



Departamento de Ingeniería del Terreno,
Cartográfica y Geofísica

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

CARACTERIZACIÓN EXPERIMENTAL DEL
COMPORTAMIENTO HIDROMECÁNICO DE
UNA ARCILLA COMPACTADA.

TESIS DOCTORAL

Presentada por:

Carlos Manuel Buenfil Berzunza

Directores de tesis:

Antonio Lloret Morancho

Antonio Gens Solé

Barcelona, Septiembre de 2007

CAPITULO 2

COMPORTAMIENTO DE SUELOS COMPACTADOS.

ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 Introducción.

En este capítulo se presenta una recopilación bibliográfica sobre el comportamiento hidromecánico de los suelos compactados. Dado que los suelos compactados son suelos parcialmente saturados, dentro del capítulo se abordan algunos aspectos relativos al estado del conocimiento de estos suelos. El estado del conocimiento presentado puede dividirse en tres partes: la primera, compuesta por los subcapítulos 2.2, 2.3 y 2.4, se compone de una muy breve descripción de la fábrica de suelos compactados; las características más importantes en la interacción agua-suelo (succión, curvas de retención, etc.); y se presentan las variables que describen el estado de tensiones y de deformación en suelos no saturados. Todos estos elementos juegan un rol importante para entender el comportamiento de suelos parcialmente saturados.

En la segunda parte, contenida en el subcapítulo 2.5, se presenta una reseña de equipos triaxiales con control de succión capaces de realizar diversas trayectorias en el espacio ($p-u_a: s: q$), enfatizando en las técnicas para controlar la succión y en los procedimientos para medir cambios de volumen total de la muestra. Esta parte se liga a uno de los objetivos de este trabajo de investigación, que es construir y poner a punto un equipo triaxial con control de succión, con instrumentación electrónica completa.

En la tercera parte, compuesta por los subcapítulos 2.6 y 2.7, se presenta el estado de conocimiento sobre las características más relevantes del comportamiento del suelo no saturado (y en particular de los suelos compactados) y se describen algunos modelos de comportamiento que permiten establecer patrones de comportamiento consistentes de los suelos no saturados.

2.2 Fábrica de suelos compactados.

2.2.1 Fábrica

Según Mitchell (1993), el término fábrica debe utilizarse para referirse al arreglo de partículas, grupo de partículas y espacios de poros en un suelo, y el término estructura para referirse al efecto combinado de fábrica, composición (tipo de minerales, granulometría, etc.) y fuerzas interpartículas. Sin embargo, numerosos autores usan de forma intercambiable los dos términos. En lo que sigue se respetará la terminología utilizada por los diversos autores en sus trabajos originales.

En la actualidad se considera que la microestructura (microfábrica en sentido estricto) de un suelo, en forma simplificada, está constituida por tres elementos: partículas elementales, agregados de partículas, y poros (Collins y Mc Gown, 1974 y Alonso et al., 1987). A partir de estos elementos se pueden formar tres tipos de microestructuras elementales (véase la Figura 2.1): microestructura de tipo matricial que está constituida por una masa de partículas distribuida de forma homogénea,; microestructura de agregados, cuando se observan grupos o asociaciones de partículas elementales formando granos de mayor tamaño y poros entre ellos de mayor tamaño que en la microestructura matricial; y una microestructura de granos de arenas y/o limos con conectores de arcilla entre los granos, o contactos directos entre partículas, sin conectores de arcilla.

Se pueden clasificar, en internos y externos, los factores que influyen en la fábrica del suelo generada como resultado de la compactación. Los factores internos (o intrínsecos) incluyen la mineralogía, forma y tamaño de sus partículas, y la química del agua de poro. Los factores externos son el método y la energía o presión de compactación usados, los cuales modifican la fábrica primaria.

La compactación de suelos representa un factor externo modificador de la fábrica y estructura inicial de los arreglos entre agregados y grumos, y de los poros entre ellos. En los suelos compactados de grano grueso (no cohesivos) la fábrica está constituida en base a una interacción de partículas individuales. Mientras que la fábrica de suelos de grano fino casi siempre está

compuesta por agrupaciones, paquetes o agregados de diversas partículas. Estas agrupaciones se presentan en diferentes niveles de apreciación, dependiendo de la escala de observación, recibiendo diversos nombres dentro de la literatura: grumos, agregados, clusters, paquetes, etc. Estas agrupaciones a su vez pueden presentarse asociadas con diversas formas de ensamble. A pesar de la gran cantidad de trabajos realizados no existe una nomenclatura de uso generalizado en la descripción de fábrica y microestructura de suelos. Información más amplia sobre fábrica de suelos se proporciona en Collins y Mc Gown (1974), Mendoza y Alberro (1992) y Mitchell (1993). Las técnicas usadas en la descripción de la fábrica de un suelo son resumidas en Mitchell (1993).

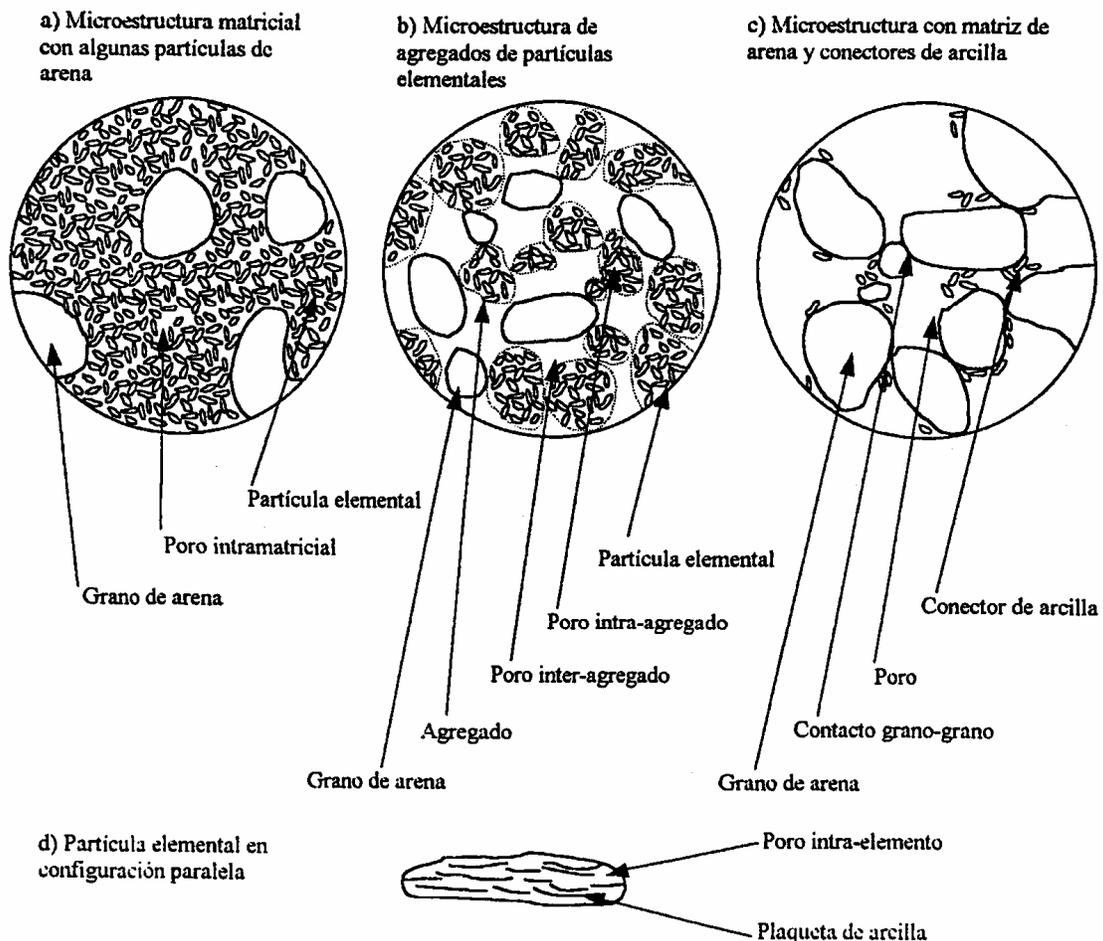


Figura 2.1 Tipos de estructura del suelo (Alonso et al., 1987).

2.2.2 Influencia de la humedad de compactación sobre la fábrica.

Recientemente, gracias a los trabajos realizados usando métodos de observación directa más avanzados (como microscopio electrónico de barrido, SEM) y porosimetría, como los efectuados por Diamond (1970); Ahmed et al. (1974); Prapaharan et al. (1991), Mendoza y Alberro (1992), Gens et al. (1995) y Delage et al. (1996) se ha progresado mucho en el conocimiento de la microestructura de los suelos compactados y se han superado las clásicas ideas de Lambe basadas en el empleo del concepto de la capa doble (Lambe, 1958 y Seed y Chan, 1959). Gens et al. (1995) y Delage et al. (1996) utilizan las medidas de distribución de poro por intrusión de mercurio para caracterizar la microestructura de suelos compactados estáticamente.

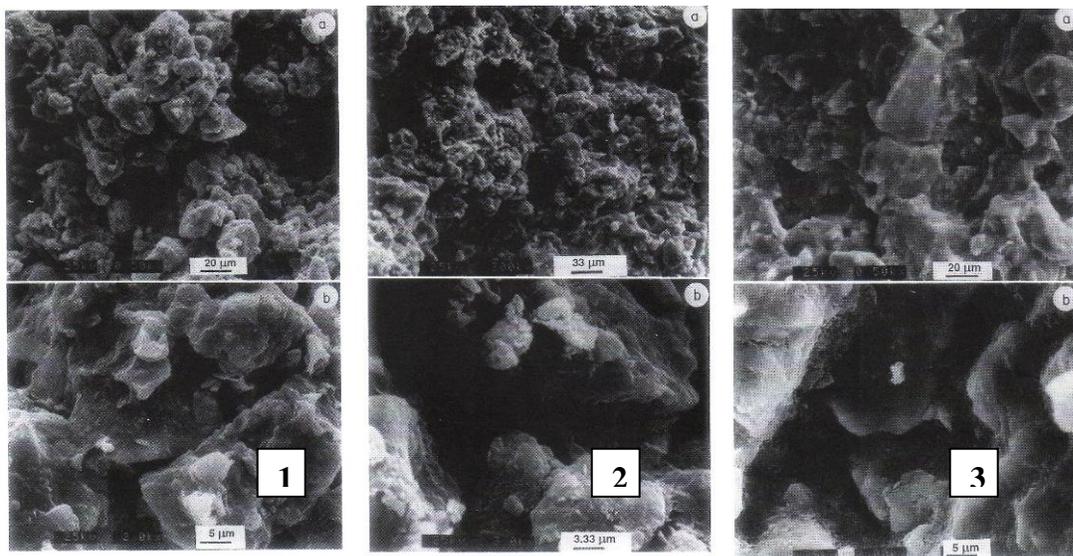
En la Figura 2.2 se muestran microfotografías obtenidas en un microscopio electrónico de barrido por Delage et al (1996). Se aprecia una remarcada diferencia en las estructuras de suelo producidas en muestras compactadas en la rama seca y en la rama húmeda. Los suelos compactados del lado seco del óptimo (Figura 2.2-1) muestran una estructura abierta formada por agregados de partículas (Diamond, 1970; y Delage et al., 1996), con paquetes orientados aleatoriamente y abiertos (Mendoza y Alberro, 1992), y tienden a tener una distribución de tamaño de poros bi-modal, presentando dos picos en estudios de porosimetría. Los interporos (poros entre agregados) existentes son apreciablemente mayores que los intraporos (poros formado dentro de los agregados), distinguiéndose con gran claridad. En el contenido de humedad óptimo (Figura 2.2-2) son menos obvios los agregados, observándose una estructura más densa y con interporos menos grandes. Mientras que los suelos compactados del lado húmedo (Figura 2.2-3) tienen una estructura más homogénea de tipo matricial (con las partículas de arena y/o limo envueltas dentro de una matriz de partículas de arcilla), sin evidencia de poros grandes, y tienden a tener una distribución de tamaños de poro uni-modal, con un solo pico visible en estudios de porosimetría (Cui, 1993; Gens et al., 1995; y Delage et al., 1996). La diferencia entre tamaños de interporos e intraporos se reduce considerablemente, reduciéndose el número y tamaño de los poros más grandes. Estos factores explican, entre otras propiedades, la alta permeabilidad de los suelos compactados en la rama seca y la menor permeabilidad de los compactados en la rama húmeda. En realidad, cambios de la estructura del suelo, por el incremento en la humedad de compactación, inducen un tamaño de poros más pequeños en el material del lado húmedo con respecto al óptimo, aún cuando la medida de porosidad total siga

una tendencia opuesta (Delage et al., 1996). Esto también es sugerido por las curvas de retención de suelos compactados (Vanapalli et al., 1996), donde muestras compactadas con el contenido de humedad óptimo conducen a valores de entrada de agua más bajos que el valor de entrada de agua en la muestra compactada en el lado húmedo de compactación.

Los resultados obtenidos, de la distribución de poros, por estos investigadores son similares, sin importar la composición de las partículas del suelo, lo que permite extender las conclusiones sobre la microfábrica de suelos cohesivos compactados a un amplio rango de suelos.

2.2.3 Influencia del nivel de energía sobre la fábrica.

Un aumento de la energía de compactación incrementa la densidad seca máxima y desplaza hacia valores bajos el contenido óptimo de compactación. La sensibilidad de la densidad seca ρ_d al nivel energía de compactación es mayor en el lado seco que en el lado húmedo.



2.2 Microfotografías obtenidas en un microscopio electrónico de barrido, SEM) de un limo compactado: 1. en el lado seco del óptimo; 2. en el contenido de humedad óptimo; 3. en el lado húmedo del óptimo (Delage et al (1996)).

El incremento del esfuerzo de compactación densificando la muestra, repercute en la fábrica del suelo, fundamentalmente, en una reducción de los poros más grandes (interporos) pero no sucede igual con los intraporos. En estudios de porosimetría se observa que a más alta tensión de compactación (estática) los agregados son fusionados debido al colapso de la poros inter-agregados, reduciendo sus vacíos, pero no se observa en forma notable su influencia sobre la distribución de tamaño de poros en la zona de intra-agregados (Rao y Revanasiddappa (2003) y Sivakumar et al. (2006)).

2.3 Características de la interacción agua- suelo.

2.3.1 Succión en suelos no saturados.

El flujo de agua a través de los suelos no saturados se controla por el gradiente del potencial total del agua. El potencial del agua puede expresarse como la suma de tres componentes:

- a) *Potencial gravitacional*, causado por la elevación del agua del suelo con respecto a un nivel de referencia.
- b) *Capilar o potencial matricial*, causado por efectos de tensión superficial.
- c) *Potencial osmótico*, causado por la concentración de iones disueltos en el agua del suelo.

Diversos autores han estudiado experimentalmente el efecto que tiene cada una de las componentes de la succión (osmótica y matricial) sobre el comportamiento del suelo. Si bien es reconocida la influencia de la succión matricial sobre la respuesta deformacional y resistente del suelo, no existe evidencia clara sobre el efecto de la succión osmótica. Fredlund (1979) o Alonso et al. (1987) consideran suficiente a la succión matricial para describir el comportamiento mecánico de un suelo. Sin embargo, algunos autores como Jiménez Salas et al (1973) reportan variaciones de volumen al cambiar la succión osmótica.

La succión matricial se define como la diferencia entre presión de aire de poros y presión de agua de poros ($u_a - u_w$) (Fredlund, 1979 y Alonso et al., 1987). El valor de esta succión matricial depende de la tensión superficial y el radio de curvatura del menisco. Debido a que en los poros pequeños los radios de curvatura son menores, se desarrollan succiones matriciales más altas en

suelos arcillosos que en los suelos granulares. A lo largo de esta tesis se seguirá el criterio de usar indistintamente los términos u_a-u_w y succión (s), sin distinguir en esta última si se trata de la total o de alguna de sus componentes.

2.3.2 Curvas de retención.

La relación entre la cantidad de agua retenida en el suelo y su correspondiente succión es denominada por muchos autores como “curva de retención”, y éste será el término que se utilizará en esta tesis (aunque, también, se la conoce como curva característica). Una extensa revisión histórica sobre el tema fue realizada por Barbour (1998).

Las curvas de retención difieren mucho según el tipo de suelo y el tratamiento (historia de tensiones) que ha recibido. La posible variación de los índices de poro durante el ensayo de obtención de la curva de retención podría distorsionar los resultados (Hillel, 1982; Maulem, 1986), por lo cual se sugiere obtener curvas de retención con volumen constante de la muestra (o cambios de volumen que no sean significativos).

La curva de retención obtenida en trayectorias de secado iniciadas desde condiciones de saturación total y hasta alcanzar un valor de saturación residual, puede ser representada como una única curva denominada “Curva de secado principal” (véase tramo A-B-C de la Figura 2.3). De la misma forma, las trayectorias de mojado iniciadas desde un contenido de agua residual hacia estados saturados pueden ser representadas por una única curva denominada “Curva de mojado principal” (véase tramo C-D-saturación de la Figura 2.3). Al valor de la succión para el que inicia la entrada de aire en el proceso de secado se denomina “valor de entrada de aire”. De forma semejante, durante la etapa de mojado el suelo alcanza una succión llamada “valor de entrada de agua” (o valor de oclusión de aire) (véase el punto D de la Figura 2.3). Se ha observado que cuando se someten a procesos no monótonos, de humedecimiento y secado, los suelos sufren de procesos de histéresis (Topp y Miller, 1966; Maulem, 1976). Si la trayectoria de secado se detiene antes de alcanzar el contenido de agua residual y la muestra es mojada, se observa un comportamiento con histéresis (véase la Figura 2.5). Vaunat et al. (2000) propuso un modelo para describir la histéresis de la curva de retención.

Romero y Vaunat (2000) y Kawai et al. (2000) obtuvieron curvas de retención con volumen constante, en suelos con diferente densidad seca inicial. En la Figura 2.4 (Romero y Vaunat 2000), se presentan curvas de retención de muestras con densidades de 13.7 y 16.7 kN/m³, ambas con una fábrica de agregados. Las curvas de retención, de secado y mojado, son claramente afectadas por los valores de índice de poros (o densidad seca), en el rango de succiones bajas. El contenido de agua en condiciones saturadas depende del índice de poros, y por lo tanto, las curvas de retención divergen en forma apreciable con el fin de alcanzar la humedad correspondiente a su condición saturada. Sin embargo, en succiones altas las curvas de retención son independientes del índice de poros.

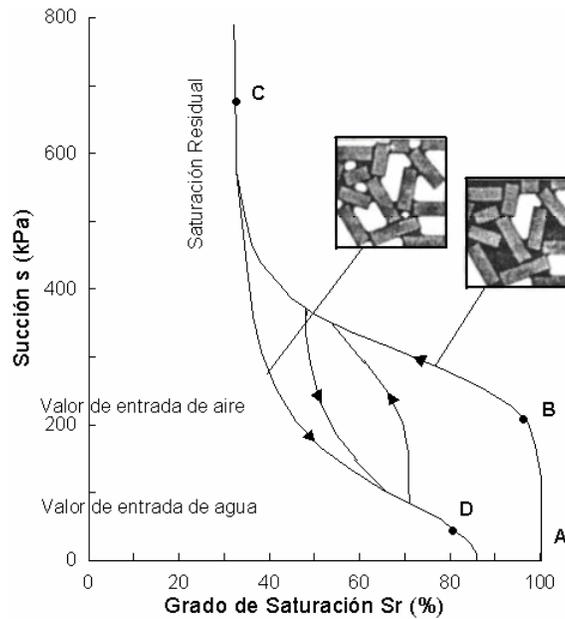


Figura 2.3 Curva de retención (Kawai et al. (2000)).

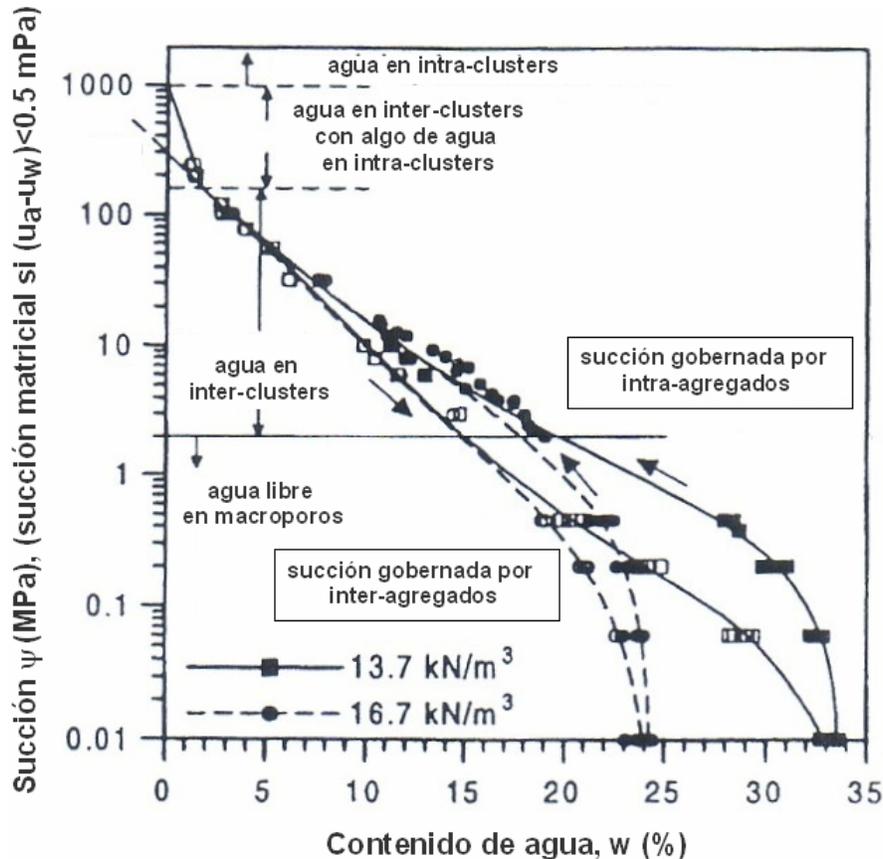


Figura 2.4 Efecto de la microestructura sobre la curva de retención de una arcilla Boom compactada (Romero y Vaunat 2000).

Los resultados anteriores pueden interpretarse en base a la presencia de dos zonas principales de tamaños de poro. En fábricas abiertas compuestas de agregados, y conteniendo microporos (intra-agregados) y macroporos (inter-agregados), se asume que el agua se retiene por efectos de capilaridad y por mecanismos de adsorción (Barbour, 1998; Vanapalli et al., 1999 y Romero y Vaunat 2000). Dentro de los microporos, donde predomina el agua adsorbida con succiones altas y el contenido de agua no es afectado por los efectos mecánicos (cambios de índice de poros). Dentro de los macroporos donde predomina el agua libre con succiones bajas, el contenido de agua es sensitivo a cambios en el índice de poros (Romero y Vaunat 2000).

Vanapalli et al. (1999) realizó ensayos de secado sobre muestras compactadas bajo condiciones Proctor, con tres humedades distintas (con sus correspondientes densidades secas). Los resultados (véase la Figura 2.5) muestran que la curva de desaturación del suelo compactado en el lado seco es notablemente diferente de las de los compactados en el óptimo y en el lado húmedo, con una

pequeña diferencia entre las de estos dos últimos. En la misma succión, el suelo compactado en el lado seco tiene un grado de saturación algo más bajo que los otros dos, lo que concuerda con su fábrica abierta. En la Figura 2.6 se presenta la relación de valor de entrada de aire contra índice de poros inicial según las condiciones de compactación del suelo obtenida por Vanapalli et al. (1999). La influencia de la distribución de tamaño de poros en las curvas de retención se puso de manifiesto también por Ng y Pang (2000), quienes analizaron el efecto de la densidad, la humedad y las tensiones de compactación en las curvas de retención de un suelo volcánico compactado estáticamente. En esos ensayos se observan menores valores de entrada de aire a medida que el contenido de agua de compactación es menor (con similar densidad). Por otra parte, el tamaño de la histéresis de la curva de retención decrece cuando la densidad de las muestras o el contenido de agua de compactación se incrementan. Vanapalli et al. (1999) también estudió el efecto de las tensiones aplicadas sobre la curva de desaturación, observando que las tensiones tenían un efecto significativo sobre las curvas del suelo compactado en el lado seco pero no es así sobre las curvas de los suelos compactados en el lado húmedo. .

Diversos autores han aplicado reducciones de succión bajo condiciones de tensión neta constante sobre suelos compactados a muy baja densidad y han observado que los cambios de humedad ocurren principalmente en las succiones más bajas y que los cambios son muy pequeños en las succiones más altas (Delage et al., 1992; Pereira y Fredlund, 2000; Kato y Kawai, 2000; Sun et al., 2004 y Sivakumar et al., 2006). En la Figura 2.7, tomada de Pereira y Fredlund (2000), se muestra este fenómeno. El comportamiento anterior, también, se presentó en Rampino et al. (2000) en muestras compactadas con una densidad alta. Kato y Kawai (2000), observaron que el valor de entrada de agua se incrementa a medida que la presión de preconsolidación aumenta. Cuando la presión aumenta el suelo se comprime reduciendo el índice de poros y esto influye en la curva de retención.

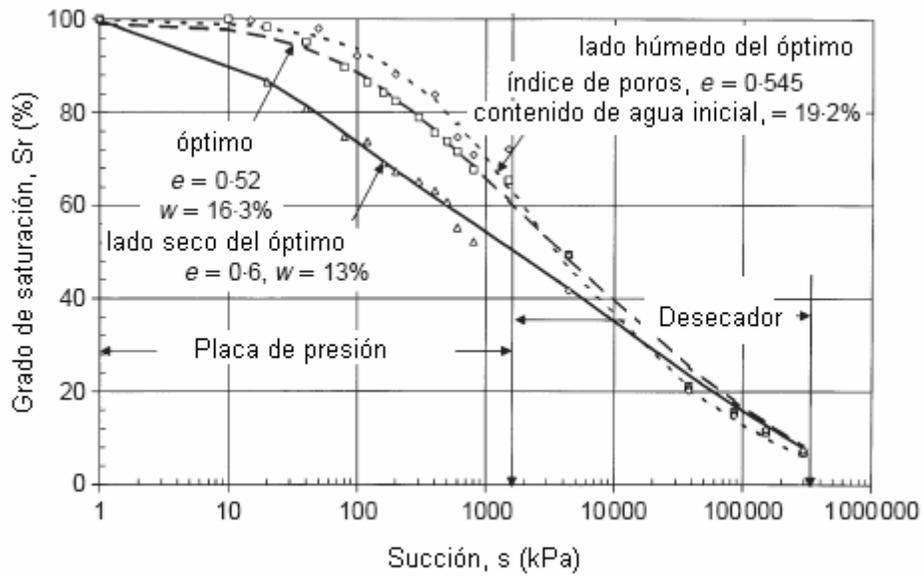


Figura 2.5 Características suelo-agua para muestras compactadas con diferentes humedades iniciales (Vanapalli et al. 1999).

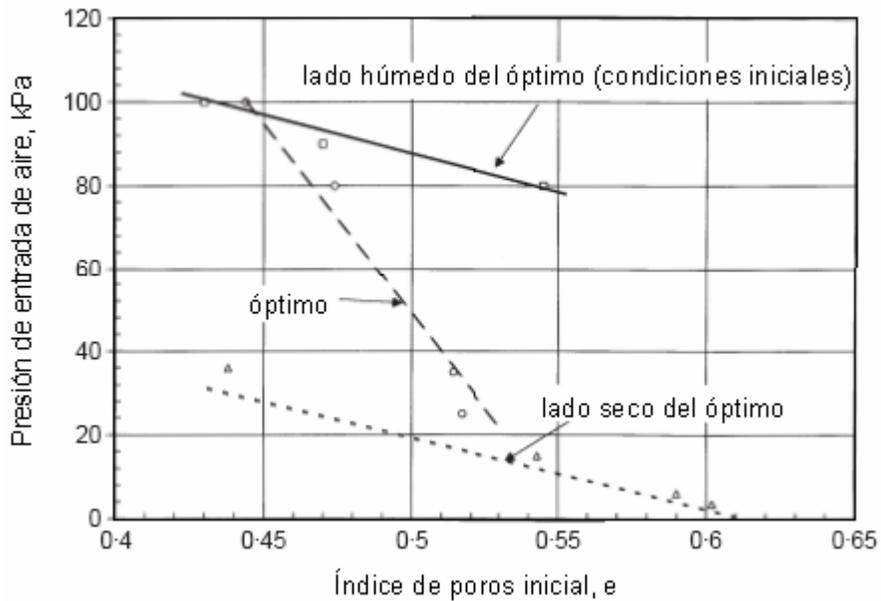


Figura 2.6 Valor de entrada de aire vs. índice de poros inicial según las características de compactación del suelo (Vanapalli et al. 1999).

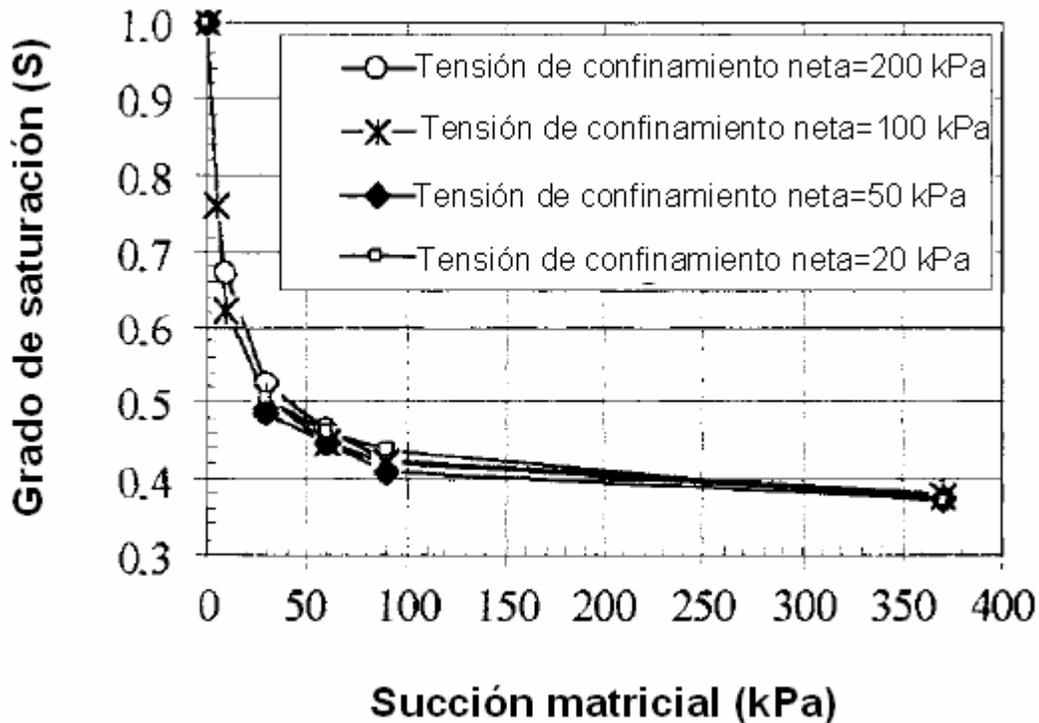


Figura 2.7 Cambio de grado de saturación durante etapas de mojado (Pereira y Fredlund (2000)).

2.3.3 Succión en suelos compactados.

Los suelos compactados del lado seco y húmedo de la humedad óptima, no solo difieren en su fábrica inicial sino que también tienen una succión diferente. En un suelo compactado en el lado húmedo, los poros, mayoritariamente, están ocupados por agua, la succión es baja y el suelo es poco rígido. Por otra parte, un suelo compactado en el lado seco, el agua se encuentra en forma capilar, con presión negativa, que hace que tenga altas succiones y el suelo tenga una rigidez considerable.

Gens et al. (1995), Romero (1999) y Barrera (2002) presentaron contornos de igual succión sobre las curvas de compactación estática en el plano Proctor (contenido de humedad- densidad seca). Las medidas de la succión se realizaron sobre muestras después de ser compactadas bajo diferentes tensiones, usando técnicas psicrométricas (Gens et al., 1995; y Barrera, 2002) y usando traslación de ejes y datos de equilibrio de vapor (Romero, 1999). La succión se incrementa fuertemente cuando la humedad se reduce, presentando líneas casi verticales en los contornos de las succiones más altas. Esto indica que, en contenidos de agua bajos con líneas de igual succión

casi verticales,, los incrementos de densidad por compactación no cambian significativamente la succión total inicial. Esto es debido a que en esos niveles de humedad, el agua se encuentra principalmente en los poros intra-agregados. A medida que los contornos de succión matricial se aproximan a la línea de saturación, la carga afecta al agua contenida en los inter-poros, lo que origina la inclinación de las líneas de igual succión que tienden a ponerse paralelas a la condición límite de saturación (succión igual a cero). El efecto de la densidad seca sólo es notable cuando el suelo se acerca a la saturación.

Tombolato y Tarantino (2004) presentaron medidas de succión con tensiómetros obtenidas después de compactar estáticamente un caolín y Kawai et al. (2003) han obtenido la historia de succión (por diferencias de presión de aire y agua en condiciones no drenadas de la fase líquida) de una arcilla limosa durante el proceso de compactación. Al dibujar los resultados de ambos trabajos de investigación en el plano Proctor, algunas muestras compactadas mostraron una mayor succión post-compactación tras incrementos de tensión vertical con el mismo contenido de humedad (la succión aumenta a pesar de la compresión y aumento de grado de saturación causada al suelo (Kawai et al. (2003)). La información en Tombolato y Tarantino (2004) sólo se refiere a las medidas de succión obtenidas al final de la compactación, cuando el suelo compactado se ha descargado, lo cual puede no ser representativo del la historia total de succión. Por su parte Kawai et al. (2003) reporta que cuando se descarga el suelo la succión se incrementa drásticamente.

Tarantino y Tombolato (2005), sobre el mismo caolín compactado estáticamente, señalan que pueden ser identificadas tres regiones en el plano Proctor, con base a los contornos de igual succión (véase la Figura 2.8). En los valores más altos de humedad, los contornos de igual succión tienen una pendiente ligeramente positiva y cuando el contenido de agua es más bajo que el contenido de agua en la microfábrica las líneas de igual succión son verticales o con pendiente ligeramente negativa. Kawai et al. (2003) observaron que en contenidos de agua altos, las líneas de igual succión van de acuerdo a las líneas de igual grado de saturación. Sin embargo, los contornos de succión en rangos más bajos de contenido de humedad no concuerdan con los contornos de grados de saturación, y en algunos casos la succión se incrementa con el aumento de la densidad seca. Kawai et al. (2003) concluyen que la succión de un suelo compactado depende

de la densidad del suelo tanto como del grado de saturación. Sugieren, también, que se puede representar la compactación como una prueba de compresión no drenada con su posterior expansión al descargar la muestra.

Tarantino y Tombolato (2005) observaron que la succión correspondiente al valor de oclusión de aire, en curvas de retención de las muestras compactadas, es muy cercano a la succión en el contenido de agua óptimo. Estos autores sugieren que la transición del lado seco al húmedo del óptimo corresponde a la transición de fase de aire continua a la discontinua. Con ello, proporcionan la siguiente explicación para el óptimo de compactación: en el lado seco, la fase de aire es continua y el agua está en forma de meniscos en los contactos de los agregados, lo que evita el deslizamiento entre agregados y origina un suelo con densidad seca menor al óptimo; en el lado húmedo el aire está en forma de burbujas ocluidas y la compactación ocurre en condiciones de agua parcialmente no drenada, con lo cual la presión de agua se incrementa con la compactación y evita la reducción de volumen.

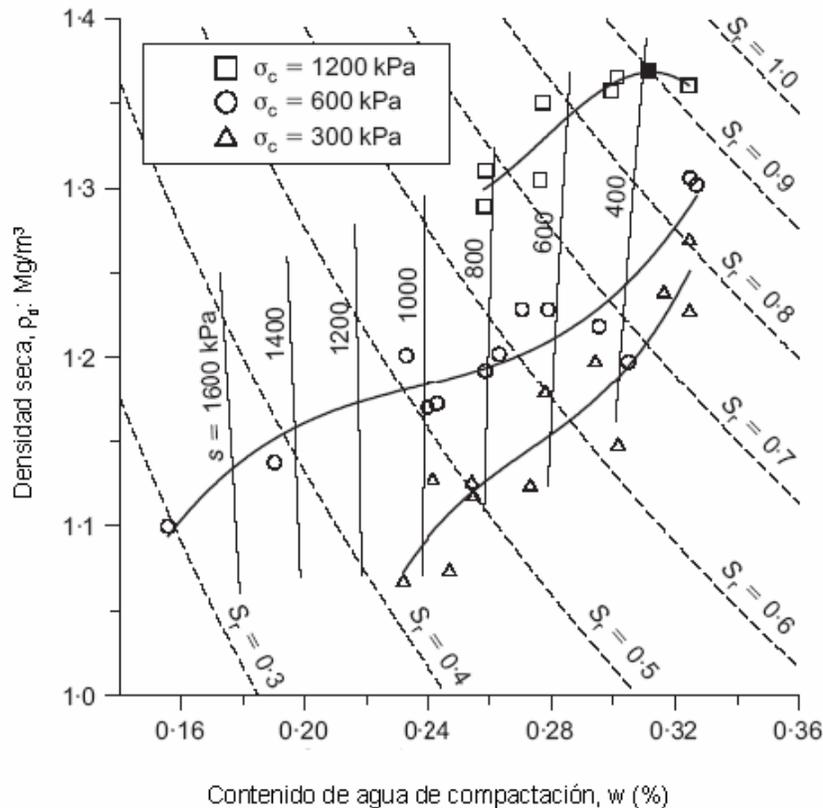


Figura 2.8 Curvas de compactación estática para diferentes tensiones verticales incluyendo contornos de igual grado de saturación (S_r) y de igual succión (s) (Tarantino y Tombolato (2005)).

2.4 Estado de tensiones en suelos parcialmente saturados

2.4.1 Tensiones efectivas y variables de estado.

Tal como se ha demostrado ampliamente por experimentación, la descripción del comportamiento mecánico del suelo en estado saturado se establece con base a las tensiones efectivas. Sin embargo, en un suelo no saturado la presencia de agua a presión negativa en meniscos, incrementa las fuerzas interpartículas, la rigidez a pequeñas deformaciones, y la resistencia al corte del suelo y hace inválido el uso de una única tensión efectiva para caracterizar el comportamiento mecánico del suelo. Diversos autores encontraron que no es posible representar algunos de los aspectos fundamentales del comportamiento de un suelo parcialmente saturado usando una única tensión efectiva. En particular, es imposible reproducir el patrón de hinchamiento y colapso inducido por un proceso de humedecimiento. La razón para ello es que la succión y la carga externa aplicada actúan de forma diferente sobre el esqueleto del suelo, como es señalado por Jennings y Burland (1962) y Wheeler y Karube (1995).

Desde hace ya varias décadas diversos autores como Coleman (1962), Bishop y Blight (1963), Matyas y Radhakrisna (1968), Aitchison y Woodburn (1969), Barden et al (1969) y Fredlund y Morgenstren (1977) abandonaron el concepto de tensión efectiva en suelos no saturados, y utilizan dos variables para determinar completamente el estado de tensiones. Las combinaciones más sencillas de dos variables de estado de tensiones independientes, para suelos no saturados, son las mostradas en la Tabla 1 (las cuales se obtienen a partir de las ecuaciones de equilibrio de la fábrica de un suelo, derivadas con respecto a tres presiones de referencia distintas):

Tabla 2.1. Posibles parejas de variables de estado.

Tensión de referencia	Variables de estado tensionales
Presión de aire, u_a	$(\sigma_{ij}-u_a\delta_{ij})$ y $(u_a-u_w)\delta_{ij}$
Presión de agua, u_w	$(\sigma_{ij}-u_w\delta_{ij})$ y $(u_a-u_w)\delta_{ij}$
Tensión total, σ_{ij}	$(\sigma_{ij}-u_a\delta_{ij})$ y $(\sigma_{ij}-u_w\delta_{ij})$

La combinación de variables derivada con respecto a la presión de aire es la que más ventajas demuestra en la práctica, y la más comúnmente usada (Fredlund, 1979; Fredlund y Rahardjo, 1987), Gens y Romero (2000). Esta combinación está formada por: $(\sigma_{ij}-u_a\delta_{ij})$, llamada tensión neta total, y $(u_a-u_w)\delta_{ij}$, llamada succión matricial; donde σ_{ij} es la tensión total, mientras que u_a y

u_w corresponden a la presión de la fase gaseosa y líquida respectivamente (Bishop y Blight, 1963; Matyas y Radhakrishna, 1968; Fredlund y Morgenstern, 1977). Con esta combinación de variables los efectos de un cambio en la tensión neta total, induciendo cambios sobre las fuerzas de contacto entre agregados, pueden ser separados de los efectos de la succión matricial actuando sobre las interfases. En esta investigación, tal combinación de tensiones resulta ser muy ventajosa, lográndose aplicar mediante la técnica de traslación de ejes bajo presión de aire constante (técnica de sobrepresión de aire). En este sentido, se pueden aplicar cambios en la presión neta total cambiando la tensión total o cambios en la succión matricial variando la presión de agua en forma independiente. La validez de estas tensiones se ha demostrado mediante varias pruebas de volumen nulo, realizadas usando la técnica de traslación de ejes (Fredlund y Morgenstern, 1977) y mediante medidas de cambios de succión usando tensiómetros y medidas de tensión neta, cuando se realizaron cambios de presión de aire (Mongiovi y Tarantino, 1998).

La tensión neta produce tanto fuerzas normales como tangenciales en los puntos de contacto de las partículas. Es decir, la tensión neta puede producir el deslizamiento entre partículas y cambios de volumen. Por otra parte, la succión matricial solamente induce cambios en las fuerzas normales en los contactos entre partículas o agregados, afectando la estabilidad del esqueleto del suelo, y la resistencia al corte entre puntos de contacto.

Para las condiciones triaxiales (axisimétricas) se definen tres variables de estado de tensiones: la tensión media neta, $p-u_a=(\sigma_a+2\sigma_r)/3 = \sigma_m - u_a$, la tensión de corte, $q=\sigma_a-\sigma_r$, y la succión matricial $s=u_a-u_w$, donde σ_a y σ_r son las tensiones totales principales axial y radial respectivamente.

2.4.2 Variables de deformación conjugadas al trabajo.

Para la descripción del comportamiento mecánico del suelo en el equipo triaxial, es de gran utilidad separar la deformación sufrida por el suelo en dos componentes: una asociada con el cambio de volumen y otra asociada con el cambio de forma. En esta tesis, en el estudio del comportamiento hidromecánico bajo condiciones triaxiales, se han adoptado como variables de deformación la deformación volumétrica, dada por $\varepsilon_v=\varepsilon_a+2\varepsilon_r$, y la deformación de corte, dada por $\varepsilon_s=2/3(\varepsilon_a-\varepsilon_r)$, donde ε_a y ε_r son la deformación axial y radial respectivamente. Estas variables de deformación son convenientes debido a que se asocian con las variables de estado de tensión en

pares de conjugadas de trabajo. Para suelos no saturados, el par asociado al incremento de trabajo volumétrico es el incremento de la deformación volumétrica, $\delta\varepsilon_v = \delta\varepsilon_a + 2\delta\varepsilon_s$, y la tensión media neta, $p - u_a = (\sigma'_a + 2\sigma'_r)/3 - u_a$; y el par asociado al incremento de trabajo de distorsión (relacionado con cambio de forma del elemento) es el incremento de la deformación de corte, $\delta\varepsilon_s = 2/3(\delta\varepsilon_a - \delta\varepsilon_r)$, y la tensión de corte, $q = \sigma_a - \sigma_r$.

En la mecánica de suelos, la humedad, w , es la variable de estado comúnmente usada en la descripción de los cambios de contenido de agua en el suelo. En algunas ocasiones w , es llamada humedad gravimétrica, para señalar la diferencia con el contenido volumétrico de agua, θ_w (volumen de agua por unidad de volumen total del suelo).

El incremento de trabajo desarrollado sobre un suelo no saturado por unidad de volumen inicial, δW , debido a la aplicación de un tensión media neta, bajo condiciones de tensión isotrópica, y de una succión matricial ($u_a - u_w$), considerando las fases sólida y líquida incompresibles, y despreciando el trabajo positivo requerido para comprimir la fase de gaseosa (al asumir que se usará la técnica de traslación de ejes con presión de aire constante bajo condiciones $\delta u_a = 0$, como es el caso de este trabajo experimental) está expresado por (Romero y Vaunat 2000):

$$\delta W = (\sigma_m - u_a)\delta\varepsilon_v - (u_a - u_w)\delta\theta_w$$

Puede observarse que la succión matricial está asociada a la variable conjugada cambio del contenido volumétrico de agua: $-\delta\theta_w = -\delta V_w/V = -n\delta S_r + S_r\delta\varepsilon_v$, (Wheeler y Sivakumar 1995; Houlsby 1997; Romero y Vaunat, 2000). Si las variables conjugadas de trabajo son normalizadas con respecto al volumen inicial del suelo ($1 + e_0$), la ecuación anterior puede ser reescrita como:

$$(1 + e_0)\delta W = -(\sigma_m - u_a)\delta e - (u_a - u_w)\delta e_w.$$

En esta expresión el incremento de la relación de agua (definida como la relación entre el volumen de agua al volumen de sólidos) $-\delta e_w = -\delta V_w/V_s = -G_s\delta w$ es la variable asociada a la succión matricial, de la misma manera que el índice de poros, como variable de estado volumétrica, está asociada con la tensión neta.

La variable e_w será utilizada en este trabajo para describir el comportamiento hidromecánico del suelo. Esta variable de estado se ha utilizado en diferentes contextos por diferentes autores trabajando en suelos no saturados: Toll (1995), Prashant et al. (1998), Romero (1999) y Barrera (2002). Y adicionalmente, Wheeler (1996) usó el volumen de agua específico ($v_w=1+G_s w=1+e_w$) y el volumen específico ($v=1+e$) como variables de estado volumétricas para describir el comportamiento del un suelo no saturado.

2.5 Equipo triaxial para suelos no saturados.

2.5.1 Generalidades.

Para realizar ensayos triaxiales sobre suelos no saturados, además del control de las variables habituales en un ensayo triaxial (presión de confinamiento, desviador, deformación axial, presión de poros y cambio de volumen de agua) deben controlarse o medirse la succión y las deformaciones volumétricas. Usualmente la presión se aplica mediante la técnica de la traslación de ejes, lo que hace necesario el control independiente de las presiones de aire y de agua. Por otra parte, la medida directa del cambio de volumen de la muestra es necesaria ya que el cambio de volumen de agua es diferente del cambio del volumen de poros en el suelo.

Las técnicas empleadas son complejas, y dan lugar a equipos no disponibles comercialmente, desarrollados para trabajos de investigación específicos. El primer equipo triaxial desarrollado para estudiar la resistencia en suelos no saturados fue presentado por Bishop y Donald (1961), y se muestra en la Figura 2.9. A partir de este trabajo inicial, se desarrollaron varios equipos siguiendo las mismas bases conceptuales de aplicación y control de la succión.

Los detalles respecto al control de la succión, de las medidas de los desplazamientos de la probeta (axial y radial), medida de cambios volumétricos de la probeta asociados al flujo de aire y agua, y los procedimientos de ensayo se han presentado en Maswoswe (1985), Toll (1988), Schreiner (1988) y Josa et al. (1987).

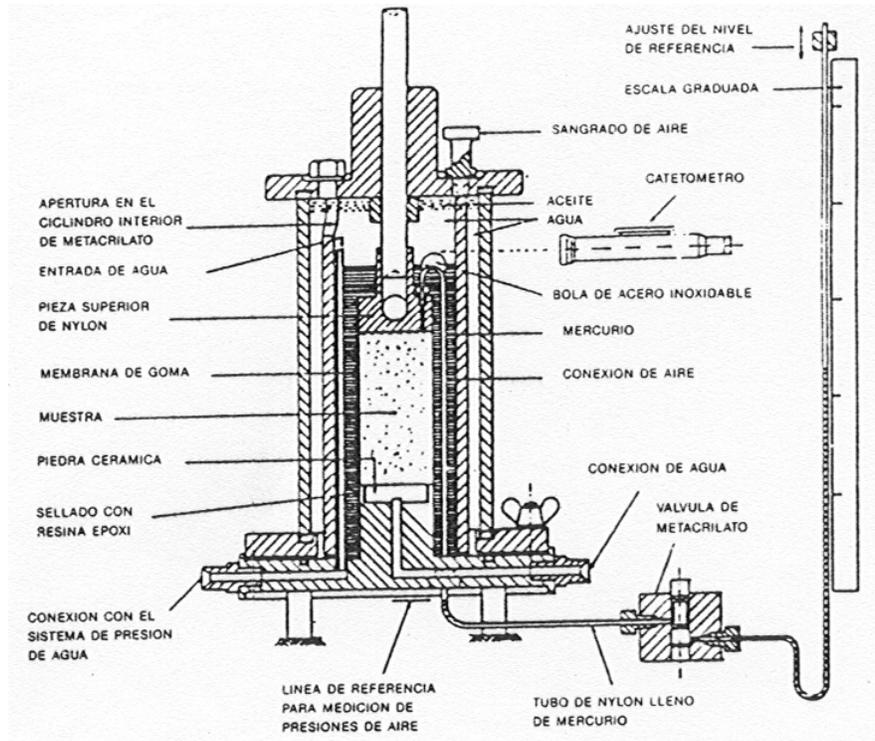


Figura 2.9 Equipo triaxial con succión controlada (Bishop y Donald, 1961).

2.5.2 Control de succión en una célula triaxial. Traslación de ejes.

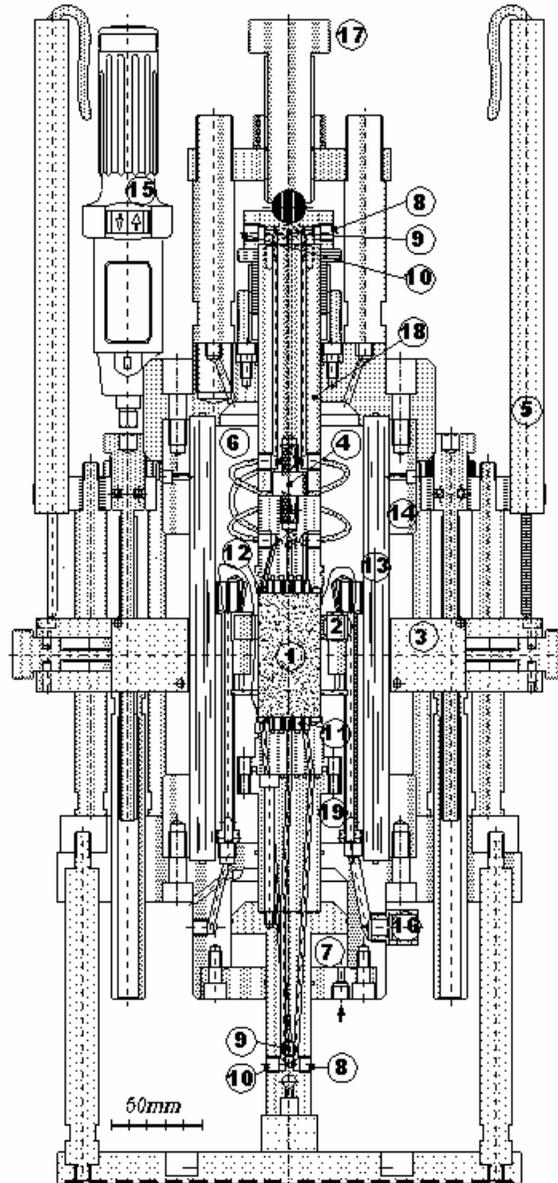
El control de succión en una célula triaxial se ha alcanzado por diferentes técnicas: presión osmótica (Delage et al., 1987; Cui, 1993); traslación de ejes (Bishop y Donald, 1961; Sivakumar, 1993; Anderson et al., 1997; Romero, et al., 1997; Rampino et al., 1999; Barrera et al., 2000); humedad relativa controlada de la atmósfera que rodea al suelo o control de la presión de vapor (Lagny, 1996). En la Figura 2.10 se presenta un esquema de la célula triaxial con control de succión usada en Barrera (2002). Gens y Romero (2000) indican las técnicas experimentales de control de la succión (o contenido de humedad) en suelos, que utilizan principalmente dos métodos: La transferencia de vapor, que está asociada a la succión total Ψ ; y la transferencia predominante de agua líquida, ligada a la definición de succión matricial $s = u_a - u_w$.

La primera técnica se implementa controlando la humedad relativa dentro de un sistema termodinámicamente cerrado, transfiriéndose únicamente vapor en el suelo. La humedad relativa se relaciona con la succión total (Ψ) mediante la ecuación psicométrica (Fredlund y Rahardjo,

1993). La humedad relativa u_v/u_{v0} se controla mediante disoluciones acuosas, utilizando solutos no volátiles (disoluciones salinas) o volátiles (disoluciones de ácidos). En el cociente de humedad relativa, u_v representa la presión de vapor controlada por la disolución y u_{v0} la presión de vapor de saturación del solvente, que depende principalmente de la temperatura y está parcialmente afectada por la presión de la fase gaseosa. El límite superior de humedad relativa controlada se sitúa en $u_v/u_{v0} < 0.97$ (o $\Psi > 4$ MPa), debido principalmente a los efectos de las variaciones de la temperatura.

Con respecto a los métodos de control de succión con predominio de transferencia de agua líquida, el más utilizado en equipos triaxiales es la traslación de ejes. Este método está basado en la técnica introducida por Hilf (1956), para imponer la succión en suelos parcialmente saturados con continuidad en la fase de aire (generalmente en grados de saturación menores a 0.95), mediante el control independiente de las presiones de aire y de agua. Esta técnica se ha aplicado por diferentes investigadores para imponer bajos niveles de succión Balmaceda (1991), Sivakumar (1993), Romero (1999) Rampino et al. (2000) y Barrera (2002).

Esta técnica es válida para suelos con poros de aire intercomunicados (Olson y Langfelder (1965) y Bocking y Fredlund (1980)). En condiciones de succión constante, debe de ser posible incrementar la presión de aire alrededor y dentro de la muestra sin producir deformaciones, esto implica que todos los poros con aire deben de estar interconectados para que un incremento de la tensión alrededor de la muestra (tensión total) induzca un cambio igual en presión de aire dentro de la muestra. Resultados teóricos presentados por Bocking y Fredlund (1980) sugieren que, cuando el suelo contiene cantidades significativas de aire ocluido (con fase de aire no continua), la traslación de ejes genera cambios de volumen permanentes. Gallipoli et al. 2003 sugiere que bajo condiciones saturadas los cambios de succión corresponden a un cambio equivalente de la tensión efectiva.



1) probeta; 2) LVDT (deformación axial); 3) sensor láser (deformación radial); 4) célula de carga; 5) LVDT (desplazamiento vertical del láser); 6) presión de confinamiento (aire/aceite silicona); 7) cámara inferior para aplicar la tensión vertical; 8) presión de aire; 9) presión de agua (al medidor de volumen); 10) presión de agua (al sistema de desaireado); 11) disco cerámico AVEA; 12) anillo poroso; 13) cámara concéntrica de metacrilato; 14) cámara de acero inoxidable; 15) motor de desplazamiento vertical; 16) conexiones al sistema de adquisición de datos; 17) tornillo superior de bloqueo de carga; 18) pistón superior; 19) pistón de carga.

Figura 2.10 Esquema de la Célula triaxial con control de succión usada en Barrera (2002).

La técnica se ha evaluado, satisfactoriamente, en forma experimental (en el rango de S_r entre 76 y 95%) por Fredlund y Morgenstern (1977). Recientemente Mongiovi y Tarantino (1998) han desarrollado un aparato para investigar la validez de la técnica de traslación de ejes en suelos no saturados (S_r variables entre 56 y 77%), previniendo la deformación de la muestra y los cambios de contenido de agua. Cuando la presión de aire se modificó no se detectó ninguna variación de la succión matricial dentro del error experimental, midiendo presiones de agua de poros negativas con tensiómetros desarrollados en del Imperial College (Ridley y Burland, 1993). Los problemas relativos a las dificultades de medir las tensiones intersticiales negativas y la necesidad de piedras porosas con mayor resistencia al paso de aire se comentan desde Croney et al. (1952) y Hilf (1956).

En la aplicación de ambos procedimientos es necesario contar con separadores de presiones de fluidos. Estos separadores actúan como medios porosos semi-permeables que permiten el contacto directo entre el agua de los poros del suelo y el agua del sistema externo de control de presión de agua y evitan el contacto del aire de la muestra con el aire libre que sólo puede atravesar este medio poroso mediante difusión. Es necesario que exista continuidad entre el agua del suelo y el agua en la cerámica para aplicar correctamente la succión matricial. Los separadores pueden ser de dos tipos: las membranas saturadas de acetato de celulosa y las cerámicas de alto valor de entrada de aire. El valor máximo de succión que puede ser aplicado o medido depende del valor de entrada de aire de los separadores.. Esta presión crítica depende del tamaño de los poros del disco cerámico, es decir, a mayor valor de entrada de aire más baja será la permeabilidad del disco cerámico, generando un mayor tiempo para alcanzar el equilibrio del agua de poros del suelo. Las membranas, aunque permiten alcanzar una diferencia máxima de presiones entre fluidos de hasta 14 MPa y están asociadas a periodos de equilibrado de menor duración, son más compresibles, menos duraderas ante ataques químicos y biológicos, y presentan mayor difusión de aire. Este último aspecto limita su utilización en trayectorias de mojado, debido a la facilidad de perder la continuidad de la transferencia líquida por las burbujas acumuladas debajo de la membrana. Las cerámicas son más rígidas y menos permeables pero su valor de entrada de aire es menor de 1.5 MPa.

Los problemas más importantes en la aplicación de traslación de ejes son: el control de la humedad relativa en el sistema de aplicación de presión de la fase gaseosa y la acumulación de aire disuelto debajo de los elementos separadores de presiones de fluidos. El primer fenómeno está originado por la transferencia de vapor entre el suelo y el sistema de regulación de presión de aire debido a la existencia de diferentes valores de humedad relativa entre ellos.

Con respecto al segundo fenómeno, genera una progresiva pérdida de continuidad de la fase líquida con la muestra debido a la presencia de burbujas de aire debajo de la membrana o cerámica AVEA, y dificulta la medida precisa del volumen de agua que drena del suelo. Para contrarrestar este problema se requiere de un dispositivo auxiliar en el sistema de aplicación de presión de agua que transporte y atrape las burbujas de aire en otro lugar que no interfiera con el flujo de líquido. Romero (1999) y Fredlund y Rahardjo (1993) presentan una expresión que describe la velocidad de acumulación de aire disuelto debajo de los elementos separadores de presiones de fluidos. De la ecuación se obtiene, que para una configuración dada del elemento separador y para una succión matricial definida, la difusión de aire se puede controlar aumentando la presión absoluta de la fase líquida. Por lo tanto, la técnica convencional de la placa de presión, donde se mantiene la presión de agua en condición atmosférica es la configuración menos eficiente para controlar la difusión de aire. La selección de las cerámicas es basada en la máxima succión que puede ser aplicada, tanto como de la permeabilidad al agua y su espesor.

Otro de los métodos de transferencia de agua líquida es la técnica osmótica, que controla la succión variando la concentración de una disolución con soluto de elevada masa molecular, que se pone en contacto con el suelo a través de una membrana semipermeable (impermeable al soluto y permeable al disolvente). De esta manera existirá una transferencia de fase líquida hasta que el agua del suelo y del disolvente presenten el mismo potencial químico. El soluto más usado es polietilenglicol PEG con masa molecular de 20000 ó 35000 kg/kmol. Una revisión actualizada de la técnica osmótica se presenta en Tarantino y Mongiovi (2000). La técnica osmótica requiere de calibraciones específicas y en concordancia con el montaje experimental, además de precisar de un sistema de medida de succión independiente.

2.5.3 Medida de cambio de volumen.

Los estudios experimentales en pruebas triaxiales sobre el comportamiento de suelos no saturados deben considerar métodos no convencionales para medir la deformación volumétrica. Los requerimientos tanto en capacidades y precisión como operacionales fueron listados por Lade (1988). En la actualidad varios instrumentos de medida son capaces de proporcionar altas resoluciones debido a los avances de los sistemas de adquisición de datos y de las tecnologías de sensores, sin embargo, la exactitud de las medidas de cambio de volumen de la muestra en equipos triaxiales también depende de otros factores como rigidez del sistema, histéresis del sistema, efectos de temperatura, fluencia del sistema, pérdidas, etc. Revisiones del estado del conocimiento de instrumentos para medir cambio de volúmenes del suelo en pruebas de laboratorio, se han presentado en Bishop y Henkel (1962), Alva-Hurtado y Selig (1981) y Geiser et al. (2000).

Los métodos disponibles para medir cambios de volumen de un espécimen generalmente pueden ser divididos en tres categorías (sugerido primeramente por Bishop y Henkel 1962, y seguido por Alva-Hurtado y Selig 1981 y Geiser et al. 2000):

- a) Medida del cambio de volumen (entrada o salida) del fluido de confinamiento dentro de una célula de doble pared (que compensa el cambio de volumen de la muestra). Este método propuesto por Bishop y Donald 1961 ha sido ampliamente usado, siendo adoptado por varios equipos triaxiales en los últimos años (Ejemplo Wheeler, 1986; Josa et al., 1987, Sivakumar, 1993; Sharma 1998; Agus et al., 2000; Toyota et al., 2001; Aversa y Nicotera, 2002; Ng et al., 2002; Yin, 2003; Leong et al., 2004);
- b) Medida directa, separada, del volumen de aire y agua entrando o saliendo de la muestra, mediante controladores de presión-volumen (Adams et al., 1996);
- c) Cambio del volumen muestra calculado a partir de las medidas de las dimensiones de la muestra (altura y diámetros). Usados, por ejemplo, en Maswoswe (1985); Drumright, (1987); Anderson et al. (1997); Romero et al. (1997); Rampino et al. (1999); Barrera et al. (2000).

Bishop y Henkel (1962), Sivakumar (1993), Geiser et al. (2000) y Leong et al. (2004) mencionan varios problemas que son frecuentemente encontrados cuando los cambios de volumen son

deducidos por el primer método. Las medidas registradas al final de cada prueba deberán ser corregidos, mediante procesos de calibración, para tomar en cuenta los cambios volumen del líquido contenido en la célula de presión de confinamiento debido a la expansión inmediata de la célula por incremento de la presión de confinamiento, deformación del metacrilato bajo una presión constante, existencia de posibles pérdidas del fluido y adsorción de líquido por las paredes de la célula. Leong et al. (2004) presentan una revisión sobre los métodos de medición de cambios de volumen de la muestra, deducidos del fluido entrando o saliendo de la célula de presión de confinamiento de equipos triaxiales y realiza investigaciones sobre los efectos de la rigidez de la célula triaxial y los cambios de temperatura sobre la precisión de las medidas. Head (1992) enumera los factores que afectan el flujo de agua en el interior de la célula triaxial, y que deben de ser considerados en las medidas de cambio de volumen de la muestra.

Pérdidas indetectables de aire, así como cambios de volumen ante cambios pequeños de temperatura y presión atmosférica afectan las medidas obtenidas por el segundo método arriba mencionado. Este procedimiento es poco usado. Los problemas encontrados cuando se usa esta técnica son brevemente mencionados por Geiser et al. (2000).

El monitoreo del cambio de volumen de la muestra a partir de medidas directas de sus dimensiones es también ampliamente usado. Comúnmente se realizan medidas mediante sensores de desplazamiento sujetos sobre la muestra, midiendo las deformaciones locales axiales y radiales. Los desplazamientos radiales son medidos en uno, dos o tres puntos discretos, y se hace una suposición de la forma de la muestra para obtener la deformación volumétrica. Se han usado diversos sistemas de medidas locales, tales como medidores de electronivel por Burland y Symes (1982), y Jardine et al. (1984); LVDT y transductores de efecto Hall por Clayton y Khattrus (1986), Maatouk et al. (1995), Geiser et al. (2000); transductores de deformación local (LDTs) por Goto et al. (1991); y LVDTs por Cuccovillo y Coop (1997). Las medidas directas de deformación en muestras de suelo presentan algunas dificultades: los instrumentos de medida son difíciles de fijar en suelos de baja resistencia y la necesidad de medir en un número determinado de puntos para dar el cambio de volumen total, debido a la deformación no uniforme generada por las restricciones en los bordes.

Una técnica alternativa para obtener medidas directas es el uso de procesamiento de imágenes (Macari et al., 1997). Romero et al. (1997) y Barrera et al. (2000) usaron un sistema láser electro-óptico, combinado con LVDTs, para medir en forma independiente la deformación axial y la radial, con este procedimiento es posible obtener una descripción completa del perfil de la muestra, lo que permite una determinación más precisa del volumen de la muestra, además de poder medir las deformaciones no homogéneas y localizadas. En la literatura existente sobre ensayos de compresión triaxial, se ha reportado la detección de deformaciones no homogéneas a lo largo de la altura de la muestra, evidenciando un progresivo abarrilamiento, debido a las restricciones que imponen los bordes, lo que se hace más notorio a grandes deformaciones (por ejemplo: Bishop y Henkel, 1962; Kolymbas y Wu, 1989; y Barrera et al., 2000).

Kolymbas y Wu (1989) y Romero (1999) sugieren condiciones que los sistemas de medida de desplazamiento radial deben de satisfacer para proporcionar medidas confiables: ser estables en ensayos de larga duración, precisión y tener una alta resolución en deformaciones (de al menos 10^{-2} %); ser capaces de medir grandes desplazamientos; tener mínima influencia sobre la deformación de la muestra, evitando restringir o cargar la muestra; ser capaces de medir grandes deformaciones en varios sitios de la muestra; no ser afectados por ruidos eléctricos y ser exactos en la adquisición de datos a velocidades rápidas; no ser afectados por cambios de presión de confinamiento; ser simples de operar e instalar; y poder registrar los datos en forma automatizada.

En la literatura sobre estos sistemas de medida se han presentado varios sistemas que proporcionan medidas bastantes exactas, pero es difícil de satisfacer todos los puntos arriba señalados, en especial con respecto a la posibilidad de obtener mediciones en varios sitios de la muestra, de no ser afectados por los cambios de presión de confinamiento y en la simplicidad para operar y ser instalados.

2.6 Comportamiento mecánico de suelos de baja plasticidad no saturados

2.6.1 Fenómenos de colapso e hinchamiento.

Aunque en un sentido general se puede denominar colapso a cualquier proceso de reducción de volumen, este término se utiliza aquí expresamente para la reducción de volumen irrecuperable inducido por mojado del suelo manteniendo constante las tensiones externas. Entre los diversos estados del conocimiento sobre este fenómeno se encuentran los realizados por Dudley (1970), Jiménez Salas et al. (1973) y Maswoswe (1985).

Por otra parte, aunque en general se le denomina hinchamiento a cualquier incremento de volumen (reducción de deformación volumétrica), como por ejemplo la generada al disminuir la tensión media, en este caso se refiere únicamente al producido por mojado del suelo manteniendo constante las tensiones exteriores. Los denominados suelos expansivos sufren un hinchamiento considerable de origen físico-químico al aumentar su humedad. Existen varios estados del conocimiento sobre suelos expansivos, entre los cuales se pueden destacar los realizados por Gromko (1974), Delgado (1986) y Schreiner (1988). En este caso, no se profundizará en el fenómeno de hinchamiento debido a que este estudio se centra en los suelos compactados poco expansivos.

Barden (1969) expone tres factores que controlan el mecanismo de colapso:

- La existencia de una estructura potencialmente inestable (metaestable). Las partículas o agregados del suelo se mantienen en su posición por enlaces temporales. Cuando los enlaces existentes se debilitan se presentan deformaciones volumétricas e incluso fallas por corte.
- Un estado exterior de carga suficientemente grande como para generar una condición metaestable para la succión aplicada.
- La existencia de enlaces entre partículas, que se debiliten en presencia del agua (por ejemplo, enlace capilar, enlaces con puentes de partículas arcillosas que unen entre sí partículas mayores y enlaces por cementación). La eliminación de meniscos (enlace capilar) en los contactos de los agregados reduce las tensiones inter-agregados y la resistencia al corte entre contactos.

Pueden existir otros factores que generan el colapso, como la posible rotura de partículas al perder resistencia por humedecimiento (Delgado, 1986).

El colapso puede originarse por una combinación de dichos factores. Por ejemplo, estructuras muy abiertas bajo una tensión exterior débil o estructuras no muy abiertas bajo tensión exterior muy fuertes pueden generar el fenómeno de colapso, dependiendo de la naturaleza del suelo (Northey, 1969).

Aunque el colapso puede decirse que es progresivo, ya que se produce a medida que se incrementa el grado de saturación (o disminuye la succión), en varios estudios se constata que en realidad se trata de un proceso rápido. La mayoría de los procesos de colapso descritos son de corta duración, como señalan en distintos autores (Dudley, 1970 y Aitchison, 1973).

Diferentes autores (Jiménez Salas et al., 1973; Maswoswe, 1985 y Lawton et al., 1989) observan que tras el colapso hasta saturación, el suelo alcanza el estado noval saturado (Figura 2.11). Esto indica que un suelo puede colapsar si su índice de poros es mayor que el correspondiente al estado saturado para las mismas condiciones de tensión externa, debiendo su estabilidad a los enlaces temporales.

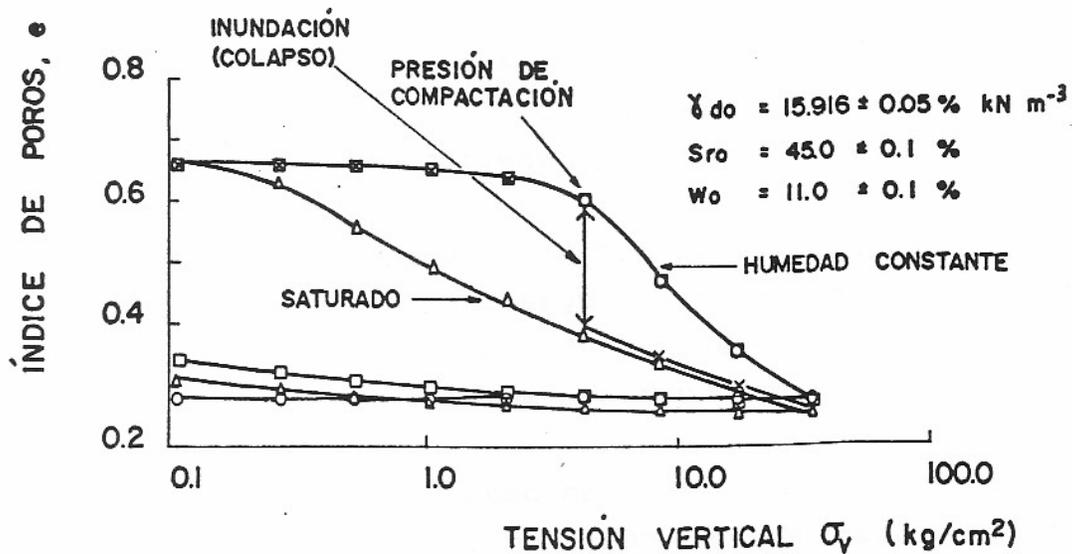


Figura 2.11 Colapsos obtenidos por Maswoswe (1985).

El colapso de un determinado suelo se incrementa a medida que aumenta la tensión exterior, pero este incremento tiene un límite, alcanzando el colapso un máximo en una determinada carga, y disminuyendo posteriormente. Este colapso máximo se presenta en los suelos no saturados en general, y se ha estudiado por diversos autores como, por ejemplo Booth (1975), Maswoswe (1985) y Lawton (1989). En la Figura 2.12 se muestra este fenómeno en un trabajo presentado por Sun et al. (2004). Este comportamiento se puede justificar por la reducción de índice de poros al aplicarle cargas exteriores elevadas (sin cambio de humedad) que disminuyen su potencial de colapso (incrementando la rigidez de la estructura), pero manteniendo todavía enlaces interpartículas temporales susceptibles de ser eliminadas por mojado. El valor de la presión que genera el máximo colapso varía notablemente con el tipo de suelo considerado (Booth, 1975).

Un mismo suelo puede sufrir hinchamientos o colapso, o ningún cambio de volumen de acuerdo con la densidad seca, la humedad, y la presión aplicada en el momento en el que se les inunda, como señalan Jennings y Kenight (1975) y Jiménez Salas y Justo (1975). De hecho microestructuras potencialmente colapsables sujetas a una reducción de la succión de un valor inicial relativamente alto se han reportado que primeramente experimentan un hinchamiento y después una deformación de compresión (Escario y Sáez (1973), Jiménez Salas y Justo (1975), Cox, (1978), Alonso et al. (1987)).

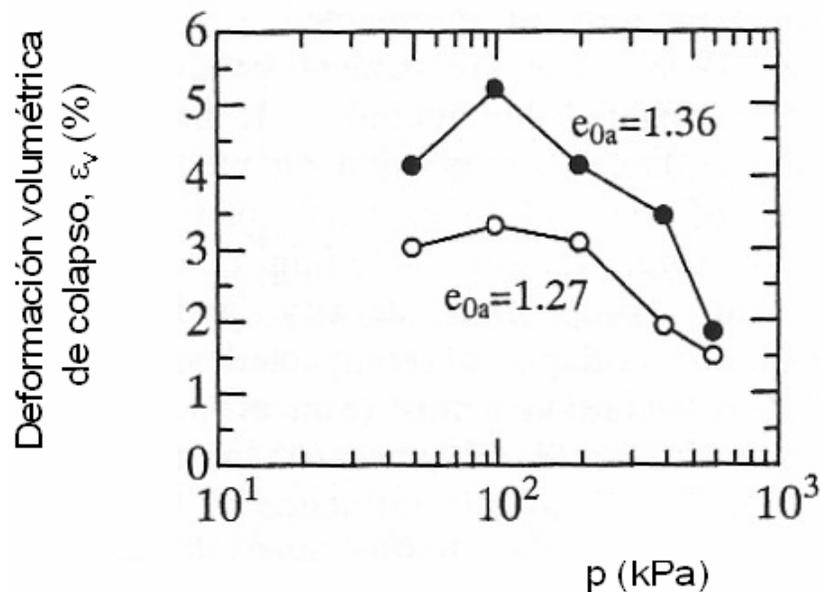


Figura 2.12 Deformaciones volumétricas debido a colapso bajo diferentes tensiones isotrópicas e índices de poros iniciales (Sun et al. 2004).

2.6.2 Colapso en suelos compactado.

Entre los factores que afectan el hinchamiento y el colapso, se encuentra la estructura del suelo, que en el caso de suelos compactados está íntimamente ligada al contenido de agua de compactación y al tipo y nivel de energía de compactación utilizados. Aunque, también interviene una variable ajena al suelo, que es la presión externa aplicada.

Los trabajos de Maswoswe, (1985) muestran que los suelos compactados con humedades bajas tienen tendencia a sufrir colapsos. Sin embargo, varios son los autores que llegan a la conclusión que los suelos expansivos compactados por el lado seco, con bajo contenido de agua de compactación, tienen tendencia a sufrir hinchamientos, si cuando se saturan, la presión aplicada es suficientemente baja. Por otra parte, Lawton et al. (1989) observó hinchamientos pequeños para humedades poco mayores que la óptima. Los ensayos de doble edómetro de Lawton et al. (1989), sobre una arena arcillosa, muestran que cuanto más seco es el suelo, mayor es el colapso máximo que se obtiene, para una presión aplicada dada (véase la Figura 2.13). Cuando más se acerca la humedad de compactación al contenido óptimo, por el lado seco, el colapso máximo se reduce y mayor es la presión necesaria para causarlo al inundarlo.

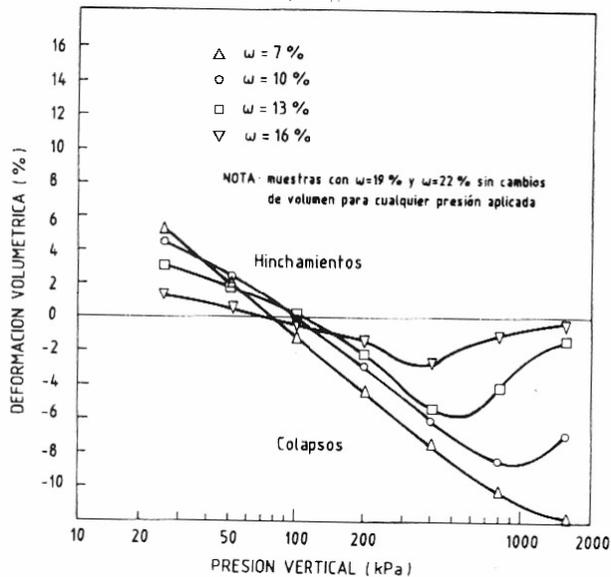


Figura 2.13 Efecto de la carga y del contenido de agua en la deformación volumétrica. Resultados obtenidos mediante ensayos de doble edómetro, con muestras compactadas mediante impactos al 80% de compactación relativa (Lawton et al., 1989).

Booth (1975) y Lawton et al. (1989) Rao y Revanasiddappa (2003) observaron que el colapso obtenido disminuye al crecer la densidad seca alcanzada en la compactación. Para un aumento del nivel de energía de compactación, no tan solo se reduce el colapso sino que también aumenta la presión ligada al colapso máximo en cada caso. En la Figura 2.14 de Lawton (1989) se presentan resultados de colapso o hinchamiento en el plano (γ_d, w). En ella se observa que los puntos que experimentan colapso se encuentran, casi confinados, en la zona de contenido de agua menor que el óptimo, es decir en el lado seco. Si el suelo se compacta de tal manera que se alcanza un grado de saturación mayor o igual al 80%, prácticamente se asegura que, para la presión a la que se inunda el suelo, no se tendrán ni colapsos ni hinchamientos. De acuerdo a estos resultados, habrá una región para la cual el suelo compactado no sufre colapsos ni hinchamientos cuando se inunda bajo una presión determinada. La densidad seca donde ocurre esto se le denominó compactación relativa crítica. Si se cambia la presión en que se inunda el suelo la compactación relativa crítica cambia. La compactación relativa crítica no depende de la humedad de compactación.

En los trabajos mencionados arriba, la diferencia de comportamiento entre los suelos compactados en el lado seco y lado húmedo de la curva de compactación se atribuye tan solo a la diferente fábrica adoptada por el suelo. Puede apreciarse que los cambios más grandes de volumen por inundación se presentan en el lado seco, mientras se tienen deformaciones pequeñas en muestras compactadas en el lado húmedo y óptimo. La explicación aceptada es la presencia de una fábrica abierta formada por agregados de arcilla y/o partículas de limo y arena en las muestras compactadas del lado seco. Sin embargo, las diferencias podrían deberse a dos diferentes causas: las diferentes fábricas y las diferencias en la succión que tienen estos suelos al iniciar la inundación, tal como es discutido en Alonso, Josa y Gens (1992). Las muestras compactadas en el lado seco, húmedo y óptimo no solo difieren en su fábrica, también la succión que poseen antes del mojado es diferente, tal como lo sugieren los trabajos, donde se muestra la succión de suelos compactados en el plano Proctor, de Gens et al. (1995), Romero (1999), Barrera (2002), Kawai et al. (2003) y Tombolato y Tarantino (2004). Booth (1975) reportó resultados, de pruebas edométricas sobre suelos compactados, donde las diferencias no puede atribuirse, del todo, a las distintas fábricas.

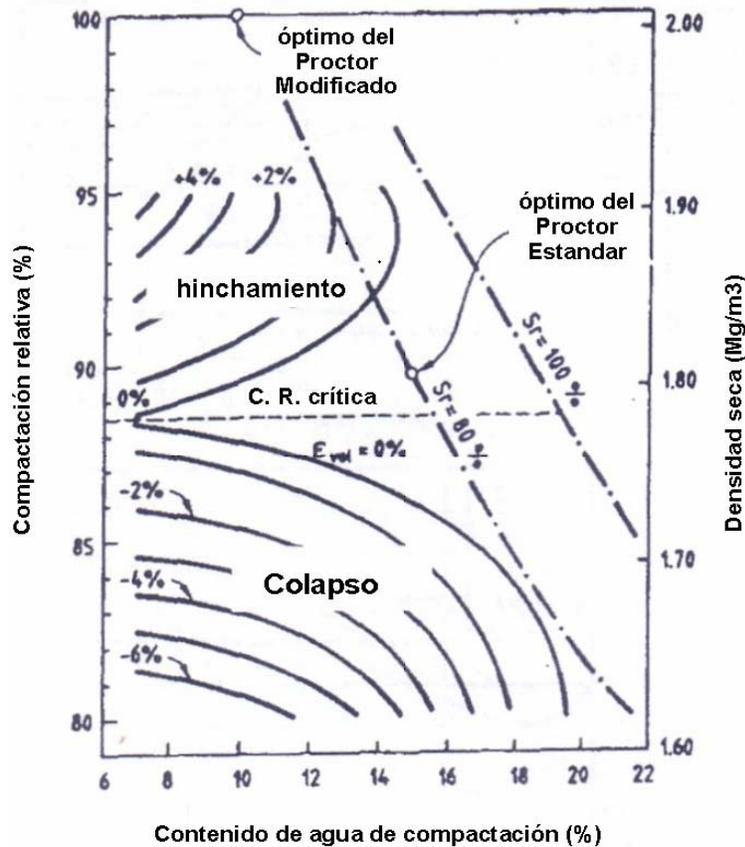


Figura 2.14 Comportamiento de colapso en una arena arcillosa compactada (Lawton et al., 1989).

Gens et al. (1995) presentaron resultados usando ensayos en edómetros con control de succión, de muestras inundadas que tienen aproximadamente la misma densidad seca, contenido de agua y succión al iniciar el ensayo, pero que fueron compactados uno por el lado seco y otro por el lado húmedo de la curva de compactación (esta última muestra fue secada mediante una placa de succión para igualar condiciones con la otra). Con lo anterior aislaron el efecto de la fábrica con el de la succión. Los resultados obtenidos corroboran que la fábrica inicial de compactación tiene un efecto significativo en los cambios de volumen por inundación, pero su efecto es ciertamente menor que el deducido usando métodos convencionales, donde los efectos de succión y los de fábrica actúan simultáneamente.

Aquellos métodos de compactación que generan en el suelo mayores deformaciones de corte y mayor grado de orientación de las partículas, posiblemente conduzcan a estructuras más

ordenadas y densas, para la misma humedad de compactación, con lo cual serían menos susceptibles de sufrir cambios de volumen. Sin embargo, con base a ensayos sobre arcillas, Seed y Chan (1959) mencionan que puede considerarse, que en el lado seco, la estructura que adopta el suelo es independiente del método de compactación utilizado. Cuando se compacta el suelo por el lado seco, cualquiera que sea el método, las deformaciones de corte que se generan son más pequeñas a medida que es menor la humedad de compactación usada. En la Figura 2.15 obtenida de Lawton (1989) se observan los cambios de volumen que se producen en una arena arcillosa cuando es compactada en forma estática, por impacto y por amasado. Para cada humedad de compactación empleada, las curvas de cambio de volumen obtenidas en un ensayo de doble edómetro son bastante parecidas. Aparentemente, para estudiar los cambios de volumen de suelos compactados por el lado seco (induciendo una estructura de agregados), cualquier método de compactación es válido, ya que de acuerdo a los resultados existentes hasta el momento, el tipo de compactación afecta poco a los cambios de volumen que se producen al inundar la muestra.

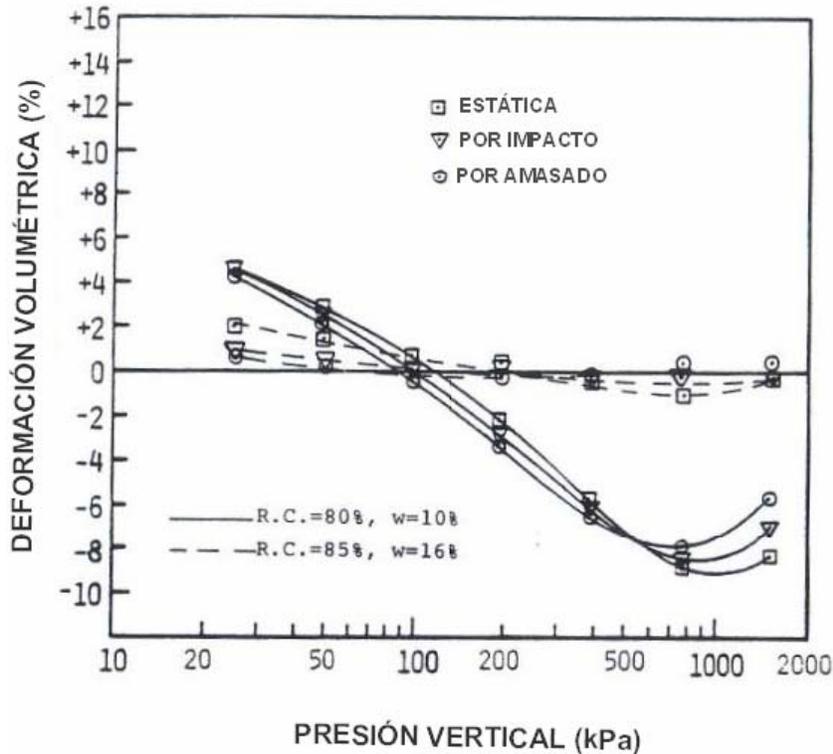


Figura 2.15 Efecto del método de compactación sobre la curva de cambio de deformación volumétrica contra presión vertical (Compactación relativa de 80%, contenido de agua del 10%; y compactación relativa de 85%, contenido de agua del 16%).

Pereira y Fredlund (2000) con un sistema de permeámetro triaxial sobre un suelo residual compactado en el lado seco (véase la Figura 2.16) y Sun et al. (2004) con un triaxial sobre una arcilla compactada estáticamente (véase la Figura 2.17), realizaron trayectorias de mojado con succión controlada, y registraron pequeñas deformaciones de colapso en altas succiones, mientras que las grandes deformaciones de colapso ocurrieron en succiones relativamente bajas. Kato y Kawai (2000) presentan resultados de colapsos por mojado que son consistentes con los anteriores autores, observando que el colapso ocurre en succiones más bajas a medida que la tensión media neta aplicada es menor (y con mayor índice de poros al inicio del mojado).

Kato y Kawai (2000) reportan que en trayectorias de mojado sobre muestras compactadas del lado seco, la reducción del índice de poros se incrementa linealmente con los incrementos de humedad, tanto en mojado con bajo tensión isotrópica como bajo tensión de corte constante. Cuanto mayor fue la entrada de agua, mayor fue el colapso para todas las presiones aplicadas. Este fenómeno sugiere que el colapso ocurre en los poros en los que el agua entra.

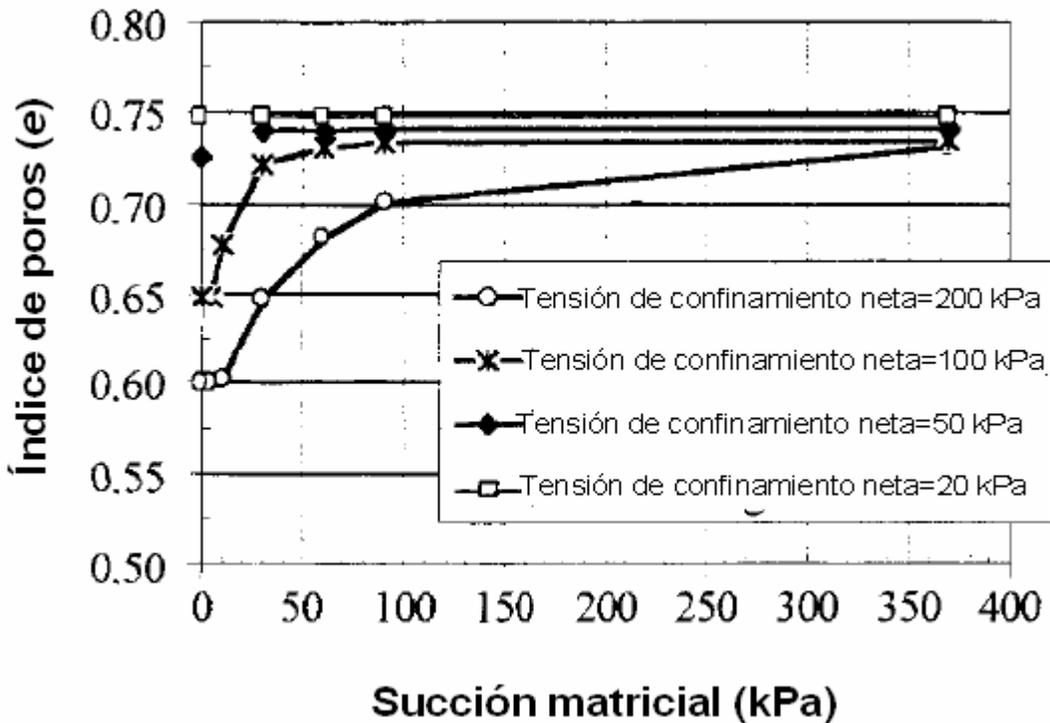


Figura 2.16 Cambios de índice de poros durante la saturación bajo carga (Pereira y Fredlund (2000)).

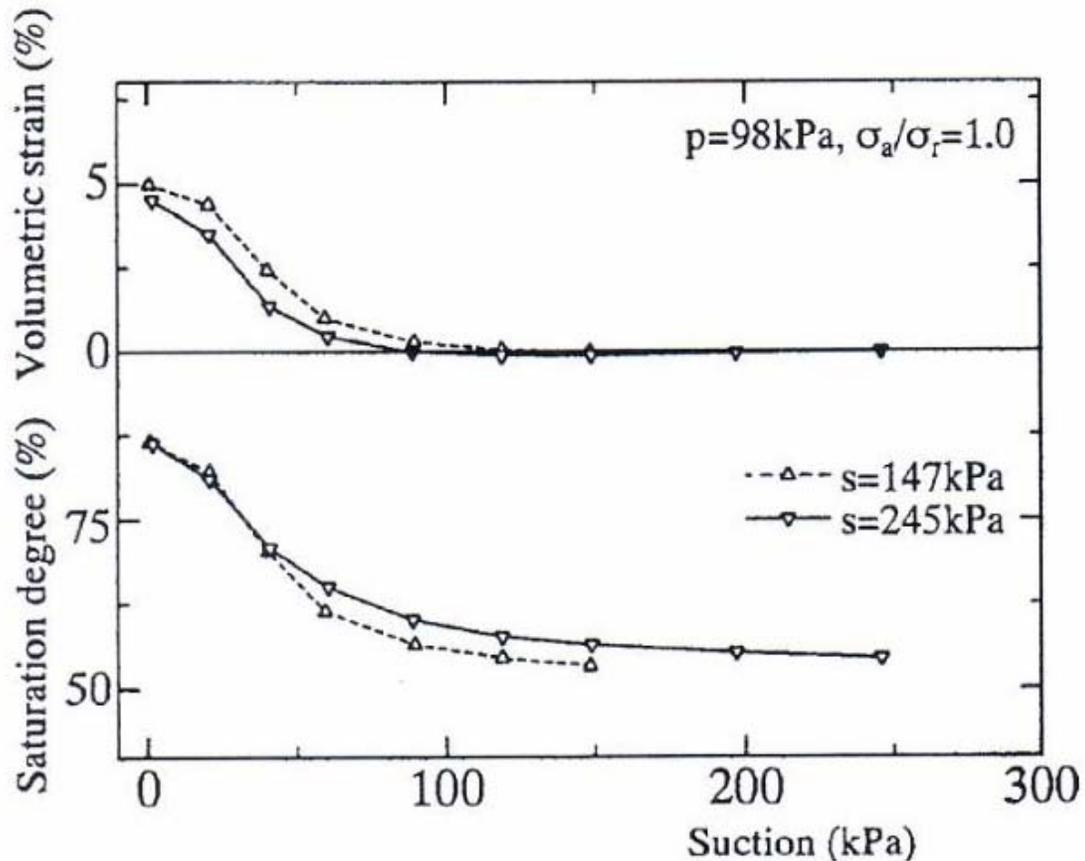


Figura 2.17 Cambios de volumen y grado de saturación durante el mojado bajo carga (Sun et al. 2004).

2.6.3 Aumento de la rigidez y el grado de sobreconsolidación en suelos no saturados.

El aumento de la succión contribuye a un aumento de la rigidez de los suelos, de modo que la carga de preconsolidación aparente aumenta con la succión (Alonso *et al.* 1987). Este fenómeno ha sido observado por varios autores (por ejemplo Sivakumar 1993; Cui y Delage 1996; Rampino et al. 1999; Barrera 2002; Mancuso et al. 2002). La succión actúa en las uniones entre partículas (o agregados) incrementando las fuerzas que las mantienen unidas. Este fenómeno se muestra en la Figura 2.18 (tomada de Futai y Almeida (2005)) y en la Figura 2,19 (tomada de Sivakumar y Wheeler, 2000), con las curvas de compresión isótropa con diferentes valores de succión constante en un suelo residual natural y en un caolín compactado en forma estática, respectivamente.

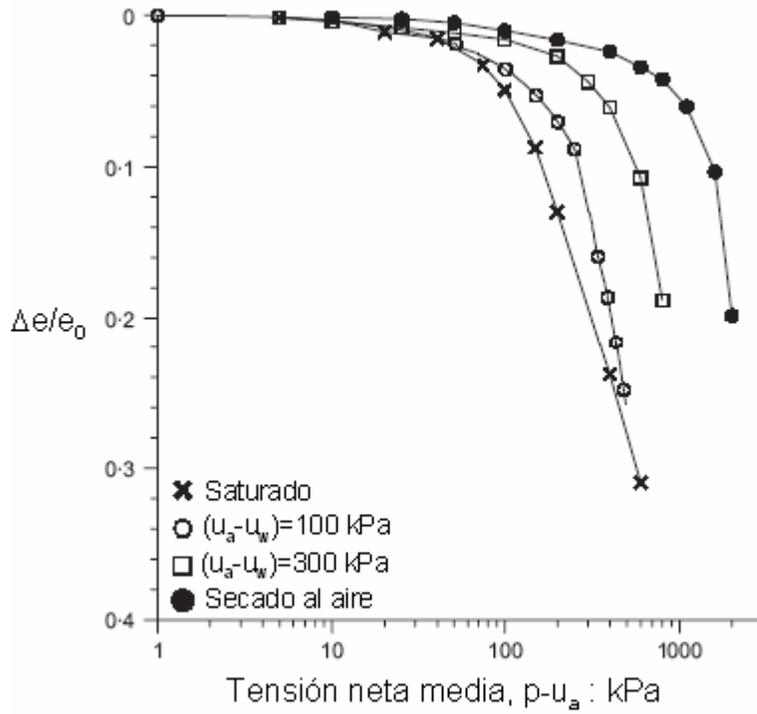


Figura 2.18 Curvas de compresión isotrópica en diferentes valores de succión constante de un gneis residual (1 metro de profundidad) (Futai y Almeida (2005)).

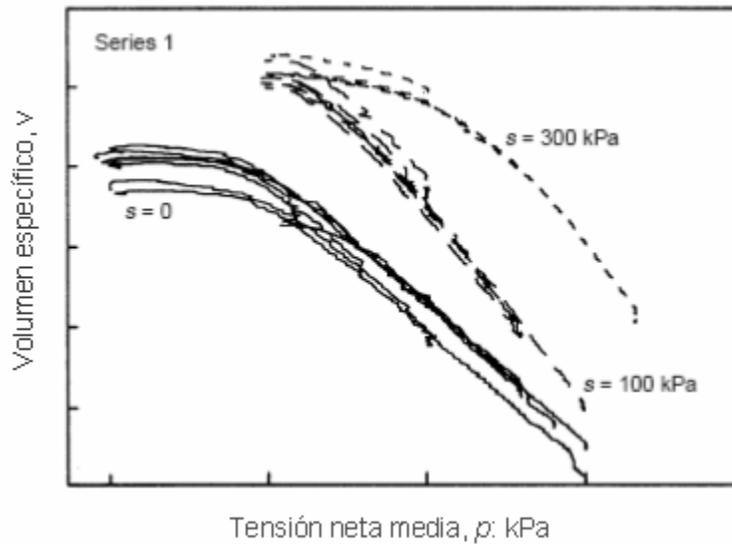


Figura 2.19 Curvas de compresión isotrópica en diferentes valores de succión constante (Sivakumar y Wheeler, 2000).

Diversos autores comprueban, tanto en ensayos edométricos como isotrópicos, que la deformación volumétrica de un suelo de baja plasticidad, es independiente de la trayectoria de tensiones seguida, siempre y cuando se sigan procesos monótonos de reducción de succión (o aumento de grado de saturación) y de aumento de la tensión exterior aplicada. Esto permite definir funciones (o superficies de estado). La validez de estas superficies de estado se ha comprobado, sobre muestras esencialmente no expansivas, por Matyas y Radhakrishna (1968), Barden et al (1969), Fredlund y Morgenstern (1976) y Lloret y Alonso (1985). Alonso, Gens y Josa (1990) asumieron que el comportamiento de un suelo parcialmente saturado a succión constante y ante cambios de la tensión de corte, puede ser representado por un modelo derivado del Cam Clay modificado, desarrollado para suelos saturados por Roscoe y Burland (1968).

2.6.4 Presión de sobreconsolidación y compresibilidad en suelos compactados.

Reséndiz (1975) presentó curvas de compresibilidad de un suelo arcilloso compactado (empleando el mismo tipo y nivel de energía) a la misma densidad seca pero con humedades diferentes (véase la Figura 2.20). Los ensayos se realizan sin control de succión, a contenido constante de agua. En ella se observan los siguientes rasgos:

- Para presiones crecientes, la curva de compresibilidad del suelo compactado en el lado húmedo tiene una pendiente que decrece en forma continua, presentando una rigidez y un grado de sobreconsolidación menor que el suelo compactado en el lado seco.
- Para presiones crecientes, la curva de compresibilidad del suelo compactado en el lado seco tiene un tramo de poca pendiente, seguido de un segundo tramo con mayor pendiente, y finalmente un tercer tramo en el que la pendiente vuelve a suavizarse.
- Para presiones elevadas, ambas muestras compactadas por el lado seco y húmedo, presentan una compresibilidad semejante.

Lin y Lovell (1982) a partir de ensayos de consolidación sobre una arcilla compactada, llegaron a la conclusión de que para un nivel y tipo de energía de compactación dado, los suelos compactados por el lado seco son menos compresibles que los compactados en el lado húmedo, si las presiones aplicadas son menores que la sobreconsolidación inducida por la compactación. En cambio, las muestras compactadas del lado seco son más compresibles que los compactados por

el lado húmedo, si la presión aplicada es mayor que esta sobreconsolidación inducida. Lawton (1989) han estudiado la sobreconsolidación inducida en un suelo por la compactación, y que puede considerarse análoga a la presión de preconsolidación de suelos naturales.

Como se mencionó anteriormente, los especímenes compactados sobre el lado seco y húmedo del óptimo no solo difieren en la fabricación inicial sino también en la succión anterior a la trayectoria de tensiones seguida.

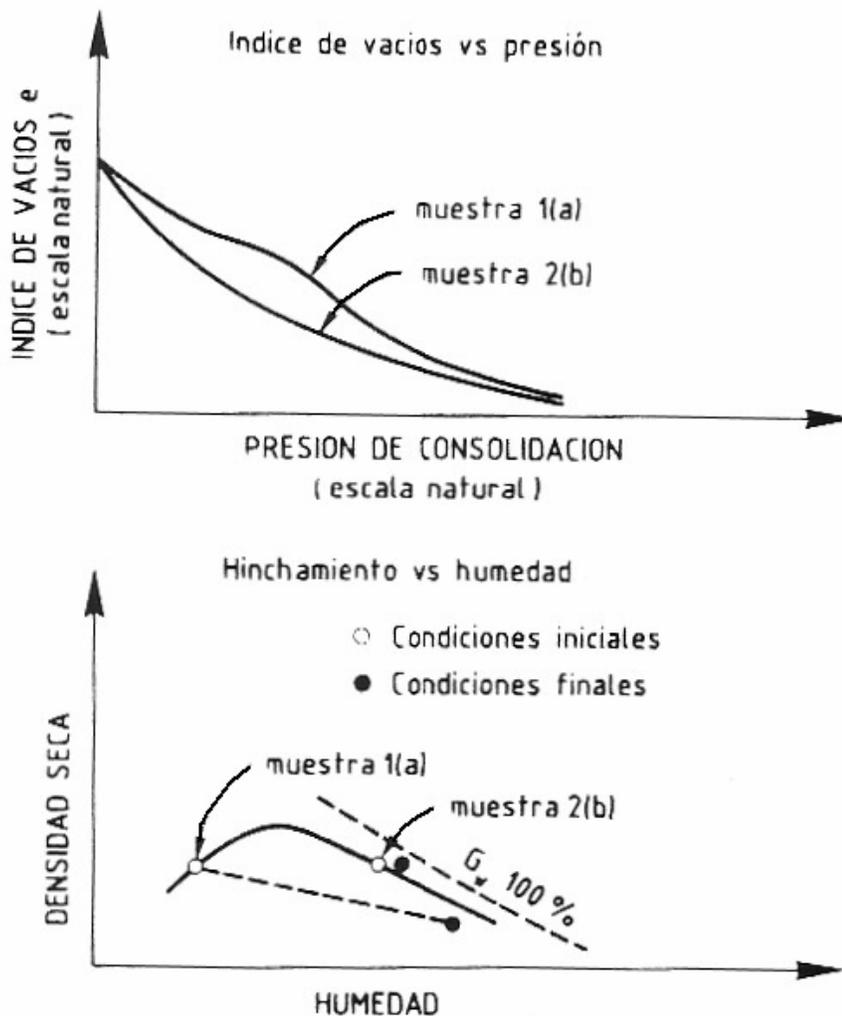


Figura 2.20 Compresibilidad de muestras de arcillas compactadas (Reséndiz (1975)).

2.6.5 Colapsos de suelos bajo tensiones anisótropas.

En la literatura están disponibles pocos estudios sobre colapsos en equipo triaxial. Abeyesekera (1977) y Jonson y Novell (1979), mencionados por Lawton et al. (1991), realizaron estudios en un equipo triaxial estándar. Más recientemente, varios investigadores han estudiado el colapso bajo un estado de tensiones anisótropas, durante trayectorias de mojado, como Lawton et al. (1991), Pereira y Fredlund (2000), Romero et al. (2003) y Sun et al. (2004).

Lawton et al. (1991), usando un procedimiento de doble triaxial, estudió el potencial de colapso inducido por mojado de suelos sujetos a estados de tensiones anisótropas, sobre una arena arcillosa ligeramente expansiva. Concluyó que la magnitud de deformación volumétrica resultante, desde un cambio de estado de tensiones o desde mojado, depende de la tensión total normal media y es independiente de la relación de tensiones principal (σ_a/σ_r o σ_1/σ_3). Sin embargo, la magnitud de las componentes axial y radial si dependen significativamente de la relación de tensiones principal. Los resultados muestran que para altas tensiones y altos σ_a/σ_r , se produce un significativo colapso axial acompañado con expansión radial. En contraste en tensiones axiales grandes y σ_a/σ_r igual a 1.0, se produce tanto el colapso axial como radial. Para una tensión total media, la magnitud del colapso axial aumenta y la magnitud de colapso radial (o el hinchamiento radial aumenta) se reduce con incremento de la relación de tensiones principal. Similares resultados se obtuvieron por Sun et al. 2003 (en un equipo triaxial con succión controlada), en estudios sobre colapsos inducidos por mojado bajo estado de tensiones anisótropo. En la Figura 2.21, tomada de Sun et al. 2003, se muestra como la deformación de corte depende de la relación de tensión.

Adicionalmente, comparaciones entre el comportamiento de muestras compactadas bajo condiciones de tensión isotrópica y anisótropa fueron presentados por Romero et al. (2003). Romero et al. (2003) presentan las deformaciones experimentadas durante etapas de mojado sobre muestras obtenidas por compactación isotrópica y por compactación estática unidimensional (anisótropa), donde se obtienen patrones de deformación acordes a su historia de compactación.

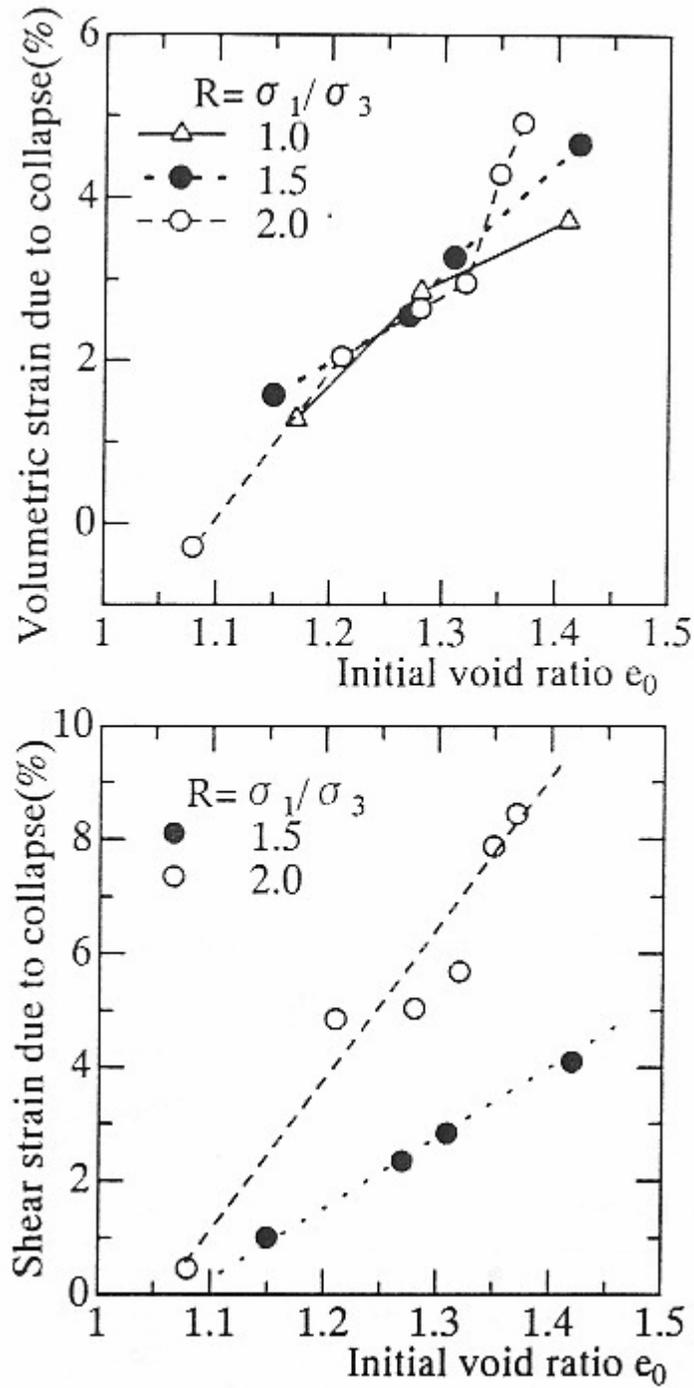


Figura 2.21 Deformaciones de colapso v.s. índice de poros inicial para diferentes σ_1/σ_3 en compresión triaxial ($p=296$ kPa) (Sun et al. (2003)).

2.6.6 Anisotropía.

Un suelo se puede considerar isótropo si la distribución y forma de las partículas es estadísticamente independiente de la orientación de los ejes seleccionados, y en ese caso su comportamiento y las leyes mecánicas que le gobiernan serán isótropas. Si una arcilla es consolidada en forma natural, bajo un campo gravitacional, tendrá una estructura anisótropa, debido a la orientación preferente de las partículas de arcilla. En este caso, al aplicar tensiones isótropas se tendrán deformaciones anisótropas. De forma clásica se consideran dos tipos de anisotropía: anisotropía inicial (debido al modo de depositación) y anisotropía inducida (por la historia de deformaciones permanentes causada al aplicar tensiones a la muestra). La anisotropía inicial también evoluciona al aplicarse tensiones (anisotropía inducida). Aquí no se consideraran las propiedades de anisotropía causadas por estratificación de diferentes capas.

Evidencias de lo anterior, en suelos naturales, fueron presentadas por varios autores, entre otros Graham et al. (1983) y Leroueil y Vaughan (1990). Graham et al. (1983) reportó superficies de fluencia inclinadas para arcillas naturales con historia de depositación unidimensional. Semejante comportamiento es reportado por Futai y Almeida (2005) y mostrado en la Figura 2.22 en suelos residuales no saturados, en ensayos con control de succión. Adicionalmente, varios modelos propuestos sugieren que la inclinación de la curva de fluencia observada es modificada por deformaciones plásticas (Wheeler et al. 2003).

Es posible que la deformación anisótropa sufrida por la muestra durante la compactación genere una estructura anisótropa transversal con una mayor rigidez y resistencia en la dirección axial. Cui y Delage (1996) presentaron datos sobre un limo compactado unidimensionalmente, que muestran curvas de fluencia a succión constante, que están inclinadas con el eje mayor coincidiendo con la línea K_0 (coeficiente de empuje en reposo), comportamiento que es similar a los esquemas asumidos para los suelos de depósitos naturales (Figura 2.23).

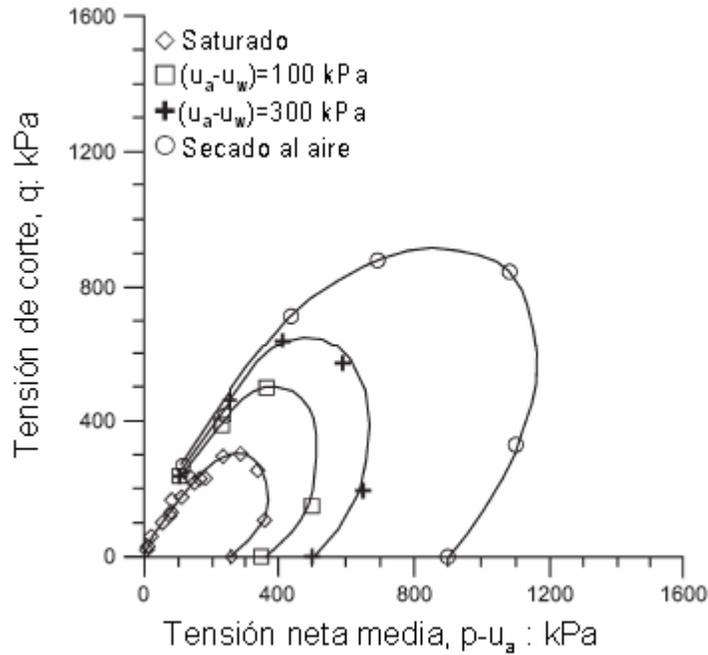


Figura 2.22 Curva de fluencia bajo valores de succión constante de un suelo residual gneis (5 metros de profundidad) (Futai y Almeida (2005)).

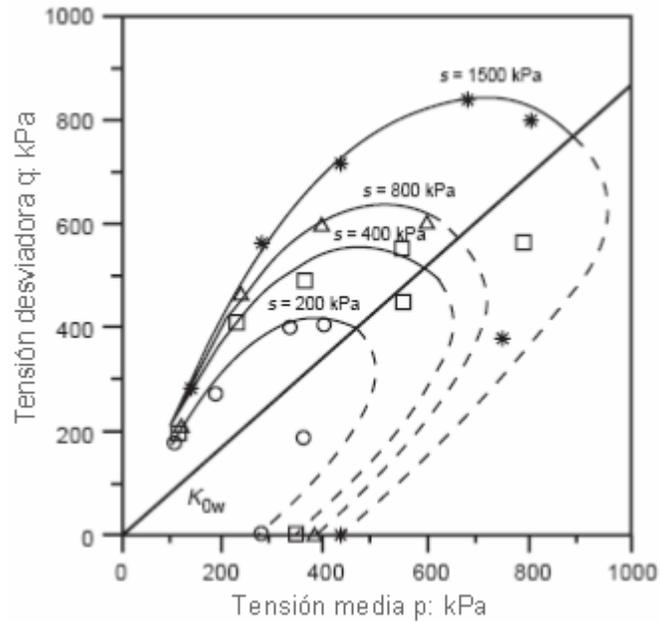


Figura 2.23 Determinación experimental de curva de fluencia para varias succiones (Cui y Delage (1996)).

2.6.7 Rigidez y resistencia al corte.

Fredlund, Morgenstern y Widger (1978) sugirieron una relación lineal entre la tensión de corte τ de suelos no saturados y las dos variables de estado de tensión $\sigma - u_a$ y $u_a - u_w$:

$$\tau = c' + (\sigma - u_a) \tan \phi' + (u_a - u_w) \tan \phi^b$$

Donde c' y ϕ' son la cohesión y el ángulo de fricción y ϕ^b es el ángulo de fricción interna con respecto a la succión. Fredlund, Morgenstern y Widger (1978), mostraron experimentalmente que el valor de ϕ' era el mismo para condiciones saturadas y no saturadas. En este caso, se usa la componente matricial de la succión, que es la que influye fundamentalmente en la resistencia al corte. Escario y Sáez (1986) presentaron resultados que sugieren la necesidad de modificar la ecuación anterior. Escario y Sáez realizaron ensayos de corte directo en condiciones drenadas sobre arcillas con diferentes valores de succión controlada. En la (Figura 2.24) se muestran algunos de sus resultados que indican que ϕ^b no fue constante.

De forma análoga, el aumento de la rigidez con la succión no puede ser indefinido y llega a un valor máximo para succiones que superen un cierto valor. Gan, Fredlund y Rahardjo (1988), también observaron la no-linealidad de la tensión de corte con la succión en ensayos triaxiales. A bajos valores de succión el valor de ϕ^b fue aproximadamente igual a ϕ' y entonces ϕ^b comenzó a caer conforme la succión incrementaba. Teóricamente si la succión se incrementa indefinidamente el suelo debe alcanzar finalmente un estado seco y la ecuación será reducida a la relación de Mohr–Coulomb para suelos secos. Para satisfacer esta condición ϕ^b debe caer a cero a valores muy alto de succión. El criterio propuesto por Fredlund *et al.* (1978) puede desviarse de la realidad dependiendo de los rangos de succión utilizados o del tipo de suelo ensayado, aún cuando puede considerarse válido para variaciones suficientemente pequeñas del estado de tensiones.

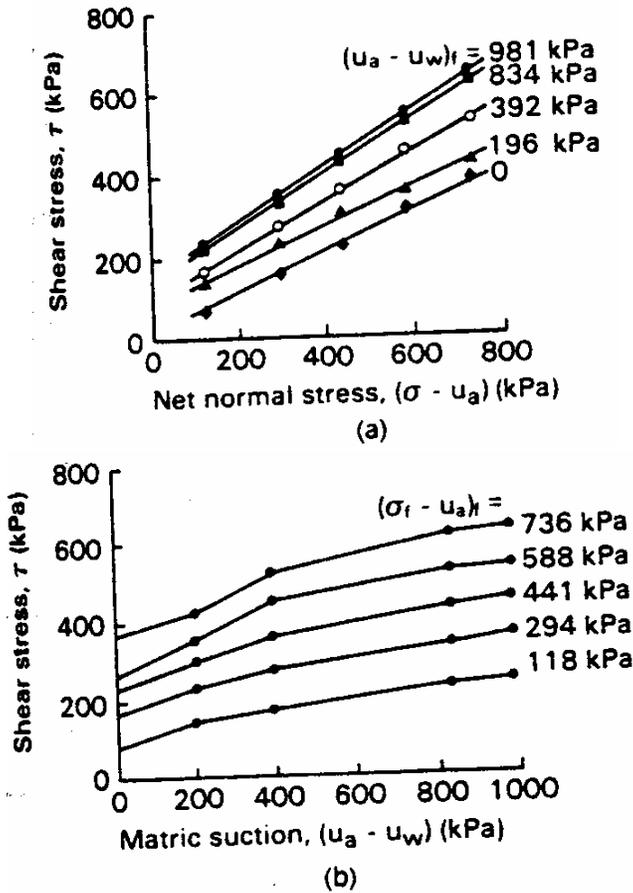


Figura 2.24 Resistencia al corte vs. succión y tensión normal neta para la arena arcillosa de Madrid (Escario y Sáez, 1986).

En la actualidad existe una tendencia a aplicar las teorías del estado crítico para la expresión de las envolventes de resistencia (Alonso *et al.* 1987; Toll, 1990, Sivakumar 1993). Wheeler y Sivakumar (1995) Rampino et al. (1999) y Wang et al. (2002) y Barrera (2002) presentaron datos experimentales que demuestran la existencia de líneas de estado crítico tanto en el plano (p,q) como en el plano (p,v) . Estos autores concluyen que la pendiente de la línea de estado crítico en el espacio (p,q) , M , no depende de la succión, lo que corresponde a un ángulo de fricción constante. Wheeler y Sivakumar (2000) sugiere que las relaciones de estado crítico, aparentemente, no se ven afectadas por las diferentes presiones de compactación iniciales y diferentes trayectorias de corte triaxial. Por lo general, se considera que al llegar al estado crítico la fábrica inicial del suelo ya ha sido destruida.

2.7 Modelos para suelos no saturados.

En años recientes se han realizado varios estados de arte sobre suelos no saturados donde se recoge la evolución de los modelos constitutivos desarrollados para esos suelos (Alonso, Gens y High (1987), Wheeler y Karube (1995)). El libro de Fredlund y Rahardjo (1993) también aporta información sobre ello. El trabajo de Gens (1995) se enfoca a modelos constitutivos para suelos compactados. Los modelos elastoplásticos de estado crítico para suelos no saturados se pueden dividir en dos categorías: para suelos no altamente expansivos, y para suelos expansivos. En este trabajo solo se consideran los modelos que caen en la primera categoría (para suelos granulares y arcillas de baja a media plasticidad).

Varios autores han encontrado que no es posible representar algunos de los aspectos fundamentales del comportamiento de un suelo parcialmente saturado usando una única tensión efectiva. En particular, es imposible reproducir el patrón de hinchamiento y colapso inducido por un proceso de humedecimiento. La razón para ello es que la succión y la carga externa aplicada actúan de forma diferente sobre el esqueleto del suelo, como es señalado por Jennings y Burland (1962), y Wheeler y Karube (1995).

2.7.1 Superficies de estado.

Varios autores como Jennings y Burland (1962), Coleman (1962), Bishop y Blight (1963), Matyas y Radhakrishna (1968), Aitchison y Woodburn (1969), Barden et al (1969) y Fredlund y Morgenstren (1977) abandonan el concepto de tensión efectiva en suelos no saturados y utilizan dos parámetros para determinar completamente su estado de tensiones. Como se describió en el apartado 2.4.1, los más comúnmente usados son: la tensión total neta $\sigma - u_a$ y la succión matricial $u_a - u_w$.

Las superficies de estado (Matyas y Radakrishna (1968)), son representaciones gráficas en un espacio tridimensional de las relaciones entre el índice de poros y grado de saturación con succión y la carga referida a la presión de aire. Las superficies de estado proporcionan una sencilla visualización de la relación entre las tensiones significativas, la deformación y la saturación en el caso isótropo o sin deformación lateral. Los cambios de volumen medidos en

ensayos edométricos o isótropos con succión controlada se representaron en espacios $(e, \sigma, u_a - u_w)$ por numerosos autores (Bishop y Blight, 1963; Burland, 1965). En la Figura 2.25 se presentan superficies de estado para el índice de vacíos y grado de saturación (Matyas y Radakrishna, 1968). Las superficies obtenidas no son únicas. Dependen marcadamente de las trayectorias de tensiones aplicadas a la muestra. Sin embargo, bajo trayectorias de reducción de la succión y aumento de carga, las superficies de estado son aparentemente únicas (Alonso et al. (1987)). Lloret y Alonso (1980, 1985) presentan varias expresiones para las superficies de estado del índice de poros y del grado de saturación. Alonso et al. (1987) comentan que el empleo de las superficies de estado es útil para entender las variaciones de volumen en suelos no saturados, pero presentan algunas limitaciones importantes. Entre ellas está la falta de unicidad en la respuesta de los suelos frente a determinadas trayectorias de tensiones y cuando se usan suelos expansivos.

2.7.2 Modelos elastoplásticos de estado crítico para suelos no altamente expansivos.

Alonso, Gens y Hight (1987) presentaron por primera vez de forma cualitativa un modelo elastoplástico para suelos parcialmente saturados no expansivos que luego fue desarrollado como modelo matemático en Alonso, Gens y Josa (1990) y que se conoce usualmente como modelo BBM (modelo básico de Barcelona). Una forma ligeramente modificada del modelo, para proporcionar el colapso máximo, se presentó por Josa et al. (1992). En años recientes se han desarrollado varios modelos elastoplásticos para suelos no saturados, por ejemplo: Cui y Delage (1996), Jommi y Di Prisco (1994), Karube (1988), Wheeler y Sivakumar (1993, 1995).

El modelo de Alonso, Gens y Josa (1990) se planteó en términos de cuatro variables tensionales: tensión media neta p , tensión desviadora q , succión matricial s y volumen específico v . En condiciones de simetría axial $\sigma_1 = \sigma_3$, se describen de la manera siguiente:

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} - u_a, \quad q = \sigma_1 - \sigma_3, \quad s = u_a - u_w, \quad \text{y} \quad v = 1 + e$$

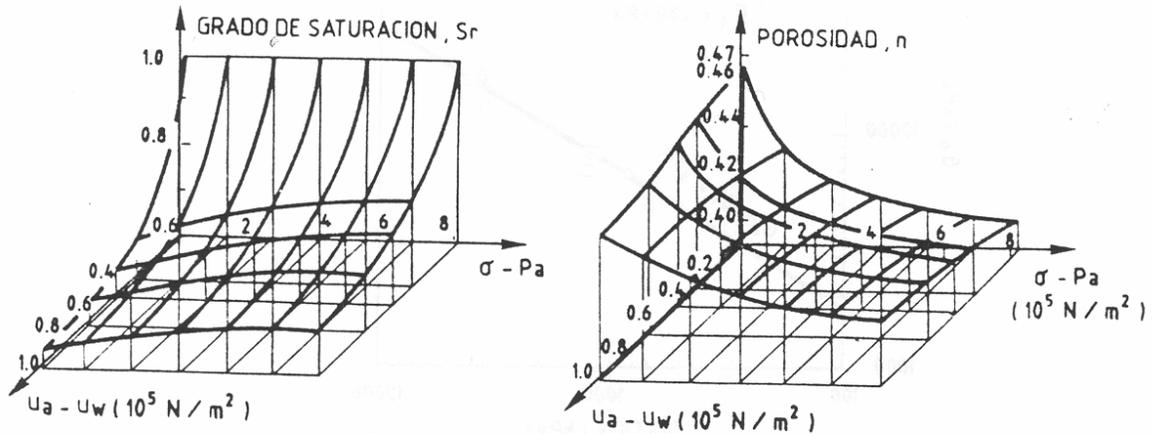


Figura 2.25 Superficies de estado para el índice de poros y el grado de saturación (Matyas y Radakrishna, 1968).

En condiciones de tensión isotropas $q=0$, el modelo asume un comportamiento elástico si el suelo permanece dentro de dos superficies de fluencia definidas en el espacio (p,s) , produciéndose deformaciones volumétricas plásticas cuando alguna de las superficies es alcanzada. Las deformaciones volumétricas plásticas originan una expansión de las superficies. En la Figura 2.26 se presenta un esquema de estas superficies.

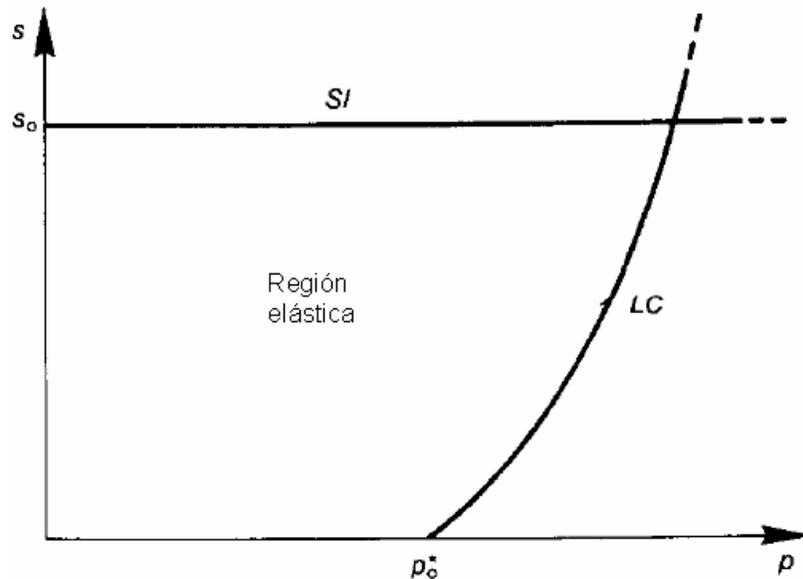


Figura 2.26 Curvas de fluencia Carga-Colapso (LC) e Incremento de Succión (SI) (Alonso et al. 1990).

Se denomina κ a la pendiente de la recta que relaciona v y $\ln p$ correspondiente a las ramas de descarga y recarga bajo succión constante. En este modelo se optó considerar κ como una constante para asegurar que la parte elástica fuera conservativa, aunque se sugiere que podría depender en algo de la succión, $\kappa(s)$. Resultados experimentales de Vicol (1990) y Al-Mukhtar et al (1993), mencionados por Wheeler y Karube (1995), sugieren que κ decrece al incrementarse la succión.

Para trayectorias de tensiones permaneciendo dentro de la superficie de fluencia una disminución de la succión s (mojado) en el suelo, manteniendo la presión media neta p constante, producirá deformaciones volumétricas de expansión reversibles. κ_s es la pendiente de la recta que relaciona v y $\ln (s + p_{at})$ en ese dominio. Con base a los resultados experimentales obtenidos por Josa (1988), κ_s fue considerada constante, sin depender en consecuencia de p , aunque Alonso, Gens y Josa (1990) sugieren que alguna dependencia podría existir. Presión atmosférica p_{at} ha sido incluida a s para evitar obtener cambios de v con valores infinito cuando s tienda a cero. Wheeler y Karube (1995) sugieren que la componente de las fuerzas interpartículas generados por la succión (fuerzas capilares) presentarán un valor límite máximo al incrementarse la succión, debido a que un incremento de la succión sería compensado por una disminución del área donde actúa.

En un suelo sujeto a condiciones de carga isotrópica, las deformaciones irreversibles generadas por algún incremento de p bajo succión s constante, se presentarán cuando las trayectorias seguidas se muevan sobre la rama virgen. La tensión de fluencia p_0 (presión de preconsolidación aparente) se incrementa a medida que aumenta la succión s . Alonso, Gens y Hight (1987), sugirieron la existencia de una curva que contiene los valores de cada p_0 asociada a una succión, en el espacio (p, s) , representando una curva de fluencia que se denominó curva de fluencia LC (Loading-Collapse). El tamaño de la curva es gobernado por la presión de preconsolidación en estado saturado p_0^* que puede ser visto como un parámetro de endurecimiento y puede ser relacionado con las deformaciones volumétricas plásticas. En los últimos años, se han presentado diversas evidencias experimentales, por distintos autores, de la existencia de esta curva (Josa (1988); Cui y Delage (1996); Sivakumar (1993); Rampino et al. (2000); Barrera (2002); Mancuso

et al. (2002); Sivakumar et al. (2006)). En la Figura 2.27 se presenta una curva de fluencia carga-colapso (LC) en el plano $(p-u_a)$ contra succión (Rampino et al. (2000)).

La ecuación de la curva de fluencia LC, dentro del cual el comportamiento es elástico ante cambio de tensión media neta y succión fue definida por, Alonso, Gens y Josa (1990) como:

$$\left(\frac{p_o}{p^c} \right) = \left(\frac{p_o^*}{p^c} \right)^{[\lambda(0)-\kappa]/[\lambda(s)-\kappa]}$$

Esta ecuación explica tanto el fenómeno de aumento de rigidez con la succión como el colapso en suelos por humedecimiento.

En suelos normalmente consolidados (estado de tensiones ubicado sobre la superficie de fluencia), en un proceso de carga isotropa a succión constante, Alonso, Gens y Josa (1990) propusieron que el volumen específico y la deformación volumétrica total estarán dados por:

$$v = N(s) - \lambda(s) \ln \frac{p}{p^c}; \quad d\varepsilon_{vp} = \frac{\lambda(s)}{v} \frac{dp_0}{p_0}$$

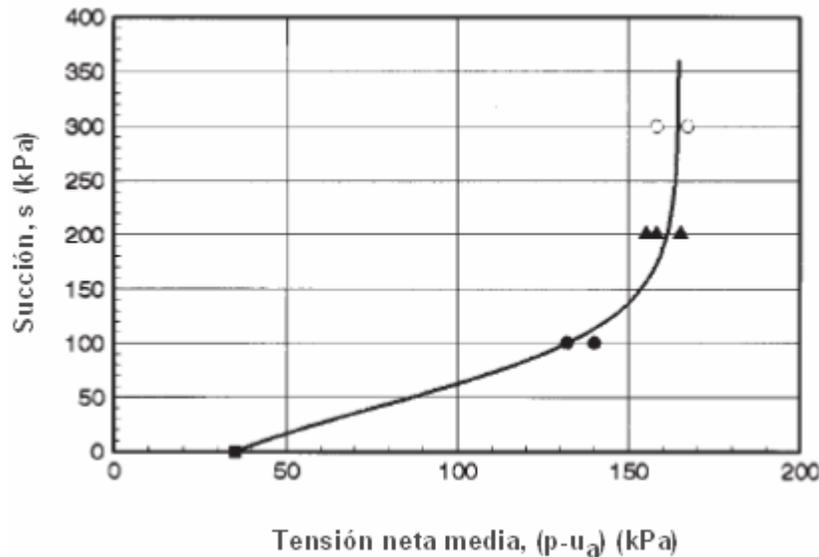


Figura 2.27 Curva de fluencia carga-colapso (LC) en el plano $(p-u_a)$ vs. succión (Rampino et al. (2000)).

Donde p^c es una presión de referencia para el cual el volumen específico v es igual a $N(s)$, y $\lambda(s)$ es la pendiente de la recta que relaciona v y $\ln p$ correspondiente a la rama virgen. $\lambda(s)$ se considera dependiente de la succión siguiendo la ecuación:

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

Donde r es un parámetro que está relacionado con la máxima rigidez del suelo con la succión, $r = \lambda(s \rightarrow \infty) / \lambda(0)$, y β es un parámetro que controla la mayor o menor velocidad de variación de la rigidez del suelo con la succión. En el modelo la pendiente de $\lambda(s)$ siempre decrece con el incremento de la succión. La anterior expresión, sin embargo, no predice la existencia de un colapso máximo al incrementarse las tensiones de confinamiento. Una versión modificada del modelo anterior, que incorpora la existencia de ese colapso máximo, se realizó por Josa, Balmaceda, Gens y Alonso (1992).

Los datos experimentales sobre la variación de $\lambda(s)$ con la succión son muy contradictorios. En algunos casos $\lambda(s)$, de acuerdo con el modelo de Alonso, Gens y Josa (1990), se reduce al incrementarse la succión, como lo reportan Rampino et al. (1999) y Mancuso et al. (2002). En la Figura 2.28 se presenta la influencia de la succión sobre los parámetros λ y κ obtenida experimentalmente en Rampino et al. (2000). Por otra parte, Wheeler y Sivakumar (1995), reportaron datos experimentales en los que $\lambda(s)$ se va incrementado con el aumento de la succión (véase la Figura 2.19), lo que podría implicar que el p correspondiente al máximo colapso para el suelo en estudio se encuentra por debajo del rango de tensiones examinadas. En la Figura 2.29 se presentan datos experimentales de Futai y Almeida (2005), donde los valores de $\lambda(s)$ se incrementan con la succión y también muestran que $\kappa(s)$ se reduce a medida la succión aumenta.

Wheeler y Sivakumar (1995) definieron el volumen específico con una expresión similar a la usada por Alonso, Gens y Josa (1990). Por otra parte, también reportan una dispersión considerable en la estimación de $N(s)$, que es atribuida a dificultades para medir valores absolutos de v en el equipo triaxial utilizado.

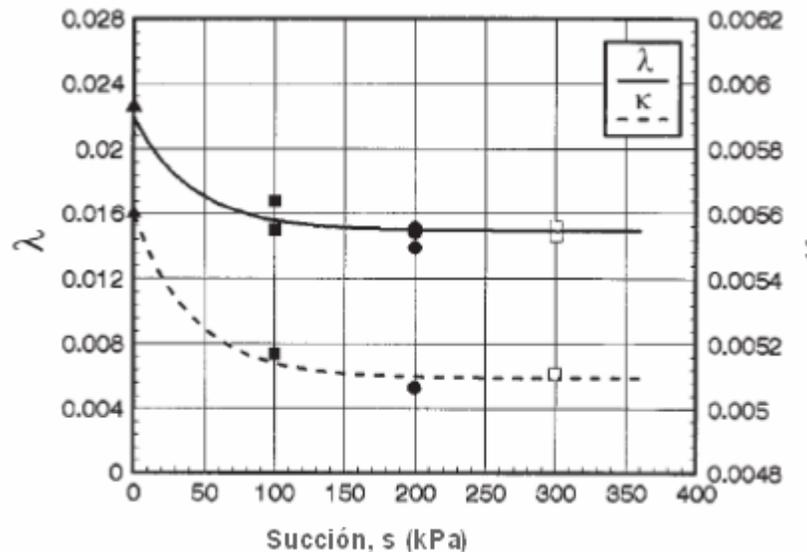


Figura 2.28 Influencia de la succión sobre los parámetros λ y κ (Rampino et al. (2000)).

También, se generarán deformaciones irreversibles en el suelo cuando la succión rebase un determinado valor máximo previamente aplicado s_0 . Esto implica una curva de fluencia en el plano (p,s) , la cual se denominó SI (incremento de succión). Ante falta de mayor evidencia experimental Alonso, Gens y Josa (1990) sugirieron: $s=s_0=\text{constante}$.

Alonso, Gens y Josa (1990) asumieron que el comportamiento de un suelo parcialmente saturado a succión constante y ante cambios de la tensión de corte, puede ser representado por un modelo derivado del Cam Clay modificado, desarrollado para suelos saturados por Roscoe y Burland (1968). Se considera una superficie de fluencia en el espacio (p,s,q) en forma de elipse cuyo eje mayor queda definido por la preconsolidación isótropa dada por el valor de $p_0(s)$ que pertenece a la curva de fluencia LC. De esta forma, se considera que la superficie de fluencia LC representada en el espacio (p,s) se extiende en $q>0$ con una elipse para cada succión constante. Alonso, Gens y Josa (1990) proponen que la superficie de fluencia SI se extienda en el espacio (p,q,s) por medio de un plano vertical paralelo al eje p . Estas superficies se presentan en las Figuras 2.30 y 2.31.

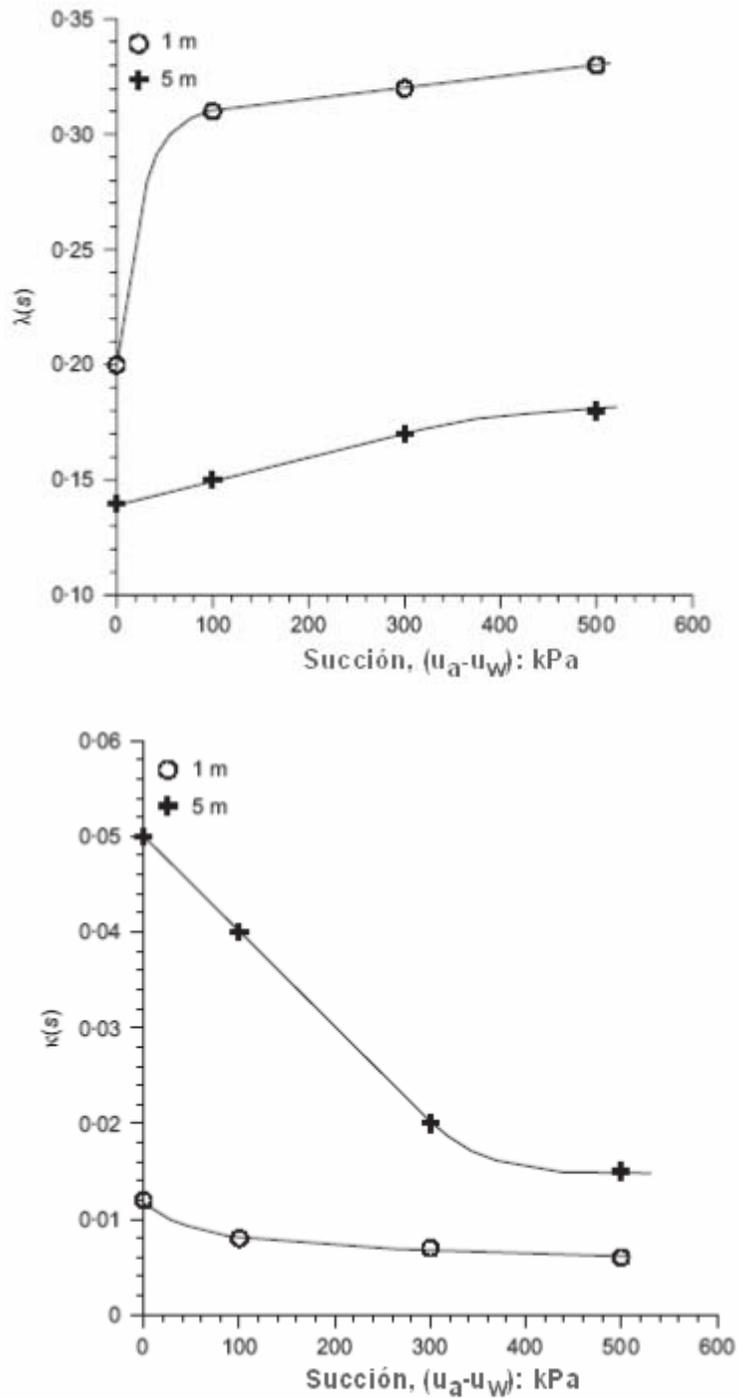


Figura 2.29 Variación de λ y κ con la succión para muestras (extraídas de 1 metro y 5 metros de profundidad) (Futai y Almeida (2005)).

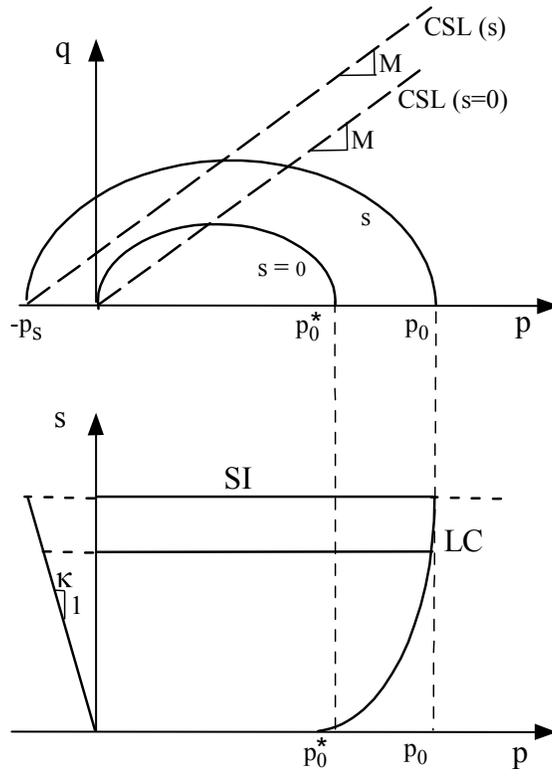


Figura 2.30 Superficie de fluencia del modelo BBM en los planos (p, q) y (s, p) .

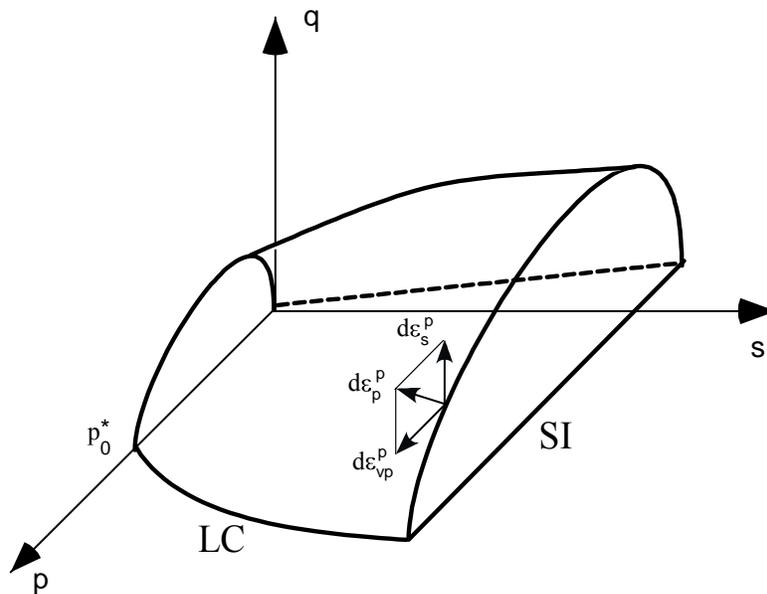


Figura 2.31 Superficie de fluencia del modelo BBM en el espacio (p, q, s) .

Para el estado de falla se asume, para el suelo con succión diferente a cero, una línea de estado crítico paralela a la línea de falla en condiciones saturadas, con incremento de la resistencia al corte provocado por la succión. En el modelo propuesto por Alonso, Gens y Josa (1990), se propone como primera hipótesis, que el efecto de la succión sobre la resistencia al corte puede ser visto como un aumento de la cohesión aparente, manteniendo la pendiente M de la línea de estado crítico con un valor constante (independiente de la tensión media neta y de la succión). Aunque, sugieren que esto puede ser una aproximación conveniente para un rango limitado de tensiones y otras hipótesis son posibles. También, asumieron un incremento lineal de la resistencia al corte con relación a p y s .

Wheeler y Sivakumar (1995), Rampino et al. (1999), Wang et al. (2002) y Barrera (2002) presentaron datos experimentales que demuestran la existencia de líneas de estado crítico tanto el plano (p, q) como en el plano (p, v) . Los resultados experimentales de Wheeler y Sivakumar (1995), Rampino et al. (1999) y Wang et al. 2002 muestran valores de M que no depende de la succión, lo que corresponde a un ángulo de fricción constante.

En el modelo propuesto por Alonso, Gens y Josa (1990), si el incremento de la cohesión aparente con la succión sigue una relación lineal, las elipses intersectan al eje p en un punto donde:

$$p = -p_s = -ks$$

Donde k constante. Y la ecuación de la superficie de fluencia es:

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0 - p) = 0$$

La regla de flujo propuesta es :

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p + p_s - p_0)}$$

Donde α es un parámetro constante, introducido para evitar que K_0 sea sobrestimado como es frecuentemente predicho por los modelos de estado crítico. Este parámetro es seleccionado de tal manera que la regla de flujo predice una deformación lateral cero para estados de tensiones correspondiente a valores de K_0 de Jaky (1948): $K_0 = 1 - \text{sen}\phi' = (6 - 2M)/(6 + M)$.

Wheeler y Sivakumar (1995) sugirieron un refinamiento del modelo incorporando una relación de incremento no lineal de la resistencia al corte con la succión. La regla de flujo para el modelo de Wheeler y Sivakumar (1995) es asociada en tanto que el modelo desarrollado por Alonso, Gens y Josa (1990) contiene una regla de flujo no asociada.

Los resultados aportados por Cui y Delage (1996), sobre un limo compactado en forma unidireccional, Futai y Almeida (2005) en un suelo residual, sugieren que las curvas de fluencia a succión constante son inclinadas en el plano (q,p) (véase el apartado 2.6.6). Se sugiere que esto es debido a que la muestras ensayadas tuvieron historias de tensiones muy anisótropas, lo que sería consistente con el comportamiento de suelos saturados.

La mayoría de los modelos elastoplásticos para suelos no saturados existentes, no toman en consideración relaciones que describan la variación del contenido de agua w o el grado de saturación S_r del suelo. Esto los hace inapropiados para ser usados en análisis de hidro-mecánicas acoplados y para predecir el comportamiento mecánico del suelo en condiciones no drenadas. Para contrarrestar esto, varios investigadores realizan la suposición, ya sea que el grado de saturación (S_r) esté relacionado con la succión por medio de la curva de retención, o bien que S_r esté relacionado con la tensión media neta y al succión por una expresión de una superficie de estado. Por ejemplo: Josa (1988) no estudió específicamente las variaciones de la humedad y del grado de saturación producidas en el suelo al exponerlo a trayectorias de tensión generales. Sin embargo, aplicó la expresión de superficie de estado sugerida por Lloret y Alonso (1985) para obtener directamente el grado de saturación:

$$S_r = a - \left[c + d(\sigma - u_a) \right] th \left[b(u_a - u_w) \right]$$

Donde a, b, c y d son constantes.

Dos de los defectos de esta suposición, entre otros, es que consiste en una relación sin histéresis lineal lo que lo hace inconsistente con el modelo elastoplástico; y aunque se tiene en cuenta el efecto de succión y de la tensión media neta no se considera el posible efecto de la tensión de corte.

En los últimos años se han presentado varios modelos hidromecánicos, acoplados, que incorporan el acoplamiento de la variación del contenido de agua w o el grado de saturación S_r del suelo con el estado tensional, como los realizados por Vaunat et al. (2000) y Gallipoli et al (2003). Vaunat et al. (2000) propuso un modelo de curvas de retención limitantes (bounding retention curves), en el plano relación de agua (o humedad):succión, que describe los cambios de humedad dentro de los macroporos, tomando en cuenta la histéresis de la curva de retención y su dependencia del índice de poros. Estas curvas de retención principales de mojado y secado, en índice de poros constante, encierran la región de curvas de retención internas “scanning curves” y separan los estados posibles (dentro de la región) de los imposibles a una determinada densidad. Cuando el suelo experimenta una reducción en el volumen de los macroporos, generado por acciones mecánicas, la forma de esas curvas cambian, incrementando sus valores de entrada de aire en secado y su valor de oclusión de aire en mojado, y la reducción de la capacidad de almacenamiento de agua (relación de agua) en el estado saturado (Romero y Vaunat 2000, Karube y Kawai 2001). Debido a esto, se considera que la curva de retención en el rango de bajas succiones, como una función de la relación de agua, es altamente dependiente del índice de poros. En este modelo se asume una respuesta reversible, de los cambios de la relación de agua, en la trayectorias de mojado y secado dentro de la zona de scanning (por el fenómeno de histéresis de la curva de retención). También, se supone una respuesta reversible de los cambios de la relación de agua en las trayectorias de carga/descarga.

2.7.3 Modelos elastoplásticos en suelos compactados.

En principio, las leyes constitutivas para suelos no saturados pueden ser usadas para modelar los suelos compactados. Si un tipo de suelo (definido por su mineralogía, granulometría, etc.) es compactado, su estructura y estado inicial dependerá del proceso de compactación, contenido de agua usado w y la densidad seca ρ_d obtenidos después de la compactación.

En los modelos elastoplásticos se pueden definir dos variables: parámetros del modelo y variables del estado inicial. Los parámetros del modelo deben ser constantes e independientes de los cambios de tensiones externas y de succión que tengan lugar. Por otra parte, las variables de estado inicial son las tensiones y la succión inicial (σ_i y s_i) y el parámetro de endurecimiento inicial o presión preconsolidación saturada (p_0^*).

En estos términos plantearse el papel que juega la estructura inicial sobre el comportamiento de un suelo compactado de la siguiente manera (Gens 1995):

- a) Una posibilidad es que la fábrica inicial, generada por la compactación, controle totalmente el comportamiento posterior del suelo, es decir que cada proceso de compactación generaría suelos diferentes, que difieren tanto en las variables de estado inicial como en los parámetros del modelo (cada condición de compactación podría suponer un suelo distinto).
- b) Otra posibilidad, es que se considere irrelevante la fábrica inicial. Por lo tanto, solo las variables de estado inicial afectan el comportamiento de un suelo compactado, y los parámetros del modelo serían válidos para el suelo, independientemente de las condiciones de compactación utilizados (los distintos comportamientos tan solo son consecuencia de distintos estados iniciales).

Los resultados de Gens et al (1995), descritos en el apartado 2.6.2, muestran que, al menos para el suelo usado (arcilla de Barcelona), el distinto comportamiento entre las muestras compactadas en el lado seco y el húmedo son parcialmente causados por las diferentes fábricas iniciales del suelo, pero una parte de tales diferencias pueden ser atribuidas al estado inicial de tensiones/succión asociado a diferentes condiciones de compactación. Con referencia a esto, varios autores reportan las diferentes fábricas que pueden resultar en la compactación de suelos finos, tal como se describió en el apartado 2.3.

Sivakumar y Wheeler (2000) y Wheeler y Sivakumar (2000), realizaron un programa de experimentación para investigar la influencia de la presión, la humedad y el tipo de compactación (estática y dinámica) sobre el posterior comportamiento de mojado, compresión isótropa y tensión de corte sobre el suelo compactado; interpretando los resultados dentro del contexto de un modelo elastoplástico para suelos no saturados. El objetivo de ese programa era establecer que efectos inducidos por la compactación pueden ser explicados simplemente variando el estado inicial y cuales requieren que los suelos, producidos por diferentes procedimientos de compactación, sean modelados como diferentes materiales.

De los resultados de Sivakumar y Wheeler (2000) se determinó que la presión de compactación afectó el estado inicial, cambiando la posición inicial de la superficie de fluencia (una mayor presión de compactación genera una mayor expansión de la superficie de fluencia), pero también influyó, en un grado limitado, en la posición de la línea de compresión normal para diferentes valores de succión. En la Figura 2.32 muestra curvas de compresión isótropa a distintas succiones donde puede observarse la influencia de la presión de compactación sobre el comportamiento bajo compresión isótropa (Sivakumar y Wheeler, 2000). Wheeler y Sivakumar (2000) sugieren que la influencia de un incremento en la presión de compactación, sobre una muestra compactada del lado seco del óptimo, se limita a una compresión de los grandes poros inter-agregados y la generación de una fuerte anisotropía en la fábrica inducida por la compactación unidimensional. La compresión de los poros inter-agregados por incremento de la presión de compactación, representa la expansión de la curva de fluencia en los modelos elastoplásticos. Estabragh et al. (2004) presenta resultados donde la presión de compactación, sobre un suelo limoso compactados estáticamente, afectó la posición de la curva de fluencia LC (véase la Figura 2.33). Wheeler y Sivakumar (2000) señalan que este efecto, de la presión de compactación sobre los suelos compactados, por lo tanto, puede ser modelado considerando únicamente la variación del estado inicial del suelo. Pero esto no ocurre con la posición de la línea de compresión normal para diferentes valores de succión.

Sivakumar y Wheeler (2000) y Wheeler y Sivakumar (2000) observan que el contenido de agua de compactación afectó la succión inicial, y tiene una influencia significativa (más grande que la presión de compactación) sobre la posición de las líneas de compresión normal. Con base a estos datos experimentales, se sugiere que los efectos de la presión de compactación y del contenido de humedad no pueden ser representados únicamente por los cambios de los estados iniciales del suelo. Los datos presentan valores de $N(s)$ y $\lambda(s)$ dependientes tanto del contenido de humedad como de la presión de compactación. Estabragh et al. (2004) reportan relaciones diferentes de $\lambda(s)$ en muestras compactadas estáticamente con diferentes presiones de compactación (muestras suelta y densa). En este caso, aunque en ambas, la tendencia es la reducción de $\lambda(s)$ al incrementarse la succión, los valores de $\lambda(s)$ de la muestra suelta decrecen súbitamente cuando la succión se acerca a cero (véase la Figura 2.34). En este estudio, los valores de $\lambda(s)$ para muestras sueltas son más grandes que para muestras densas pero bajo condiciones saturadas son muy

semejantes. Wheeler y Sivakumar (2000) sugieren que el efecto de la presión de compactación, sobre los parámetros $\lambda(s)$ y $N(s)$, podrían ser modelados únicamente en términos de estado inicial si se usa un modelo elastoplástico anisótropo con endurecimiento rotacional (como el presentado en Wheeler et al. 2003).

Según los resultados de Sivakumar y Wheeler (2000), el cambio de compactación estática a dinámica no afectó de manera significativa el comportamiento posterior del suelo (véase la Figura 2.35). Es importante aclarar, que con ambos métodos de compactación, la muestra compactada está en el lado seco del óptimo. Esto es consistente con los estudios de porosimetría reportados por Ahmed et al. (1974), que no observó ningún efecto significativo en la distribución de poros entre un suelo compactado en forma estática o dinámica. Pero esta conclusión no puede ser aplicada a todas las arcillas, ya que Seed y Chan (1959) sugieren que transiciones en la fábrica del suelo (del lado seco al húmedo), inducidas por compactación, ocurren con distintas humedades con la compactación estática y dinámica.

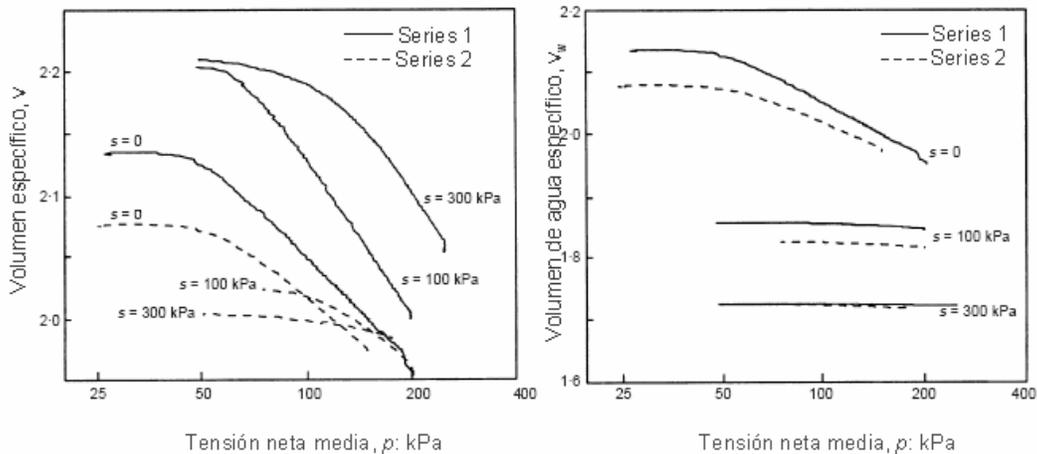


Figura 2.32 Influencia de la presión de compactación sobre el comportamiento bajo compresión isotrópica (Sivakumar y Wheeler, 2000).

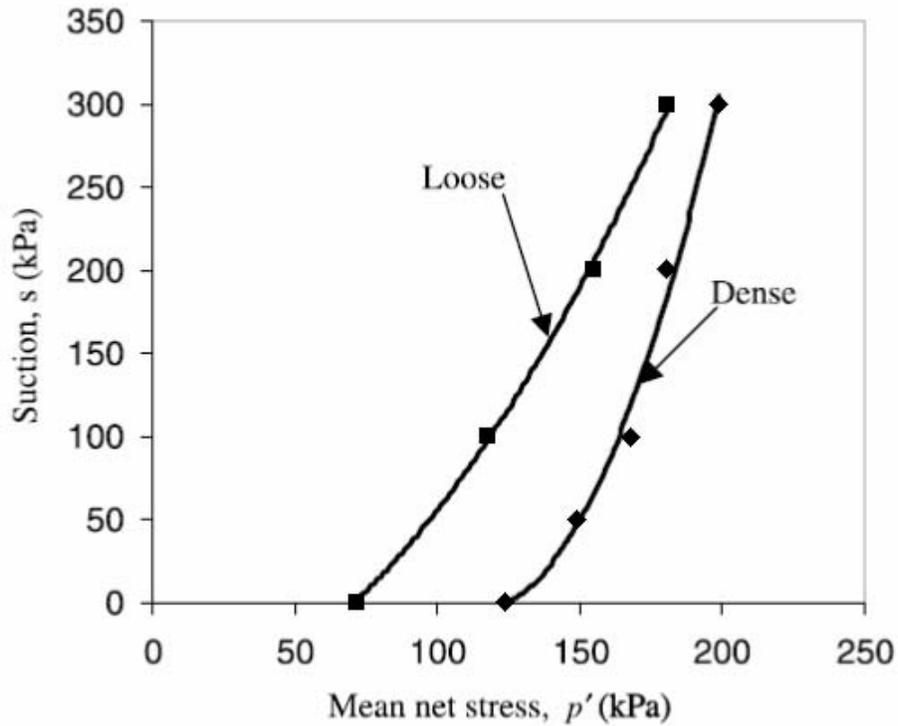


Figura 2.33 Curva de fluencia LC para muestras densas y sueltas (Estabragh et al. 2004).

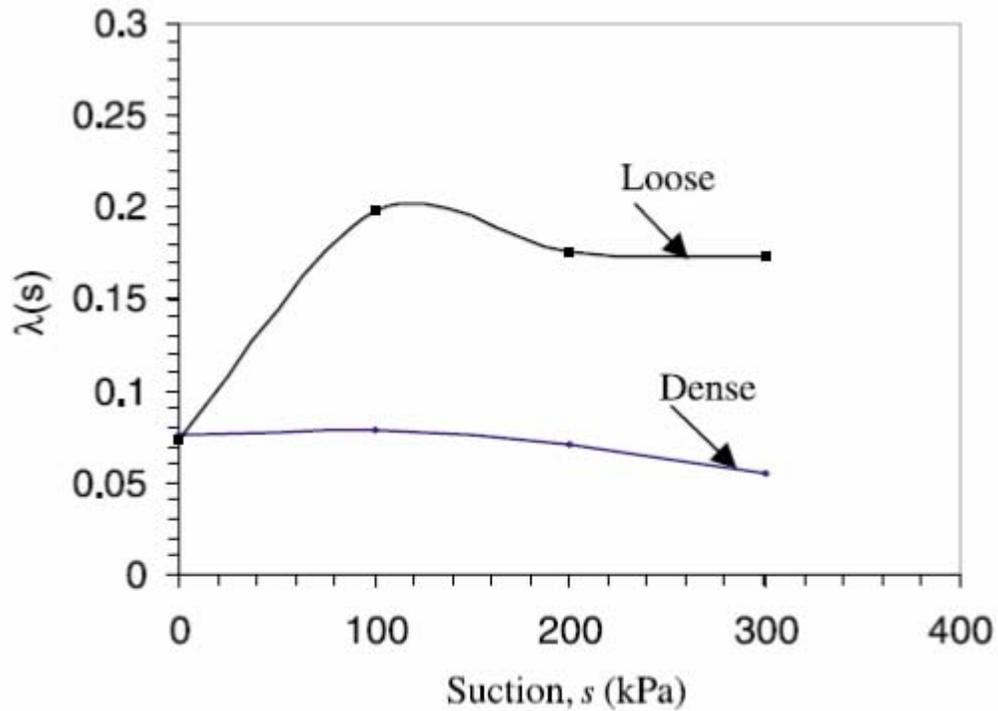


Figura 2.34 Variación de $\lambda(s)$ con la succión para muestras densas y sueltas (Estabragh et al. 2004).

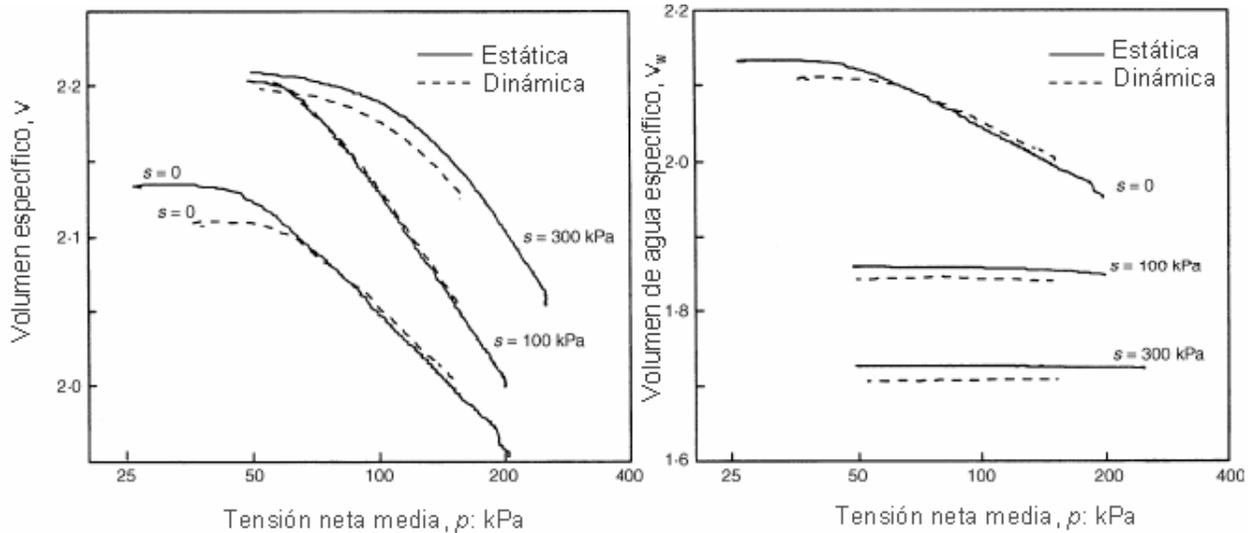


Figura 2.35 Influencia de la compactación estática o dinámica sobre el comportamiento bajo compresión isotrópica (Sivakumar y Wheeler 2000).

En la Figura 2.36 se presenta el estado crítico de dos muestras compactadas estáticamente y una muestra compactada de forma dinámica (los resultados de los tres tipos de compactación se muestran juntos) (Wheeler y Sivakumar (2000)). Los datos que sugieren que las relaciones de estado crítico son independientes de la presión de compactación, indicando que las diferentes fábricas causadas por cambios de la presión de compactación (con efecto sobre los parámetros $\lambda(s)$ y $N(s)$) pueden ser borradas por corte hasta un estado crítico. Por otra parte, un cambio del contenido de agua de compactación afecta la posición de las líneas de estado crítico en los planos $v : p$ y $v_w : p$ (pero no en el plano $q : p$). Esto sugiere que las diferentes fábricas causadas por cambios en el contenido de agua de compactación, tal como un cambio de una fábrica abierta de agregados a una más uniforme, continúan afectando el comportamiento del suelo aún después de alcanzar el estado crítico por corte.

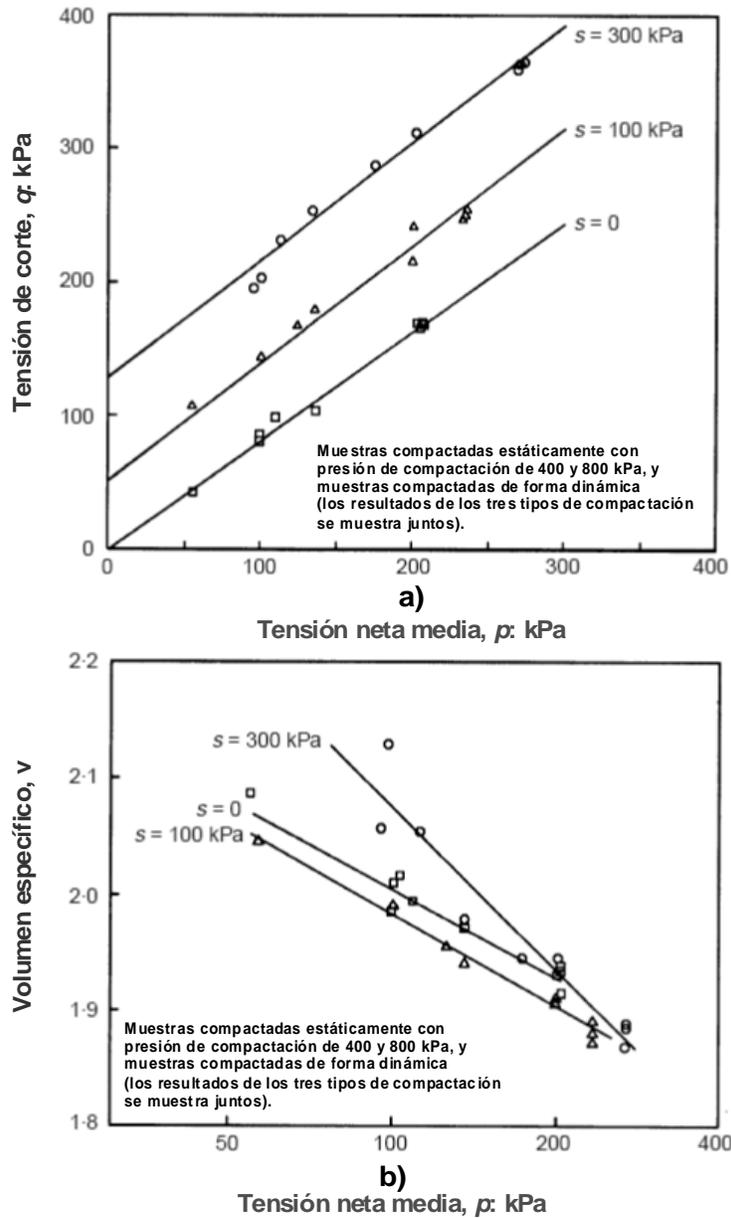


Figura 2.36 Estado crítico de muestras compactadas estáticamente con presión de compactación de 400 y 800 kPa, y muestra compactada de forma dinámica (los resultados de los tres tipos se presentan juntos). (Wheeler y Sivakumar (2000)).

Mancuso et al. (2002) presentó estudios sobre muestras de arena limosa compactados con la energía del Proctor modificado (ASTM 1991) con un contenido óptimo de agua y sobre el lado húmedo de compactación. La succión después de la compactación, medida con un tensiómetro del tipo Imperial College (Ridley and Burland 1993) resultó ser de 800 y 60 kPa para la muestra compactada en el óptimo y en el lado húmedo respectivamente. Se mostró que el contenido de agua de compactación afecta al comportamiento del suelo: los índices de compresibilidad $\lambda(s)$ y

$k(s)$ del material en el óptimo casi doblan a los del lado húmedo. Esto sugiere que, hasta cierto punto, a diferentes contenidos de humedad de compactación corresponden suelos diferentes, aunque las características físicas y mineralógicas de sus granos no hayan cambiado. De las trayectorias de compresión isótropa bajo diferentes succiones, se determinaron los puntos de fluencia. Las curvas LCs obtenidas para el material compactado en el óptimo y en el lado húmedo se muestran en la Figura 2.37. Se presenta una sola línea LC para el óptimo ya que al cambiar la succión siempre se saturó la muestra, y la LC no se movió durante la trayectoria de tensiones. Por lo contrario, se presentaron tres posibles curvas LC para el nivel húmedo ya que sobre este suelo, se aplicaron diversos aumentos de succión que provocaron diferentes aumentos del tamaño del dominio elástico definido por la curva LC. En cualquier caso, el material compactado del lado húmedo posee un dominio elástico inicial de menor tamaño que el del compactado en el óptimo del Proctor,.

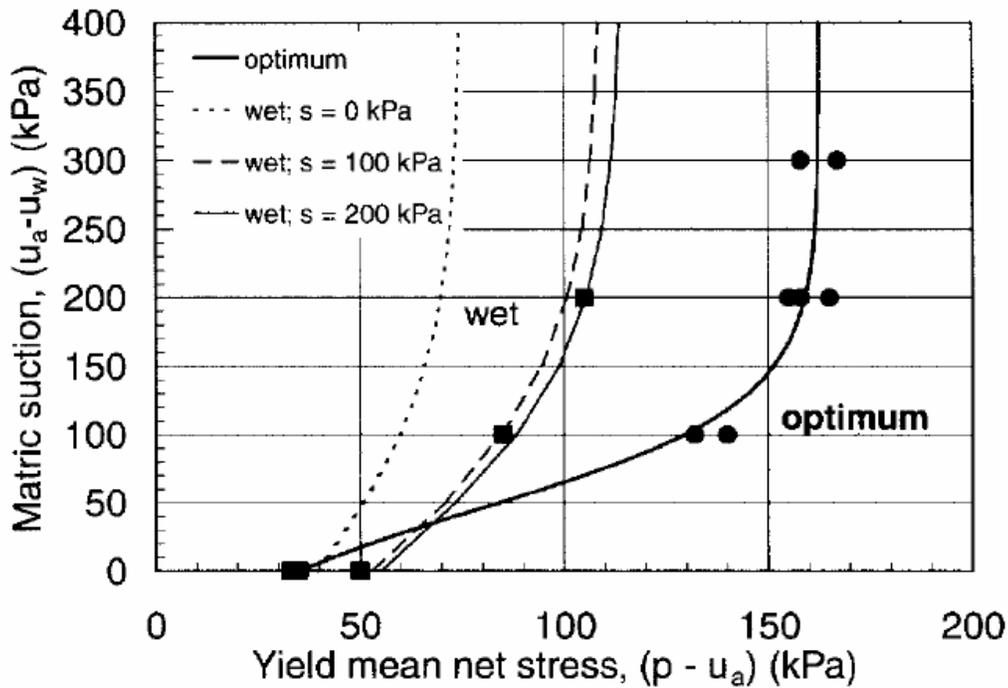


Figura 2.37 Puntos aparentes de fluencia y curvas LC de una arena limosa de Metrazo, compactada en el contenido óptimo de agua y del lado húmedo (Mancuso et al., 2002).

