construcción de terraplenes que depende de la disipación de la presión de agua en los poros, sólo puede ser adoptado si se tiene un perfecto conocimiento de la evolución de las presiones a lo largo de la construcción. Este conocimiento durante y después de la construcción, es fundamental para el análisis resistente y deformacional de obras como las presas de tierra y hasta ahora se adquiere fundamentalmente mediante el empleo de instrumentación «in situ».

Pues, bien, la generación de presiones intersticiales durante la construcción, su disipación, los cambios volumétricos asociados a la actuación del embalse (en el caso de presas de tierra) y los consiguientes reajustes tensionales dependen en gran medida del comportamiento colapso-hinchamiento del suelo compactado. Las superficies de estado descritas, bajo condiciones edométricas o de compresión esférica son una aproximación a la descripción de este comportamiento. Se ha descrito la forma de estas superficies asociadas a ensayos sobre muestras compactadas en laboratorio. También existen datos sobre muestras compactadas bajo condiciones reales y ensayadas posteriormente en laboratorio. Por ejemplo, Lin y Lovell (1982) pre-

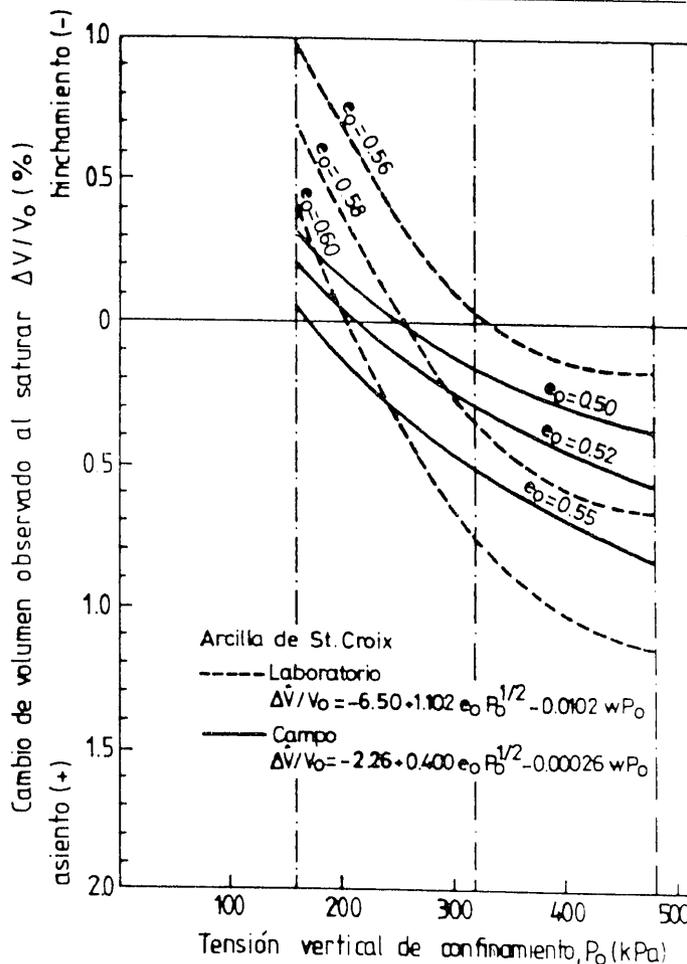


Figura 19. Efecto del índice de poros en el cambio de volumen para humedad constante (Lin y Lovell, 1982).

sentan resultados y correlaciones sobre la tendencia a expandir o a colapsar de arcillas compactadas de media plasticidad. En la figura 19 se observa el efecto del índice de poros inicial y de la tensión de confinamiento (a igualdad de humedad de compactación) sobre la tendencia al cambio de volumen. Puede observarse una cierta discrepancia, explicable en parte por las condiciones de compactación diferentes. Estos ensayos no se realizaron con succión controlada, sin embargo (los cambios de volumen indicados corresponden a saturación completa) y ello hace difícil estimar superficies de estado en base a estos resultados. Sería necesario, al menos, conocer la succión asociada a cada «punto»  $w - \gamma_d$  (o  $e$ ), es decir, el «mapa de succiones» correspondiente al diagrama usual de compactación  $\gamma_d$  vs  $w$ . La superioridad del concepto tensional de succión sobre variables usuales como la humedad ha sido, por otra parte, bien descrita por Morel (1980).

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

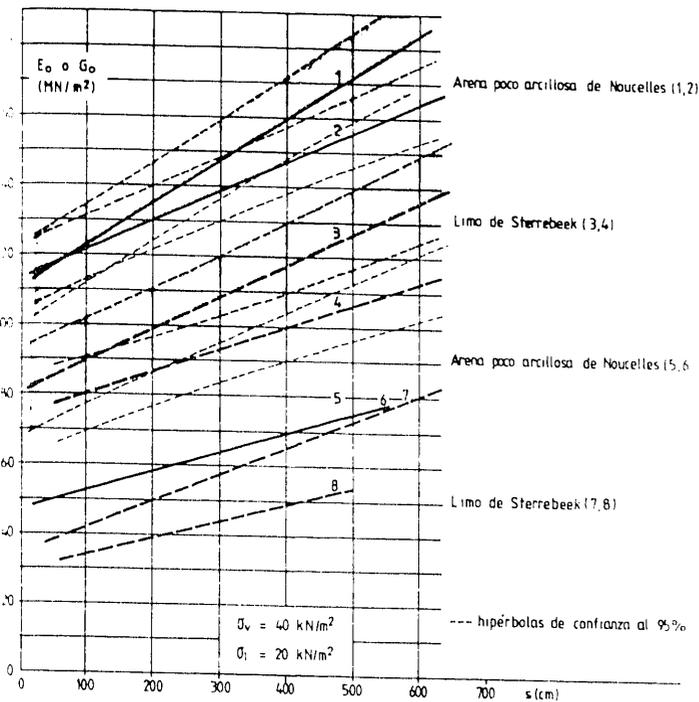


Figura 20. -- Variación del módulo dinámico  $E_o$  o  $G_o$  con la succión  $s$  para los suelos indicados (Brull, 1980).

Los estados tensionales al final de la construcción y los derivados del embalsado también dependen del comportamiento tensión-deformación de los materiales de la presa. A falta de ecuaciones constitutivas generales, debe posiblemente elegirse el camino intermedio de las formulaciones conocidas elásticas o elastoplásticas, adaptándolas «ad hoc» a estados de succión variables. Por ejemplo, si se trabaja con modelos elásticos no lineales la variación de los módulos iniciales con la succión puede ser un buen punto de partida. Brull (1980) presenta resultados de la variación de módulos a pequeñas deformaciones ( $E_o$  y  $G_o$ ) obtenidos mediante propagación de ondas de muestras no saturadas sometidas a ensayo triaxial, figura 20.

Aparte de las condiciones de drenaje, la velocidad de disipación de presión está influenciada en gran manera por las condiciones de puesta en obra del material que constituye la presa. Penman (1979) estudia las diferencias de comportamiento durante la construcción de las pre-

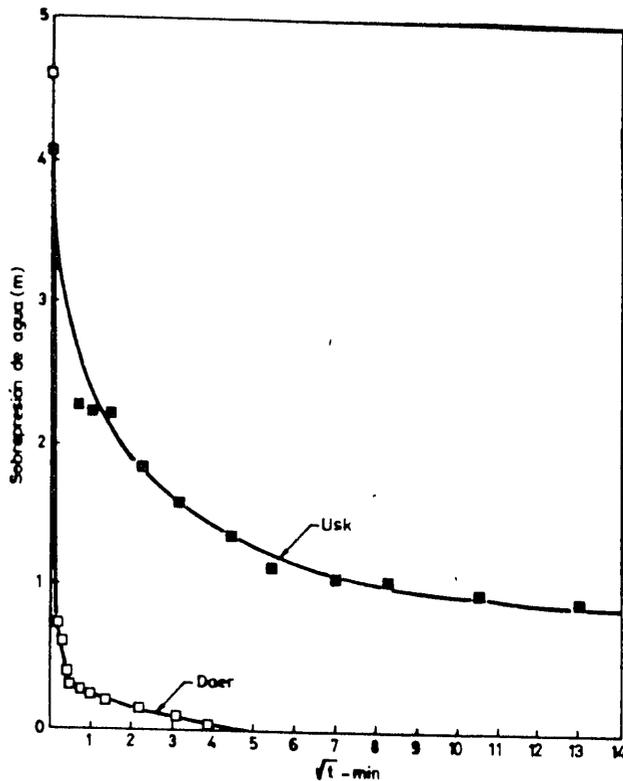
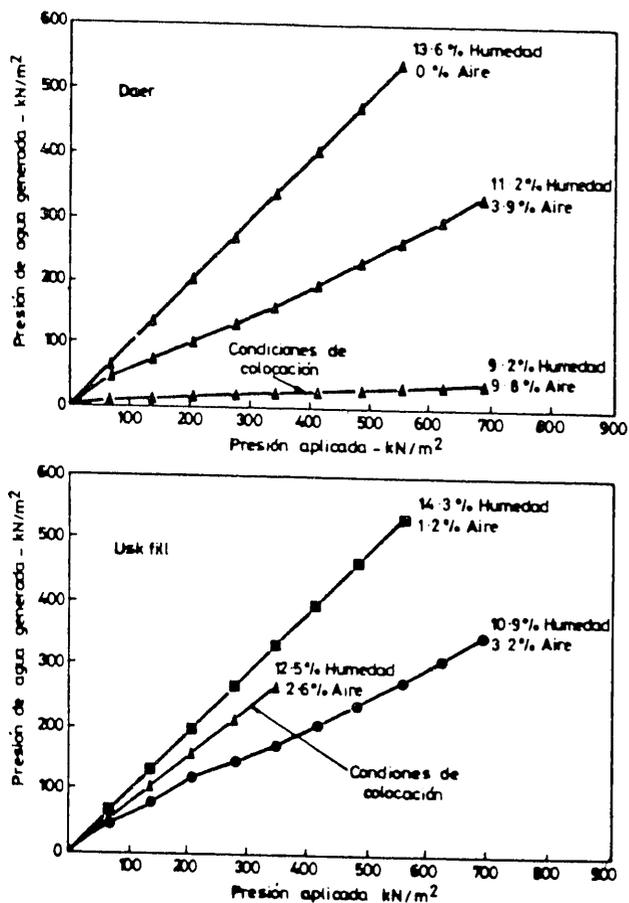


Figura 21. -- Incrementos de presión en condiciones no drenadas y disipación de las mismas en material de las presas de USK y Baer (Penman, 1976).

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

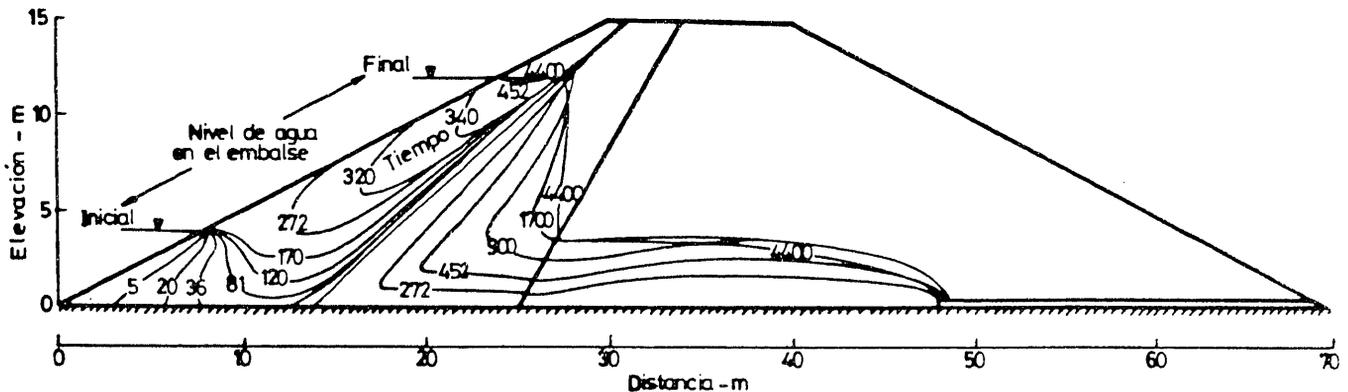


Figura 22. Evolución de la línea del nivel freático en una presa de tierras donde se eleva el nivel del embalse (Neuman, 1973).

sas de Usk y Daer. En Usk la humedad del suelo estaba por encima de la humedad óptima del Proctor, mientras en Daer estaba algo por debajo. En la figura 21 puede observarse que la generación de presión intersticial es mucho mayor en Usk y la disipación de presión es más alta. Ambos factores pueden ser la causa de roturas durante la construcción, si el ritmo de ésta es demasiado rápido. El conocimiento de la permeabilidad y su variación con el grado de saturación y el índice de poros es vital para predecir la velocidad de estas disipaciones y conocer el estado final de la construcción.

Se han desarrollado modelos numéricos que resuelven aspectos parciales. Algunos permiten conocer el desarrollo de las presiones de agua y las deformaciones en el interior de un terraplén durante su construcción (Smith y Hobbs (1976); Eisenstein y Law (1977); Cavidis y Höeg (1977), entre otros). Sin embargo, todos ellos hacen la hipótesis de que el suelo está saturado y utilizan la ley de tensiones efectivas. El hecho de que los materiales compactados posean grados de saturación de alrededor del 80/85 por 100 hace que dicha hipótesis conduzca a resultados poco fiables.

Richards (1969) y Neuman (1973) utilizan métodos numéricos para estudiar el flujo en el suelo parcialmente saturado (supuesto indeformable) de una presa de tierras. Estos modelos deben partir de unas condiciones iniciales medidas «in situ», o bien supuestas en base a experiencias previas. En la figura 22, Neuman (1973) se muestra la evolución de la superficie del nivel freático al llenarse el embalse tras la presa de tierra.

Es necesario desarrollar modelos más respe-

tuosos con los fenómenos básicos si quieren ser de alguna utilidad. Deben permitir la integración de las propiedades y fenómenos que se han ido describiendo. La formulación expuesta en el apartado anterior es una posibilidad y sobre ella se trabaja actualmente. Mientras tanto, el análisis unidimensional, al tener resuelto el proble-

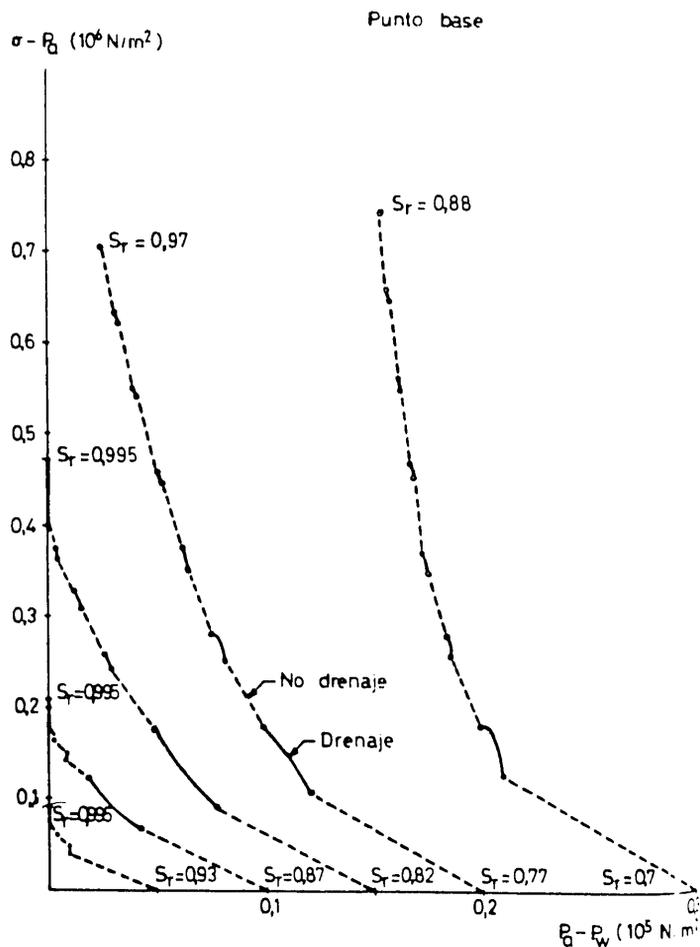


Figura 23. — Trayectoria de tensiones y succión en la base de un terraplén de 40 metros de altura.

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

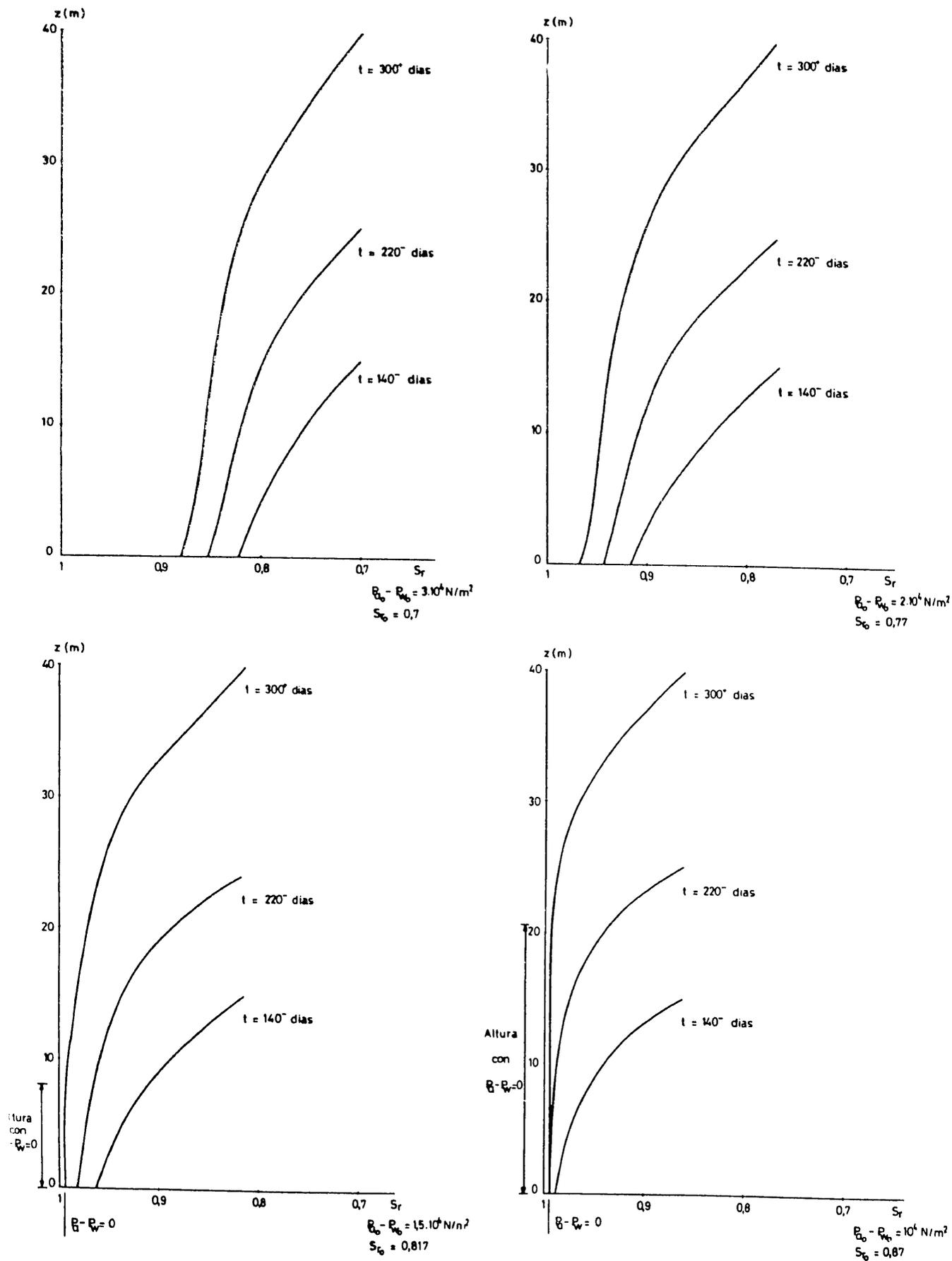


Figura 24. — Perfiles de saturación a lo largo del tiempo de construcción del terraplén para diferentes succiones iniciales del suelo.

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

ma de la indeterminación tensional puede proporcionar indicaciones útiles.

A continuación se aplican los modelos descritos para la carga no drenada y para la consolidación unidimensional al caso de la construcción capa a capa de un terraplén. Obviamente el carácter unidimensional del análisis confiere un carácter cualitativo a los resultados, ya que el flujo en dirección horizontal como la redistribución de tensiones por el efecto tridimensional tienen una importancia que no puede ignorarse.

En la figura 23 se muestran las trayectorias representativas del punto base del terraplén para diferentes grados de saturación inicial del suelo. Puede comprobarse que los cambios de tensiones y succión en condiciones drenadas son pequeñas frente a las desarrolladas en condiciones no drenadas al ir situando las distintas capas con que se simula la construcción del terraplén. Análogamente en la figura 24, se recogen los perfiles de saturación para diferentes momentos y para diferentes estados iniciales del suelo. Cabe destacar que la zona donde se alcanza la saturación es muy pequeña o nula para grados de saturación inicial menores de 0,82.

La evolución de las presiones de agua en la base del terraplén se puede apreciar en la figura 25. Para suelos muy secos los aumentos de presión son pequeños y la disipación casi total. Para grados de saturación intermedios la disipación de presión sólo se aprecia en los momentos iniciales y se constata cómo la generación de presión es mayor a medida que avanza la obra. Para grados de saturación altos la generación de presión tiende a ser igual al incremento de carga, ya que se alcanza la saturación relativamente pronto. Los perfiles de presión de agua resultantes se muestran en la figura 26.

Respecto a las deformaciones puede decirse que para suelos muy secos los asentamientos instantáneos, aunque pequeños por ser el suelo rígido, son mucho mayores que los diferidos. Al aumentar el grado de saturación inicial disminuye la rigidez del esqueleto y la deformación instantánea aumenta hasta ser máxima para un grado de saturación intermedio ( $S_r \approx 0,75$ ). A partir de ese grado de saturación, la rigidez de la mezcla aire-agua empieza a ser importante y

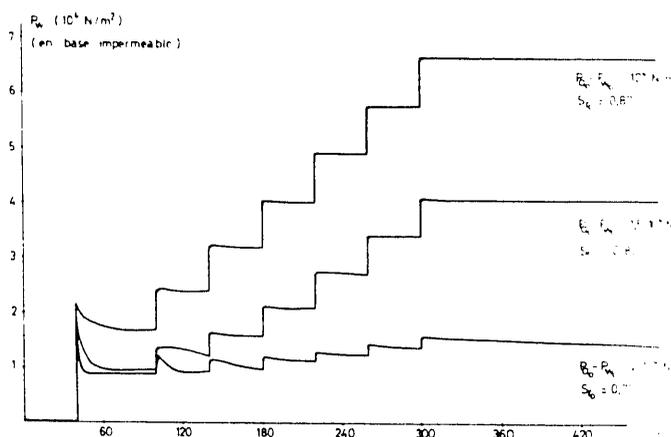


Figura 25. Evolución de las presiones del agua en la base del terraplén durante la construcción simulada por la colocación de siete capas.

la deformación instantánea disminuye a medida que aumenta el grado de saturación. Sin embargo, para grados de saturación menores de 0,85, la permeabilidad del aire es lo suficientemente elevada como para que las deformaciones drenadas sean grandes durante la construcción de forma que la deformación al final de la misma sea del mismo orden que para suelos más secos. El grado de saturación y las presiones de agua por disipar al final de la construcción irán siendo más altas a medida que el grado de saturación de puesta en obra crezca.

En la figura 27 se muestran los perfiles de asentamientos durante la construcción para diversos tiempos y succiones iniciales. Puede observarse que el asiento máximo se produce en un punto algo más bajo que el centro de la columna de suelo.

De cara a la construcción de un terraplén, interesa que la mayor parte de los asentamientos se produzcan durante la puesta en obra. Ello quiere decir que se deberá tender a grados de saturación iniciales que produzcan el máximo de asentamientos instantáneos y permitan la disipación rápida del exceso de presión generado. Para el tipo de suelo al que se ha aplicado el modelo, el grado de saturación mencionado es del orden de 0,75 — 0,8. Este grado de saturación correspondería a una compactación por el lado seco del Proctor.

En el caso de una presa de tierra, existe otro condicionante y es el hecho de que el estado final del suelo debe estar lo más próximo a la

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

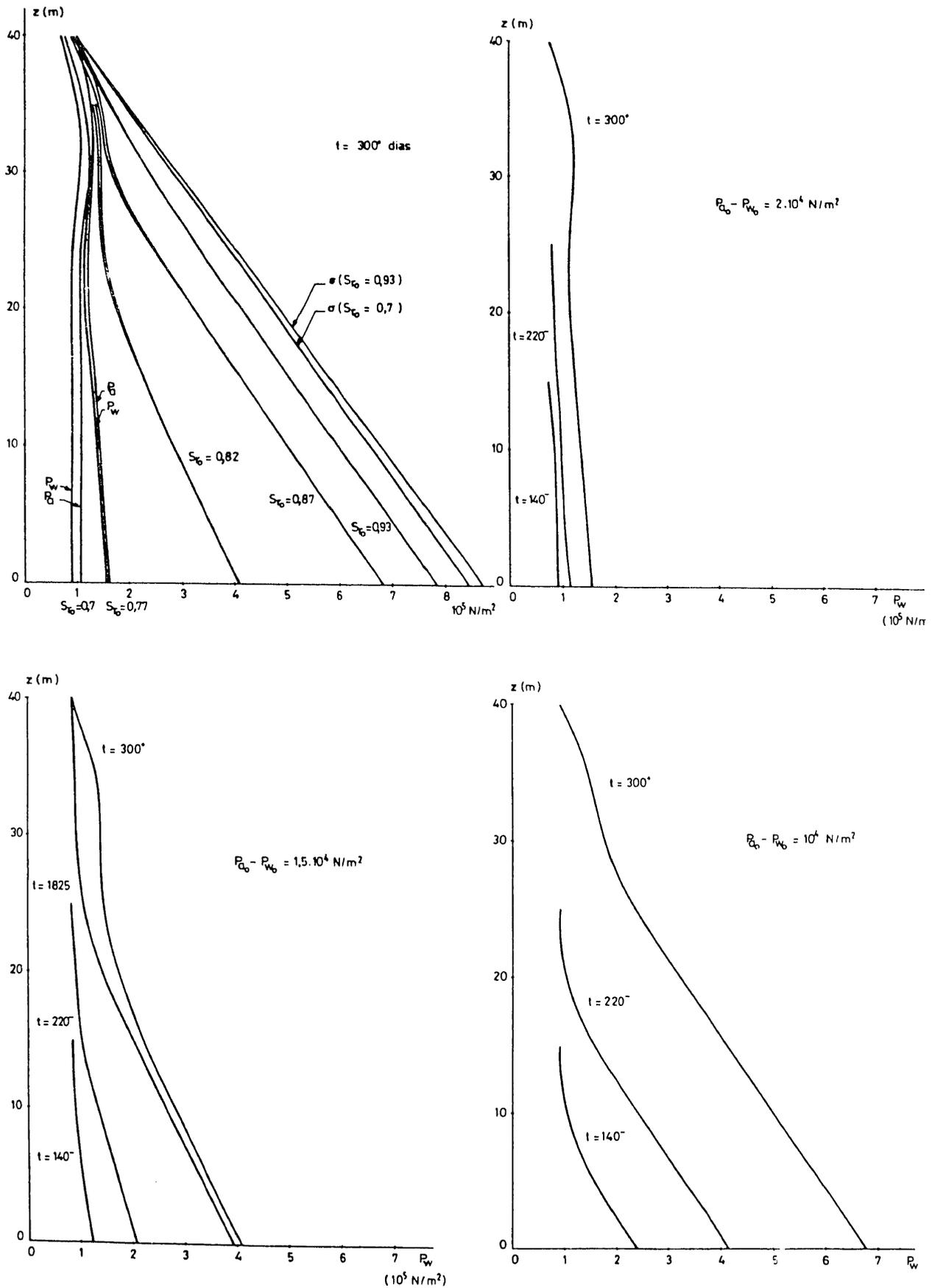


Figura 26. Perfiles de la presión de agua a lo largo del tiempo de construcción de un terraplén para diferentes succiones iniciales del suelo.

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

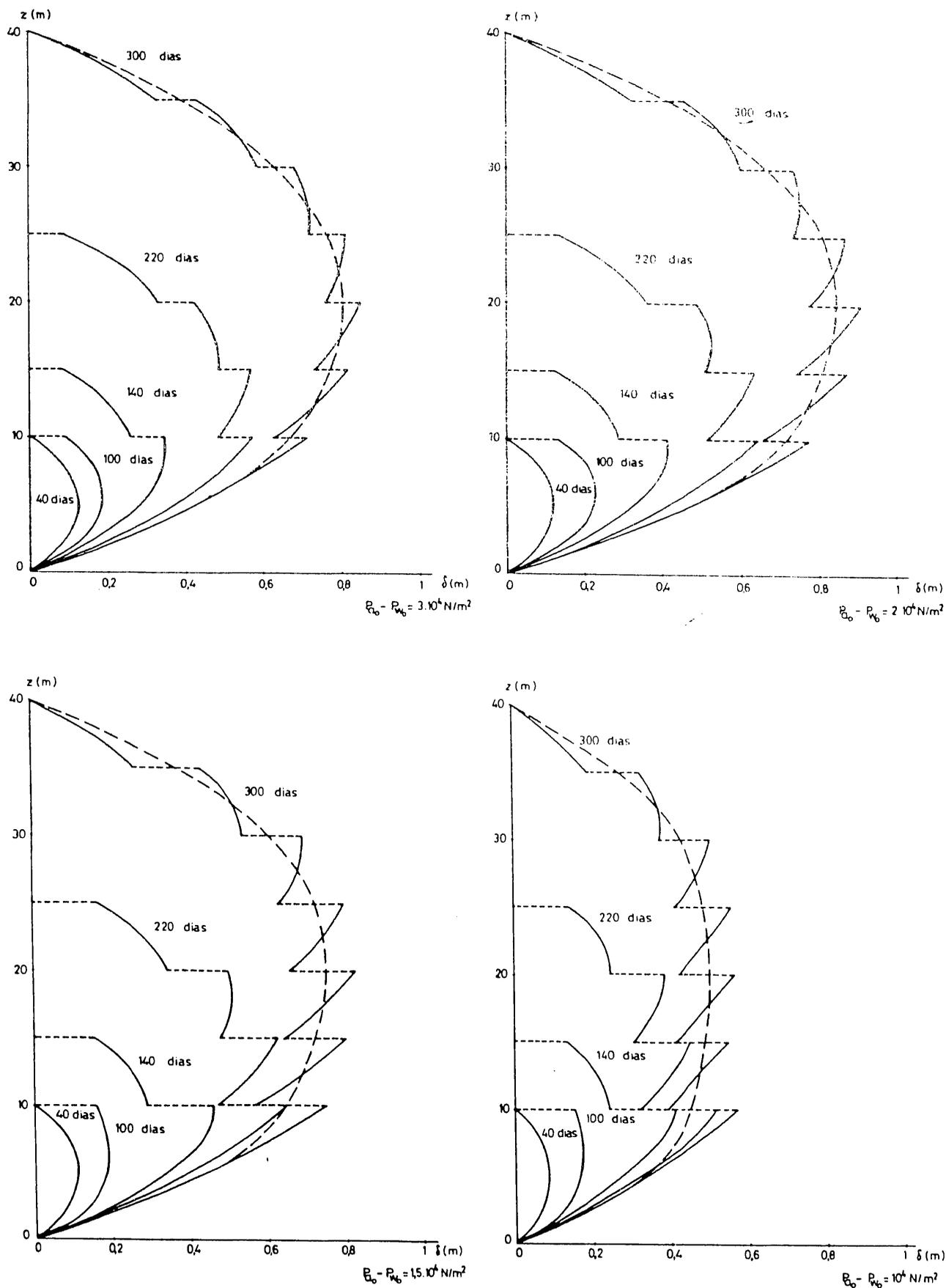


Figura 27. — Perfiles de asentamientos a lo largo de la construcción de un terraplén para diferentes succiones de puesta en obra del suelo.

saturación posible para minimizar las deformaciones producidas por saturación del suelo tras el primer llenado. El estado óptimo de puesta en obra será aquel que produzca por un lado la mayor deformación durante la construcción y la mayor saturación al final de la misma.

Para grados de saturación muy bajos (0,77) aunque no existan prácticamente presiones por disipar tras la construcción, el grado de saturación final será bajo (menor que 0,95 en toda la presa) y se pueden originar asentamientos por colapso. Si el grado de saturación es algo mayor (0,82) se alcanza la saturación en un tercio de la altura y otro tercio está entre 0,95 y 1, por lo que los asentamientos por colapso no serían grandes. Por otra parte, la permeabilidad del aire es lo suficientemente alta como para que se disipen gran parte de las presiones generadas antes de que el grado de saturación suba por encima del que produce la oclusión del aire. El exceso de presión a disipar al final de la construcción es pequeño en la mitad superior de la presa y se mantiene por debajo del 50 por 100 del peso de tierras en la mitad inferior.

Si el grado de saturación es alto (0,9), los asentamientos durante la construcción son pequeños y se alcanza la saturación en gran parte de la presa. Sin embargo, los asentamientos diferidos serán importantes y se producirán tras el final de la obra.

Como conclusión puede derivarse que parecen más indicados grados de saturación de puesta en obra algo por debajo del grado de saturación que provoca la oclusión del aire de forma que se puedan disipar rápidamente las presiones de agua y aire generadas antes de que se alcancen grados de saturación más altos. Por otra parte, las deformaciones instantáneas para esos grados de saturación iniciales serán relativamente altos. En la decisión final deben pensarse otros factores y, en particular la rigidez del suelo que condicionará la interacción tensional (posibilidad de aparición de tracciones o tensiones anormalmente bajas) con otros cuerpos de la estructura y con la propia cimentación.

### RESISTENCIA DE SUELOS NO SATURADOS

Especialmente en relación con suelos compactados se conocen los resultados de muchos ensayos de corte, generalmente triaxiales, bajo diferentes condiciones de saturación. En muchas ocasiones se comparan los resultados de ensayos sobre muestras compactadas con un grado de saturación inicial, y los derivados de una saturación de las mismas muestras. En esta comparación se mezclan, al menos, dos fenómenos: la pérdida de succión y los posibles cambios volumétricos (hinchamientos o colapsos en función del proceso de saturación y si éste se hace bajo confinamiento, de magnitud variable). Resendiz (1980) presenta los resultados de ensayos UU sobre muestras compactadas sin y con saturación (figura 28).

En el segundo caso la densidad seca (o índice de poros) parece gobernar fundamentalmente la resistencia. En el primero se puede comprobar el importante efecto añadido de la succión. En la resistencia juega también un papel importante (no visible en estas figuras) el tipo de compactación, es decir, la microestructura. Los métodos que tiendan a crear una estructura poco paralela entre las partículas de suelo (p. ej.: compactación estática) tienden a proporcionar mayores resistencias. La microestructura, junto a  $w$  y  $\gamma_d$  son generalmente aceptados como los parámetros básicos que controlan el comportamiento de suelos compactados. La primera es, sin embargo, difícil de caracterizar cuantitativamente en la práctica. Es posible, sin embargo, que la succión inicial, que refleja en parte la geometría de los huecos, pueda usarse como una variable macroscópica útil en este sentido.

Cuando los resultados de ensayos tipo CD o CU sobre muestras compactadas, y un amplio rango de presiones de confinamiento, se dibuja en el habitual plano  $(p, p'; q)$  se obtiene una envolvente en la que básicamente se puede distinguir una zona curva para niveles de confinamiento bajos (cohesiones aparentes) y que va dando paso gradualmente a la envolvente lineal habitual a medida que el confinamiento (y la saturación derivada del mismo) crece. La envolvente saturada parece ser el límite inferior de los estados no saturados (figura 29) (De Mello,

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

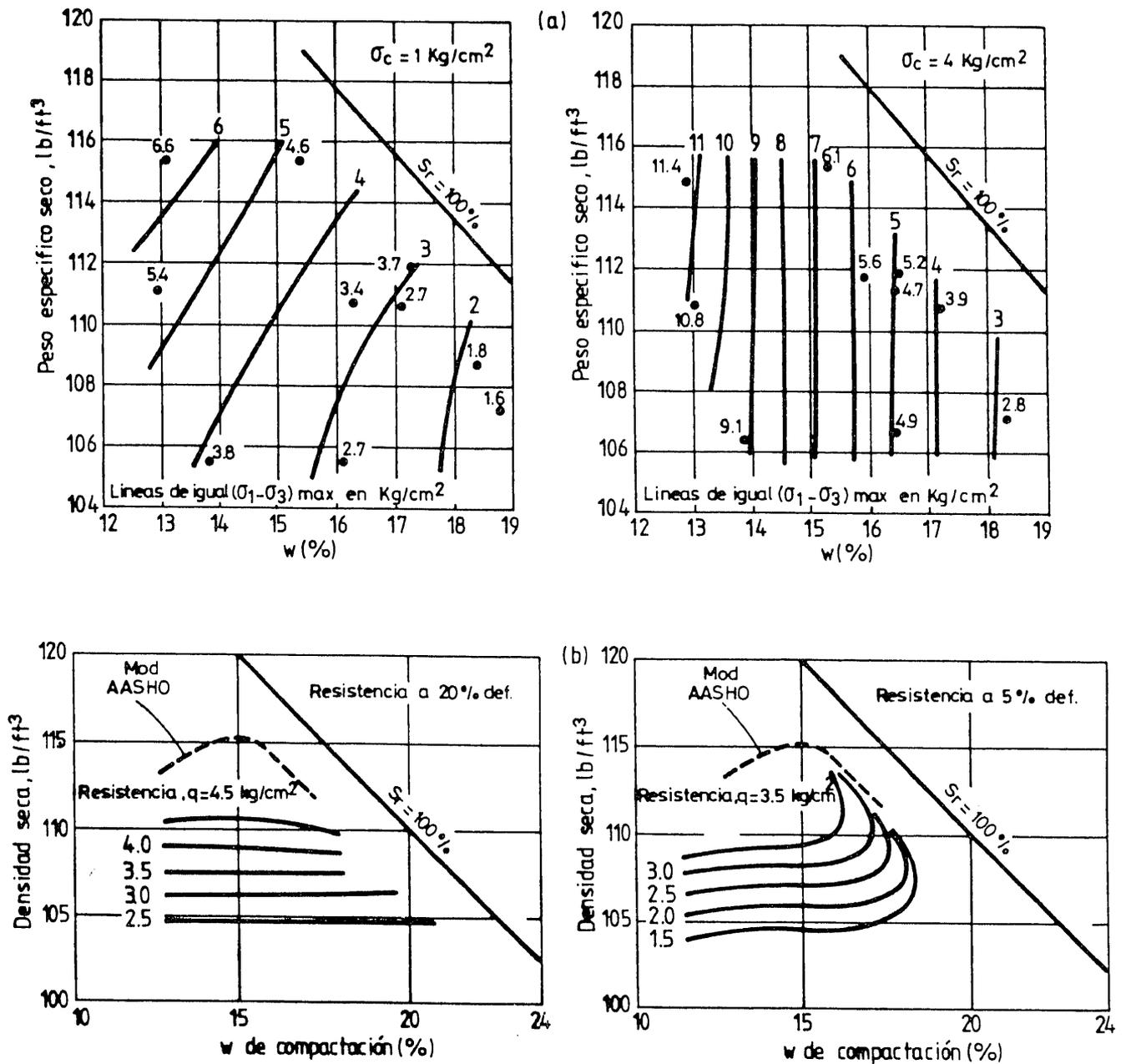


Figura 28.— a) Resistencia U.U. de arcilla compactada no saturada. b) Resistencia U.U. de arcilla limosa compactada presaturada a volumen constante.

1977, Comité sobre suelos tropicales de la Issme, 1985b). El efecto de la succión se refleja en una cohesión variable. Otros investigadores han llegado a esta misma conclusión. Por ejemplo, Lumb (1962) muestra la caída de la cohesión aparente en ensayos drenados sobre suelos alterados de granito al variar el grado de saturación en un rango muy amplio (figura 30). Este mismo autor señala que el ángulo  $\phi$  no está casi influido (sin embargo, FOSS (1973) mide, al saturar suelos lateríticos rojos de Kenya,

caídas del 50 % en la cohesión y del 30 % en el ángulo de rozamiento). En estos ensayos subsiste, sin embargo, la dificultad de distinguir el efecto de la pérdida de succión y el asociado a los cambios de porosidad.

Fredlund, et al. (1978) propusieron la siguiente ecuación para determinar la resistencia al corte de suelos no saturados

$$\tau = c' + (\sigma - p_a) \text{tg } \phi' + (p_a - p_w) \text{tg } \phi'' \quad (30)$$

# COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

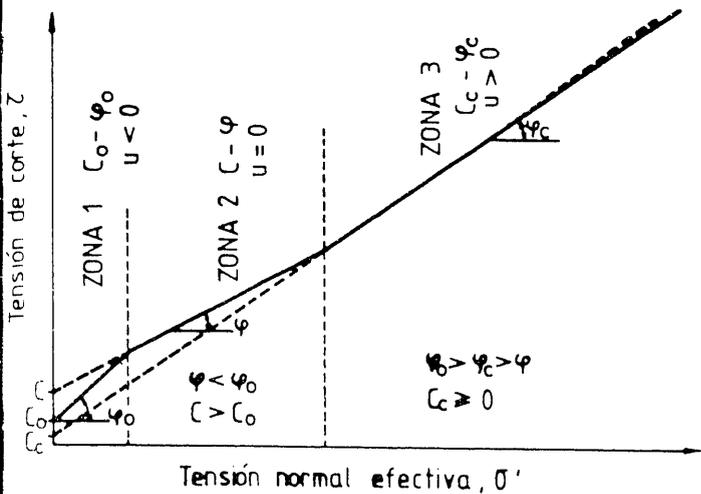


Figura 29. — Evolvente de Mohr para suelos compactados (De Mello, 1977, y Comité Suelos Tropicales Lateríticos y Saprolíticos ISSMFE, 1985b).

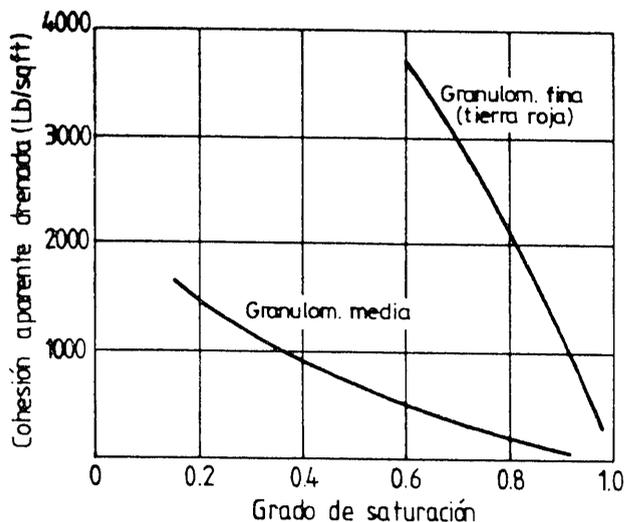


Figura 30. — Variación de la resistencia con el grado de saturación de granito descompuesto. (Lumb, 1962).

que con relación a la expresión saturada contiene un término (cohesivo) creciente linealmente (a través del coeficiente  $\text{tg } \phi^b$ ) con la succión. En el espacio  $\tau, \sigma - p_a, p_a - p_w$  esta envolvente de rotura es un plano. Esta ecuación parece respaldada por ensayos posteriores llevados a cabo por Escario (1980) y Ho y Fredlund (1981) entre otros. La ecuación (30) es fácil de usar en programas convencionales de estabilidad (siempre que se conozca la distribución de succiones), pues sólo introduce un término de cohesión.

Es razonable pensar que esta expresión es válida en rangos limitados de succión y que esta

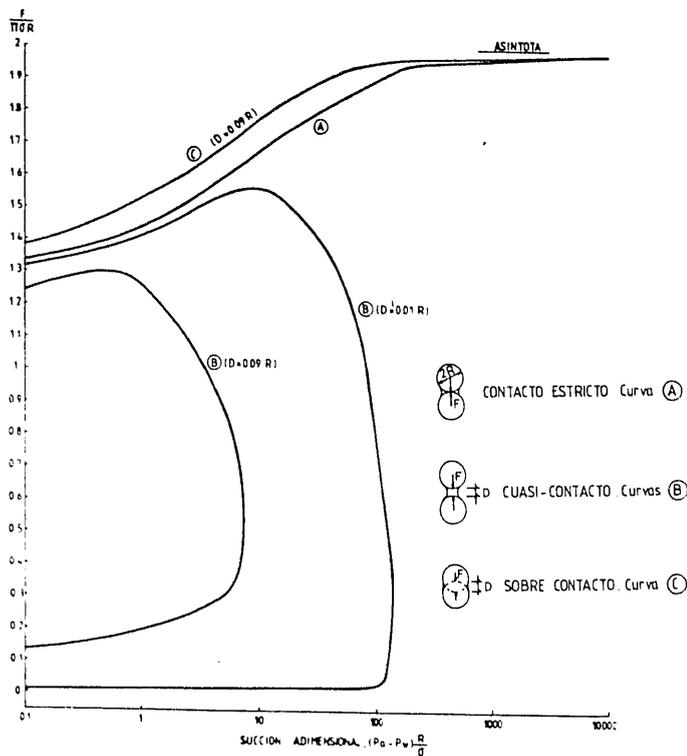


Figura 31. — Variación de la fuerza adimensional de contacto entre esferas por efecto de la succión ejercida por un menisco de agua en el contacto.  $\sigma$  = Tensión superficial del agua (Gili, 1985).

cohesión aparente no debe crecer indefinidamente con la succión. En efecto a medida que crece la succión el aire va ocupando los poros del suelo y los efectos capilares inducen fuerzas internas de compresión en los contactos entre granos. A medida que disminuye la saturación los meniscos de agua se retiran a los contactos entre partículas, disminuyendo su radio de curvatura. La succión sigue aumentando, pero las fuerzas entre partículas han de calcularse integrando las apropiadas presiones negativas y las fuerzas de tensión superficial, teniendo en cuenta la geometría de los contactos. Este problema ha sido resuelto por Gili (1985) y algunos resultados aparecen en la figura 31. Se ha representado la variación adimensional de la fuerza puntual entre partículas esféricas del mismo diámetro (en las situaciones de contacto estricto, pequeña distancia de separación entre partículas y sobre contacto — compresión previa —) con la succión existente en el menisco. Puede observarse que las fuerzas de contacto no crecen indefinidamente con la succión. De hecho se calcula la existencia de un valor asintótico en todos los casos. Estos resultados co-

responden a grados de saturación bastante bajos (en el orden de 0,2 - 0,3 y menores), pues no se tiene en cuenta el tamaño del poro, pero son significativos para argumentar en contra de un incremento ilimitado de la resistencia (o de la rigidez, como puede indicar la figura 20) con la succión.

### NOTA FINAL

Por necesidades de espacio algunos aspectos importantes de la mecánica de los suelos no saturados, en especial todos aquellos que hacen referencia a las técnicas de ensayo de laboratorio y a los problemas de medida de presiones intersticiales «in situ» no se han mencionado en este trabajo. Tampoco se han analizado las componentes osmóticas de la succión ni se han recogido, en relación con el flujo, los conceptos de difusión que han sido utilizados mayoritariamente en ciencias agronómicas y en hidrología subterránea.

Aunque el trabajo sobre esta memoria se ha incrementado en los últimos años, aún quedan importantes problemas por resolver. Falta un esquema tensodeformacional coherente que permita incorporar los rasgos sobresalientes del comportamiento de los suelos no saturados. En el lado práctico las dificultades asociadas a los ensayos de laboratorio o las medidas de campo, pueden impedir la utilización de los modelos y conceptos que se vayan desarrollando. Con todo, algunos aspectos parciales del comportamiento de estos suelos empiezan a ser mejor conocidos y es de esperar su progresiva adaptación y utilización en la práctica.

### REFERENCIAS

- ABEYSEKERA, R. A. and C. W. LOVEL (1981): «Volume changes in compacted clays and shales on saturation» in «Shales and swelling soils», TRB 790.
- BARENDS, F. B. I. (1979): «The compressibility of an air-water mixture in a porous media», L. G. M. Mededelingen, 20, n.º 2, pp. 49-66.
- BEAR, J. (1972): «The principle of effective stress», Teknisk Ukeblad, Oslo, 39 (22 October), pp. 859-863.
- BISHOP, A. W. (1960): «Discussion»: Session 1. General principles and laboratory measurements» in Pore pressure and suction in soils. Butterworths. Londres. Pp. 38-46.
- BISHOP, A. W. y G. ELDIN (1950): «Undrained triaxial test on saturated sands and their significance in the general theory of shear strength». Geotechnique, vol. 2, n.º 1, pp. 13-22.
- BISHOP, A. W. y G. E. BLIGHT (1963): «Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils». Geotechnique, vol. 13, n.º 3, pp. 177-197.
- BISHOP, A. W., N. K. KUMAPLEY y A. EL-RUWAYIH (1975): «The influence of pore water tension on the strength of clay». Proc. Roy. Soc. 278 A, pp. 511-554.
- BRULL, A. (1980): «Caracteristiques mécaniques des sols de fondation de chaussées en fonction de leur état d'humidité et de compacité». Colloque International sur le compactage, vol. 1, pp. 113-118.
- CAVONIDIS, S. y K. HOËG (1977): «Consolidation during construction of earth dams». Jnl. Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 103, n.º GT10, pp. 1055-1067.
- COLEMAN, J. D. (1962): «Correspondence: Stress strain relations for partly saturated soils». Geotechnique, vol. 12, n.º 4, pp. 348-350.
- Comité sobre suelos tropicales de la ISSMFE (1985a): Theme 1: «Characterization, identification and classification of tropical soils». Progress Report, First Draft — 1st. Int. Conf. on Geom. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils—. Brazilian Society for Soil Mechanics.
- Comité sobre suelos tropicales de la ISSMFE (1985b): Theme 4: «Peculiarities of tropical soils used as construction materials: Topic 4.1: Dams. Progress Report. First draft. 1st. Int. Conf. on Geom. in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Brazilian Society for Soil Mechanics.
- DE MELLO, V. E. B. (1977): «Reflections on Design Decisions of Practical Significance to Embankment Dams». 17 th. Rankine Lecture Geotechnique, vol. 27.
- DONALD, I. B. (1963): «Effective stress parameters in unsaturated soils». Proc. 4th. Australia - New Zealand Conf. on SMFE, Adelaide, pp. 41-46.
- EISENSTEIN, Z. y S. T. C., LAW (1977): «Analysis of consolidation behaviour of Mica Dam»: Intl. Geot. Eng. Div., ASCE, vol. 103, n.º GT8, pp. 879-895.
- ESCARIO, V. (1980): «Suction controlled penetration and shear tests». Proc. of the 4th. Int. Conf. on Expansive soil, Denver, Colorado. Vol. 2, pp. 781-797.
- ESCALAS, E. (1985): «Deformación del suelo no saturado en dos dimensiones». Tesina de Especialidad. E. T. S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes. Barcelona.
- FOSS, I. (1973): «Red soil from Kenya as foundation material». Proc. of the 8th. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. Moscú. Vol. 2, pp. 73-80.
- FREDLUND, A. G., MORGENSTERN, N. R. and WIDGER, A. (1978): «Shear strength of unsaturated soils». Canadian Geotechnical Journal, vol. 15, n.º 3, páginas 313-321.
- FREDLUND, D. G. and N. R. MORGENSTERN (1976): «Constitutive relations for volume change in unsatu-

## COMPORTAMIENTO DE SUELOS PARCIALMENTE SATURADOS

- rated soils». *Can. Geot. Jnl.* Vol. 13, n.º 3, páginas 261-276.
- GARLANGER, J. I. (1970): «Pore pressures in partially saturated soils». PhD Thesis, Univ. of Illinois at Urbana - Champaign.
- GILI, J. (1985): Comunicación personal.
- HASAN, J. V., and D. G. FREDLUND (1980): «Pore pressure parameters for unsaturated soils». *Can. Geot. Jnl.* Vol. 17, n.º 3 pp. 395-404.
- HO, D. Y. F. and D. G. FREDLUND (1981): «Increase in strength due to suction for two Hong-Kong soils». *Proc. of the Speciality Conf. on Engineering and Constr. in Tropical and Residual Soils*, ASCE, Honolulu.
- IRMAY, S. (1954): «On the hydraulic conductivity of unsaturated soils». *Trans. Amer. Geoph. Union.* 35, páginas 463-468.
- JIMENEZ SALAS, J. A., Justo, J. L., Romana, M. y Faraco, C. (1973): «Colapso de limos y arcillas yesíferas de baja plasticidad en climas áridos y semi-áridos». 8th. *Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng. Moscú.* Páginas 193-199.
- JOHNSON, L. D. (1974): «Psychrometric measurement of total suction in a triaxial compression test». *WES, Misc. Paper* 5-74-19.
- KOVACS, G. (1981): «Seepage hydraulics». Elsevier.
- LAMBE, T. W. (1960): «A mechanistic picture of shear strength in clay». *Proc. ASCE Research Conf. on shear strength on cohesive soils*, Boulder, Colorado.
- LAMBE, T. W. y R. V. WHITMAN (1968): «Soil Mechanics». Wiley.
- LEE, I. K. W. WHITE y D. G. INGLES (1983): «Geotechnical Engineering». Pitman.
- LIN, P. S. y C. W. LOVELL (1982): «Compressibility of field compacted clay» en *Earthwork Compaction*, TRR 897, pp. 51-60.
- LUMB, P. (1962): «The properties of decomposed granite». *Geotechnique*, vol. 12, n.º 3, pp. 226-243.
- LLORET, A. (1982): «Comportamiento deformacional del suelo no saturado bajo condiciones drenadas y no drenadas». Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Barcelona.
- LLORET, A. and E. E. ALONSO (1980): «Consolidation of unsaturated soils including swelling and collapse behaviour». *Geotechnique*. Vol. 30, n.º 4, pp. 449-477.
- MATYAS, E. L. and H. S. RADHAKRISHNA (1968): «Volume change characteristics of partially saturated soils». *Geotechnique*, vol. 18, n.º 4, pp. 432-448.
- MOREL, G. (1980): *Effects du compactage sur les propriétés (notamment mécaniques) des matériaux. Rapport général. Session II. Colloque International sur le compactage.* Vol. III, pp. 55-86. Editions Anciens ENPC. Paris.
- MOREL-SEYTOUX, H. J. and M. Vauclin (1983): «Superiority of two phase formulation for infiltration». *Proc. of Nat. Conf. on Adv. in Infiltr.* Chicago, páginas 34-37.
- NEUMAN, S. P. (1973): «Saturated - unsaturated seepage by Finite Elements». *Jnl. Hydr. Div., ASCE*, vol. 99, n.º HY 12, pp. 2223-2290.
- PENMAN, A. D. M. (1979): «Construction pore pressure in two earth dams» en «Clay Fills» *Institution of Civil Engineers*. London. Burlington Press.
- PORTER, A. A. y J. D. NELSON (1980): «Strain controlled testing of expansive soils». 4th. *Int. Conf. on Expansive Soils*, Colorado, vol. 1, pp. 34-44.
- RICHARDS, B. G. y C. H. CHAN (1969): «Prediction of pore pressures in earth dams». *Proc. 7th. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. México*, vol. 2, páginas 355-362.
- RESENDIZ, D. (1980): «Compaction conditions, state variables and engineering properties of compacted clay». *Int. Conf. on Compaction*. Paris. Vol. I, pp. 195-202.
- SCHUURMAN, E. (1966): «The compressibility of an air water mixture and a theoretical relation between the air and water pressures». *Geotechnique*. Vol 16, n.º 4, páginas 269-281.
- SMITH, I. M. and R. HOBBS (1976): «Biot analysis of consolidation beneath embankments». *Geotechnique*, vol. 26, n.º 1, pp. 149-171.
- SPARKS A. D. W. (1963): «Theoretical considerations of stress equations for partly saturated soils». *Proc. 3rd. Reg. Conf. for Africa en SMFE*, Salisbury, vol. 1, pp. 215-218.
- TOWNER, G. O. and E. C. CHILDS (1972): «The mechanical strength of unsaturated porous granular material». *J. Soil Science*. Vol. 23, n.º 4, pp. 481-498.
- TUNCER, R. E. and R. A. Lohnes (1977): «An engineering classification of certain basalt-derived lateritic soils». *Engineering Geology*, vol. 11, n.º 4, páginas 319-339.
- VERRUIJT, A. (1969): «Elastic storage of aquifers». In. «Flow through porous media». *Academica Press*.
- WOOD, D. M. (1979): «The behaviour of partly saturated soils: A Review». *Report CUED/A - Soils/TR 69*. Cambridge Univ.
- YOSHIDA, R. T., FREDLUND, D. G. and HAMILTON, H. A. (1983): «The prediction of total heave of a slab-on-grade floor on Regina clay». *Canadian Geot. J.*, vol. 20, pp. 69-81.
- YOSHIMI, Y. and J. O. OSTERBERG (1964): «Compression of partially saturated cohesive soils». *Jnl. Soil. Mech. Found. Div. ASCE*, vol. 89, SM4, pp. 1-24.