

Tesis de grado de Ingeniería Civil:

CALIBRACIÓN DEL *CAM CLAY* PARA SUELOS DEL  
POSTPAMPEANO

TESISTA: Osvaldo Nicolás Ledesma

TUTOR DE TESIS: Profesor Alejo Oscar Sfriso



Laboratorio de Mecánica de Suelos  
Laboratorio de Materiales y Estructuras  
Departamentos de Estabilidad y Construcciones  
Facultad de Ingeniería – UBA



INTRODUCCIÓN.....	3
1 INTRODUCCIÓN A LA TEORÍA DE LA PLASTICIDAD.....	4
1.1 <i>Ejercicio de aplicación de la teoría de la plasticidad</i> .....	12
2 EL MODELO CONSTITUTIVO <i>CAM CLAY</i> .....	15
2.1 <i>Ejercicio de Cam Clay</i> .....	29
3 CARACTERIZACIÓN DEL POSTPAMPEANO .....	36
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	40
5 CALIBRACIÓN NUMÉRICA.....	49
6 CONCLUSIONES.....	53
AGRADECIMIENTOS.....	54
REFERENCIAS.....	55



El objetivo de este trabajo es la calibración de los parámetros del modelo constitutivo *Cam Clay* para suelos de la formación Postpampeano.

El *Cam Clay* es un modelo constitutivo elastoplástico que se aplica a suelos cohesivos – limos y arcillas – y que permite simular la relación que existe entre relación de vacíos, resistencia y rigidez de estos suelos para una amplia variedad de aplicaciones ingenieriles.

La formación Postpampeano se extiende sobre la ribera occidental del Rio de la Plata y las márgenes y delta del Rio Paraná, en una zona de gran actividad urbana, industrial y portuaria. Por lo tanto, la caracterización del comportamiento mecánico de estos suelos tiene gran importancia económica.

En el capítulo uno se presenta una introducción a la teoría de la plasticidad orientada a la mecánica de suelos.

En el capítulo dos, el modelo constitutivo utilizado, el *Cam Clay* modificado, es descripto y desarrollado para un estado de tensiones y de deformaciones axilsimétricas como el que se presenta en un ensayo triaxial convencional de compresión. De esta forma, es posible desarrollar el modelo sobre la descripción de estos ensayos, lo que facilita su entendimiento. Se describe el comportamiento para trayectorias de tensiones efectivas en el transcurso de ensayos drenados y no drenados.

En el capítulo tres se describen las características físicas y mecánicas generales de la formación Postpampeano en base a numerosos trabajos publicados anteriormente.

En el capítulo cuatro se describe el programa experimental llevado a cabo en este trabajo de tesis. Se realizaron ensayos de consolidación y un ensayo triaxial sobre muestras obtenidas de emplazamientos de obras nuevas en Nordelta.

En el capítulo cinco se presenta la calibración numérica del *Cam Clay* en función de los resultados obtenidos. El análisis se completó con un análisis inverso sobre un caso real de construcción de una terminal de contenedores emplazada sobre la margen del rio Paraná.

Los parámetros determinados mediante los ensayos de consolidación para las muestras de carácter arcilloso reproducen correctamente los resultados de las simulaciones numéricas, tanto de los ensayos como del caso real estudiado. Se observó que el *Cam Clay* no es capaz de predecir acertadamente el comportamiento mecánico de las muestras limosas. Para estas muestras fue necesario un ajuste sucesivo de los parámetros determinados en forma experimental para conseguir un ajuste numérico aceptable. Tanto para las muestras arcillosas como para las limosas fue necesario usar un valor de permeabilidad, para la calibración del análisis inverso del caso real, que resulta muy superior a los valores usados en la calibración numérica de los ensayos de laboratorio. Este aumento de la permeabilidad de campo se cree que es debido, principalmente, a la existencia de lentes de arena distribuida en forma errática en los diversos estratos.



## 1 DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

Lo que sigue fue tomado de las referencias bibliográficas [Atkinson, J. (1993)]; [Powrie, W. (1997)]. Las Figuras 1 a 11 fueron extraídas de [Atkinson, J. (1993)].

El estado de tensiones en cualquier punto de un material continuo puede ser caracterizado mediante el tensor de tensiones  $\sigma$ .

$$\sigma = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix}$$

Dicho tensor es simétrico, por lo que queda definido por seis variables tensionales independientes. ( $\sigma_{xx}$ ;  $\sigma_{yy}$ ;  $\sigma_{zz}$ ;  $\sigma_{xy}$ ;  $\sigma_{xz}$ ;  $\sigma_{yz}$ ).

Las tensiones principales pueden calcularse mediante la resolución de un problema de autovalores, a través de la siguiente ecuación:

$$|\sigma_{ij} - \sigma \delta_{ij}| = 0$$

que puede expresarse en forma matricial como

$$\begin{vmatrix} \sigma_{xx} - \sigma & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - \sigma & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - \sigma \end{vmatrix} = 0$$

La ecuación fundamental es de la forma

$$\sigma^3 - I_1 \sigma^2 + I_2 \sigma - I_3 = 0$$

Donde

$$I_1 = \text{tr}(\sigma) = \sigma_{ij} = \sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$$

$$I_2 = \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij} = \sigma_{xx} \sigma_{yy} + \sigma_{yy} \sigma_{zz} + \sigma_{xx} \sigma_{zz} - \sigma_{xy}^2 - \sigma_{xz}^2 - \sigma_{yz}^2$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} \end{vmatrix}$$

son los invariantes del tensor de tensiones.

Las tensiones principales son  $\sigma_1$ ;  $\sigma_2$ ;  $\sigma_3$  ordenados de mayor a menor. En el presente trabajo se considera que  $\sigma > 0$  implica compresión.

Es común expresar el tensor de tensiones como la suma de un tensor volumétrico o esférico y un tensor de corte. De manera que

$$\sigma_{ij} = p \delta_{ij} + s_{ij} \quad (1)$$

donde  $p$  es la tensión hidrostática o presión, dada por

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ij} = \frac{1}{3} (\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz})$$

El tensor hidrostático o esférico es de la forma

$$p \delta_{ij} = \begin{bmatrix} p & 0 & 0 \\ 0 & p & 0 \\ 0 & 0 & p \end{bmatrix}$$

El segundo término de la ecuación 1 se calcula como

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - p \delta_{ij}$$

El tensor desviador es de la forma

$$s = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} - p & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} - p & \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} & \sigma_{yz} & \sigma_{zz} - p \end{bmatrix}$$

Los parámetros elegidos para representar el comportamiento tensión-deformación de un material dependen del fenómeno que se esté estudiando así como del tipo de ensayo que se realice.

Para el estudio de la mecánica de los suelos, es común trabajar con estados triaxiales o axialsimétricos de tensiones. Para estos estados suele trabajarse con los siguientes parámetros

### 1.1 En términos de tensiones

$\sigma_a$ ;  $\sigma_r$  tensiones axial y radial que actúan sobre una muestra cilíndrica sometida a un ensayo en una cámara triaxial.

$p$ : tensión hidrostática

$q$ : tensión desviadora definida como:

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{((\sigma'_1 - \sigma'_2)^2 + (\sigma'_2 - \sigma'_3)^2 + (\sigma'_1 - \sigma'_3)^2)}$$

## 1.2 En términos de deformaciones

$\varepsilon_v$ : deformación volumétrica definida como la traza del tensor de deformaciones

$$\varepsilon_v = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3$$

$\varepsilon_a$ ;  $\varepsilon_r$ : deformaciones axial y radial que actúan sobre una muestra sometida a un ensayo en una cámara triaxial.

$\gamma$ : deformación de corte definida, para un estado axialsimétrico de deformaciones, como

$$\gamma = (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)$$

$\varepsilon_q$ : deformación asociada a la tensión desviadora  $q$ . Definida, para un estado axialsimétrico de deformaciones como

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3} (\varepsilon_a - \varepsilon_r)$$

## 2 ELASTICIDAD

Los materiales elásticos son conservativos, por lo tanto, todo el trabajo realizado por tensiones externas durante la deformación es almacenado y puede ser recuperado en una eventual descarga.

Cuando el material estudiado además de ser conservativo es isótropo (posee iguales propiedades mecánicas en todas direcciones), los efectos volumétricos y de corte se encuentran desacoplados. Por lo tanto, la matriz que relaciona los incrementos de tensión con los incrementos de deformación (separados en deformaciones volumétricas y de corte) es una matriz diagonal de la forma

$$\begin{bmatrix} \partial \varepsilon_v \\ \partial \varepsilon_s \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & 0 \\ 0 & C_{22} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \partial p \\ \partial q \end{bmatrix}$$

## 3 PLASTICIDAD PERFECTA

Pasado el punto de fluencia del material ocurren deformaciones plásticas y elásticas simultáneamente. El material deja de tener carácter conservativo y la componente plástica de deformación es irre recuperable durante la descarga. Pasado el punto de fluencia, si se siguen aplicando deformaciones, el material alcanzará su estado último, donde no se producen mas variaciones de tensiones, y todas las

deformaciones se convierten en irre recuperables, fenómeno conocido como flujo plástico. La combinación de las tensiones que producen la falla del material da como resultado una superficie denominada *envolvente de falla*. La relación existente entre la dirección del vector de deformación plástica y dicha superficie se conoce como *regla de flujo*. La superficie de *potencial plástico* es aquella superficie normal a todos los vectores de deformación plástica. Es decir que el gradiente de la función de potencial plástico evaluada en un punto tiene la dirección de los vectores de deformación plástico correspondientes a ese punto.

Una característica importante de las deformaciones plásticas es que dependen del estado de tensiones en lugar de depender de las variaciones de tensiones como en el caso de las deformaciones elásticas.

## 4 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS SUELOS

### 4.1 Compresión isotrópica

Los cambios volumétricos que se producen en los suelos sometidos a un estado de deformación dado, están relacionados con el acomodamiento de las partículas y con el drenaje de agua.

Para un suelo sometido a una trayectoria de compresión isotrópica virgen, puede definirse su volumen específico en función de la presión efectiva actuante mediante la línea de compresión isotrópica o normal (NCL). Ésta responde a la siguiente ecuación

$$v = N - \lambda \ln \left( \frac{p}{p_0} \right)$$

Los parámetros  $\lambda$ ,  $N$  son constantes a determinar para cada suelo en particular. De aquí en adelante se trabajará con  $p_0 = 1$  kPa. Por lo tanto, la ecuación anterior se expresa como

$$v = N - \lambda \ln (p) \quad (2)$$

con  $p$  en kPa.

Cuando un suelo es sometido a un proceso de compresión isotrópica se mueve sobre dicha curva y experimenta deformaciones plásticas y elásticas. Al producirse la descarga y recarga puede asumirse un comportamiento elástico del suelo que responde a la siguiente ecuación

$$v = v_k - k \ln(p) \quad (3)$$

Nuevamente, el parámetro  $k$  es una constante característica del suelo. En cambio, el valor de  $v_k$  es un parámetro que define cada rama de carga-descarga particular.

La intersección entre las curva de compresión normal y la curva de carga-descarga representa el punto de fluencia. En la Figura 1 se gráficas estas curvas.

De lo explicado anteriormente resulta que para una muestra comprimida isotrópicamente, es posible determinar su volumen específico si se conocen su historia de carga y los valores de los correspondientes parámetros  $k, \lambda, N$ .

La NCL representa una frontera para todos los posibles estados del suelo. Una muestra puede moverse sobre dicha línea o por debajo y a la izquierda de ésta, pero nunca puede hallarse sobre la región a la derecha y por sobre la misma.

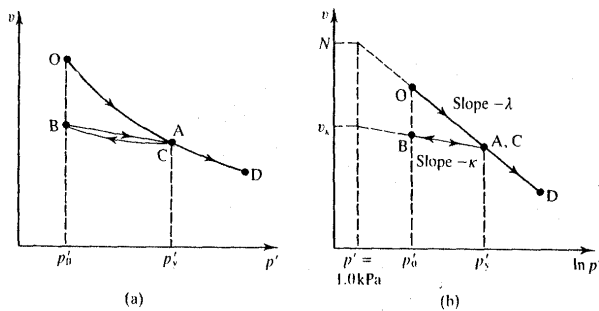


Figura 1. Línea de compresión normal y líneas de carga-descarga.

Cuando un suelo está sobre la NCL se dice que se encuentra normalmente consolidado y cuando está sobre alguno de las ramas de carga y descarga, preconsolidado. La relación de preconsolidación  $R_p$ , para compresión isotrópica, se define como el cociente entre la presión en el punto de fluencia, para el correspondiente tramo de carga y descarga, y la presión actual a la que se encuentra sometida la muestra.

$$R_p = \frac{p_y}{p_0} \quad (4)$$

Cualquier curva de  $R_p$  constante es paralela a la curva de NCL (en escala logarítmica de presiones).

Para definir cualquier estado isotrópico es suficiente con conocer dos de los parámetros  $p', v, R_p$ . Una vez definidos dos de estos, el tercero queda determinado por las ecuaciones 2, 3, o 4 según corresponda.

La curva de compresión unidireccional (comunmente conocida como curva de consolidación) es una curva de  $R_p$  constante, y por lo tanto paralela a la NCL. Queda definida por las siguientes ecuaciones

$$v = N_0 - \lambda \ln(p)$$

para el tramo virgen, y

$$v = v_k - k \ln(p)$$

en su parte elástica.

#### 4.2 Estados Críticos

Cuando un suelo es sometido a tensiones de corte, eventualmente alcanzará un estado en el que continuará deformandose sin que se produzcan cambios volumétricos o tensionales. Por lo que  $p, q, v$  permanecen constantes. Este estado se conoce como estado crítico (CS), y es independiente del estado inicial del suelo antes de la aplicación de las tensiones. En la Figura 2 se representa la línea de estado crítico para las variables  $q, p, v$ .

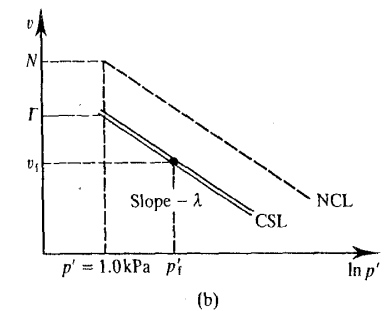
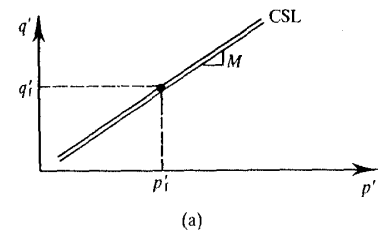


Figura 2. Línea de estado crítico

La línea de estado crítico queda definida por las siguientes ecuaciones

$$v_c = \Gamma - \lambda \ln(p)$$

$$q_c = Mp$$

### 4.3 Lado húmedo y lado seco

Los suelos arcillosos pueden estar normalmente consolidados, ligeramente preconsolidados o fuertemente preconsolidados, dependiendo de su  $R_p$ . La CSL separa a los suelos normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados (a la derecha de la curva) de los suelos fuertemente preconsolidados (a la izquierda de la curva). En la Figura 3 se representan ambos casos. Los suelos netamente granulares (como las arenas) pueden estar sueltos o densos dependiendo en que región estén con respecto a la CSL.

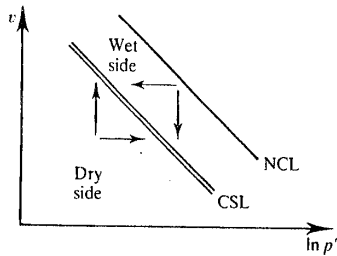


Figura 3. Lado húmedo y lado seco

La zona en la que los suelos arcillosos están ligeramente preconsolidados y los suelos granulares están sueltos se denomina “lado húmedo”, mientras que la región en la que los suelos arcillosos están altamente preconsolidados y los suelos granulares están densos se denomina “lado seco”.

Los términos seco y húmedo hacen referencia a que, para una determinada presión  $p'$ , la relación de vacíos o el contenido de humedad en el lado seco es menor a la que alcanzaría en estado crítico para la misma presión  $p$ . Mientras que para suelos en lado húmedo, el contenido de humedad es mayor que en el EC.

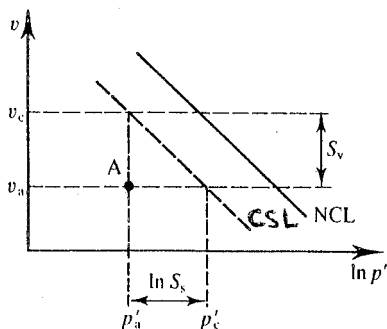


Figura 4. Distancia del punto “A” a la línea de estado crítico

La distancia entre el estado inicial y el estado crítico puede determinarse como

$$S_u = v_\lambda - v_{crit}$$

o bien como

$$S_s = \frac{p_a}{p_{crit}} \quad (5)$$

En la Figura 4 se representan ambas posibilidades.

Los suelos que se encuentran en el lado húmedo se comprimen al aumentar las tensiones de corte, mientras que los suelos que están en el lado seco dilatan luego de una pequeña compresión. Ambos alcanzan eventualmente el estado crítico donde continúan deformándose a tensión y volumen constantes.

En la Figura 5 se representa el comportamiento típico de un suelo sometido a un ensayo de corte drenado. Se grafican los resultados de dos muestras ensayadas, una en el lado seco (muestra D) y otra en el lado húmedo (muestra W). Se grafica la evolución de las tensiones de corte  $\tau$ , la deformación volumétrica  $\epsilon_v$  y el volumen específico en función de la deformación de corte  $\gamma$ .

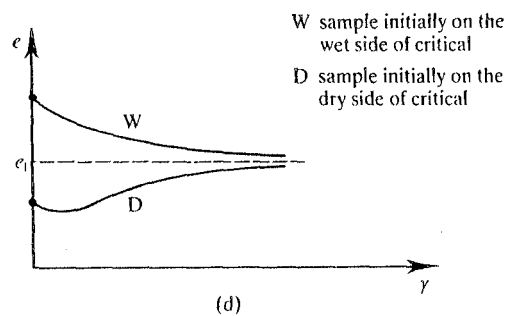
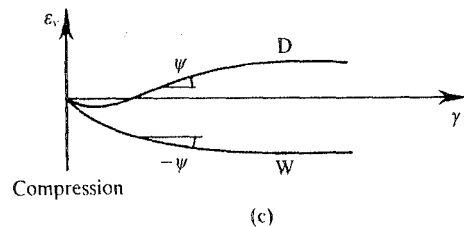
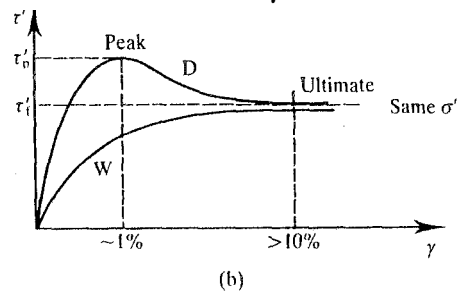


Figura 5. Comportamiento típico de un suelo en un ensayo de corte drenado

#### 4.4 Estados pico

Los suelos sometidos a deformaciones de corte que se encuentran sobre el lado seco, experimentan un pico de resistencia antes de alcanzar el estado crítico.

Los estados pico generalmente caen dentro de una región como la delimitada por la curva OAB de la Figura 6 y la CSL.

Estos estados pico pueden estudiarse de las siguientes formas

1. Mediante la ecuación de Mohr-Coulomb con un valor de cohesión aparente.
2. Analizando la contribución a dichos estados de la dilatación

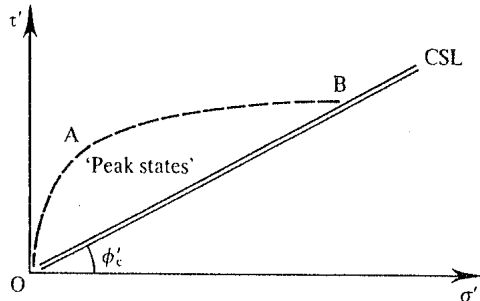


Figura 6. Región de estados pico

##### 4.4.1 Ecuación de Mohr-Coulomb con cohesión aparente y estados pico

Se aproxima la envolvente de los estados pico por una recta de ecuación:

$$q_p = G_{pv} + H_p p_p$$

El término  $G_{pv}$  depende de la relación de vacíos alcanzada en el estado pico. Para cada juego de muestras que alcanzan la misma relación de vacíos en el estado pico se puede trazar (con los valores de tensiones pico) una recta de parámetros  $G_{pe}$  y  $H_p$ . El valor de  $H_p$  es el mismo, independientemente de la relación de vacíos alcanzada.

Estas líneas envolventes no son válidas para tensiones pequeñas. El término  $H_{pe}$  no representa la resistencia del suelo para  $p=0$ , simplemente es un parámetro necesario para definir la ecuación de Mohr-Coulomb.

Para representar mejor las líneas de estados pico es conveniente normalizar las variables con respecto a la presión equivalente  $p_c$ . Para una muestra que se encuentra en un estado cualquiera, definido por los

parámetros  $p_a, q_a, v_a$ , la presión equivalente  $p_c$  es la presión a la que se encontraría una muestra que estuviera sobre la CSL con una relación de vacíos igual a  $v_a$ . De forma que  $p_c$  queda definida como

$$\ln(p_c) = \frac{(\Gamma - v_a)}{\lambda} \quad (6)$$

Si se normalizan los estados pico respecto de  $p_c$ , todas las líneas de estados pico se reducen a una sola línea de pendiente  $H_p$  y ordenada al origen  $G_p$ . Donde

$$G_p = \frac{G_{pv}}{p_c}$$

A su vez, tanto la CSL como la NCL se reducen a un punto. En la Figura 7 se representan los estados normalizados respecto de  $p_c$ .

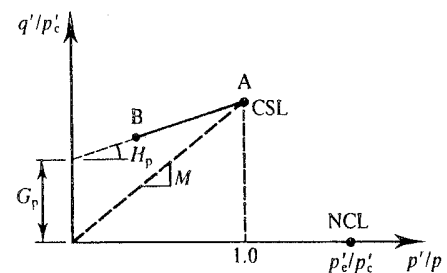


Figura 7. Estados pico normalizados respecto de  $p_c$

##### 4.4.2 Dilatación y estados pico

Al someter un suelo que se encuentra en el lado seco a un ensayo de corte directo, las tensiones de corte deberán vencer la fricción entre granos y levantar la carga vertical que sobre él actúa. Dicho comportamiento puede modelarse analizando el estado de fuerzas que actúan sobre un bloque friccional (con coeficiente de fricción  $\mu$ , ángulo de fricción mineral  $\phi_\mu$ ) que se encuentra apoyado sobre un plano inclinado un ángulo  $i$  como se muestra en la Figura 8.



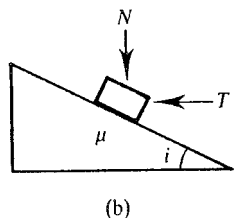


Figura 8. Bloque friccional sobre plano inclinado

Si se analiza el equilibrio estático de las fuerzas horizontales y verticales se concluye que

$$\frac{T}{N} = \text{tg}(\phi_{\mu} + i) \quad (7)$$

Si ahora se analiza un diferencial de suelo sobre el plano de falla como se indica en la Figura 9

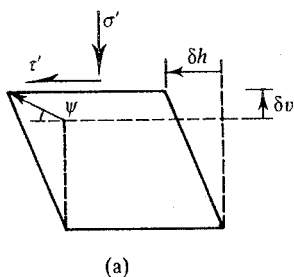


Figura 9. Bloque friccional sobre plano inclinado

En forma análogo a la ecuación 7 puede escribirse

$$\frac{\tau}{\sigma} = \text{tg}(\phi_{cr} + \psi) \quad (8)$$

Una muestra de suelo que está en el lado seco sometida a un ensayo de corte directo (Shear box test) tendrá un comportamiento como el que se muestra en la Figura 10

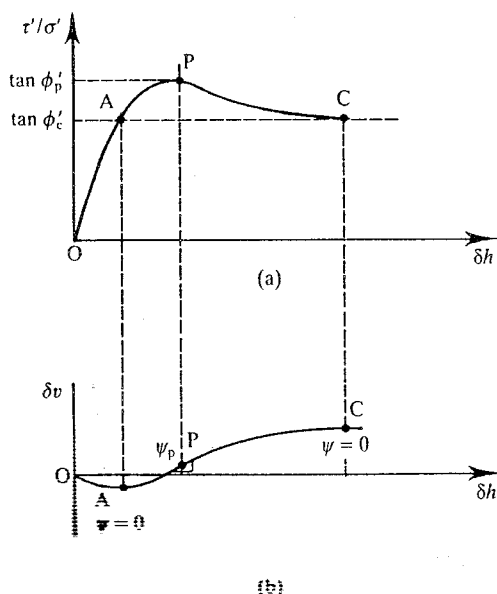


Figura 10. Dilatancia en ensayo de corte drenado

El ángulo de dilatancia  $\psi$ , de acuerdo con el esquema de la Figura 9, resulta

$$\text{tg}(\psi) = \frac{\partial v}{\partial h}$$

En su forma más general puede escribirse

$$\text{tg}(\psi) = \frac{\partial \epsilon_v}{\partial \gamma}$$

El ángulo de dilatancia alcanza un máximo cuando la muestra llega a su estado pico y se anula en estado crítico. De esta forma, en el estado crítico se sigue cumpliendo la ecuación 8 con  $\psi = 0$ . En términos de  $q$ ;  $p$ , puede escribirse

$$\frac{q}{p} = M - \frac{\partial \epsilon_v}{\partial \epsilon_q} \quad (9)$$

La relación tensional en el estado pico ( $\tau_p/\sigma_p$  o bien  $q_p/p_p$ ) aumenta con el aumento del ángulo de dilatancia, y éste, a su vez, crece al incrementarse la relación de preconsolidación como se indica en la Figura 11

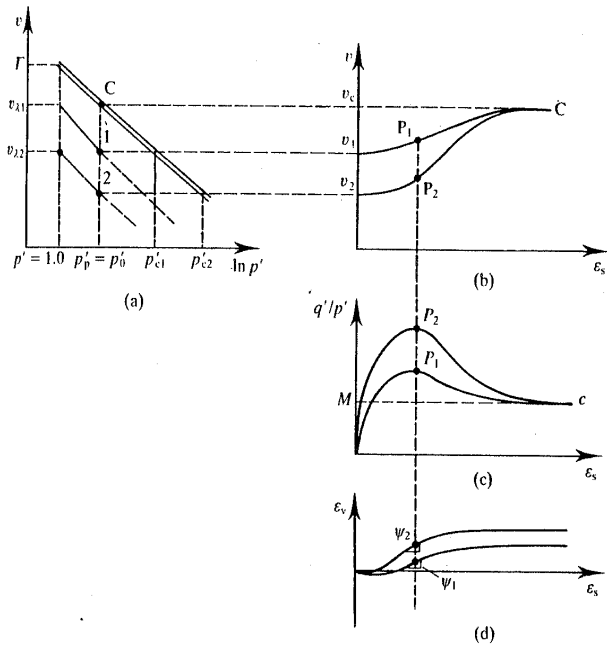


Figura 11. Dilatancia y estados pico en relación con los estados iniciales

#### 4.5 Superficie de falla, fluencia y potencial plástico en suelos

Un material está en fluencia cuando su comportamiento tensión-deformación pasa de ser puramente elástico a ser elasto-plástico. Es decir, cuando la deformación deja de ser recuperable en la descarga. Los estados de fluencia y de falla son estados distintos. Cuando el material ha alcanzado un punto en el que se comporta en forma puramente plástica y continúa deformándose a tensión constante, se dice que el material ha alcanzado el estado de falla.

Entre la fluencia y la falla, la capacidad de un material de soportar incrementos de tensiones debido al aumento de deformación plástica es denominada endurecimiento por deformación.

En los suelos, el punto de inicio del estado crítico representa la falla del material.

La superficie de fluencia representa la combinación de  $q$ ;  $p$ ;  $v$ , que provocan la fluencia. Si se considera, a su vez, a dicha superficie como frontera de todos los estados posibles del suelo, ésta tendrá una forma como la que se indica en la Figura 12

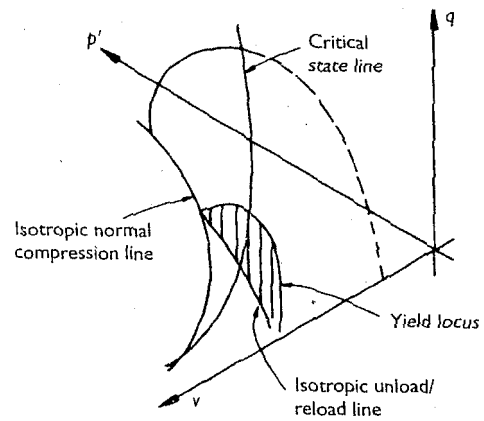


Figura 12. Superficie de fluencia y línea de estado crítico en el espacio tridimensional  $q, p, v$

Se considera que el suelo que se encuentra dentro del recinto delimitado por esta superficie, tendrá un comportamiento puramente elástico (deformaciones recuperables en descarga, efectos volumétricos y de corte desacoplados). Las curvas de estados pico, la NCL y la CSL, representan límites para los estados posibles del suelo y, por lo tanto deben formar parte de dicha superficie.



# Ejercicio de aplicación de teoría de la plasticidad

## 1 CASO A

Se quiere determinar la superficie de falla y de potencial plástico para el siguiente sistema formado por un bloque friccional que apoya sobre un plano horizontal. Sobre el bloque actúa una fuerza vertical  $N$ , que podría representar el peso del mismo. Se le aplica una fuerza  $T$  paralela al plano de apoyo. En la Figura 13 se realiza un esquema del sistema descrito.

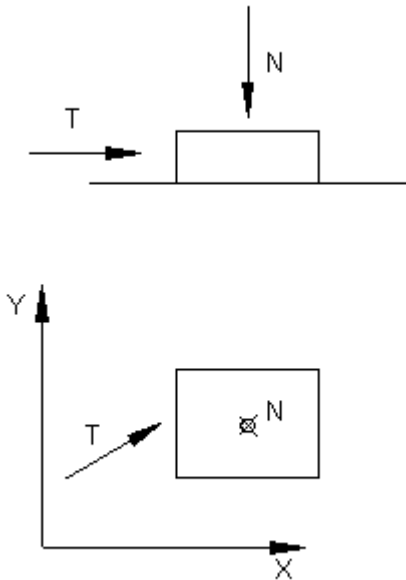


Figura 13. Esquema del sistema en estudio

Las fuerzas actuantes expresadas en forma de tensores de primer orden resultan

$$\underline{N} = (0, 0, N)$$

$$\underline{T} = (T_x, T_y, 0)$$

El bloque ofrece una resistencia máxima a ser desplazado igual a

$$\|\underline{R}\| = \mu \|\underline{N}\|$$

Donde  $\mu$  es el coeficiente de fricción entre el bloque y el plano sobre el que apoya.

Si sobre el bloque se aplica una fuerza  $T$ , el criterio de movimiento es

$$\|\underline{T}\| < \|\underline{R}\| \rightarrow \text{no hay desplazamiento}$$

$$\|\underline{T}\| = \|\underline{R}\| \rightarrow \text{hay desplazamiento}$$

Desde un punto de vista estático, no es posible aplicar al cuerpo un esfuerzo mayor a su resistencia. El análisis dinámico no interesa en este problema, por lo tanto, no es posible hacer actuar sobre el bloque un esfuerzo  $\|\underline{\dot{T}}\| > \|\underline{\dot{R}}\|$ .

Las tres condiciones anteriores pueden expresarse como

$$\|\underline{T}\| < \|\underline{R}\| \rightarrow \dot{x} = 0$$

$$\|\underline{T}\| = \|\underline{R}\| \rightarrow \dot{x} \neq 0$$

$$\|\underline{T}\| > \|\underline{R}\| \rightarrow \text{imposible}$$

Por lo tanto la envolvente de falla debe cumplir con la siguiente ecuación

$$\|\underline{T}\| = \mu \|\underline{N}\|$$

Expresado en forma de función implícita como

$$F = \sqrt{(\underline{T} : \underline{T})} - \mu \sqrt{(\underline{N} : \underline{N})} = 0 \quad (10)$$

Donde

$$\|\underline{\dot{T}}\| = \sqrt{(\underline{T} : \underline{T})}$$

$$\|\underline{\dot{N}}\| = \sqrt{(\underline{N} : \underline{N})}$$

Si se grafica la función definida en la ecuación 10 en el espacio tridimensional  $T_x, T_y, N$  se obtiene una superficie cónica de sección circular cuyo eje coincide con  $N$ . En la Figura 14 se representa esta superficie.

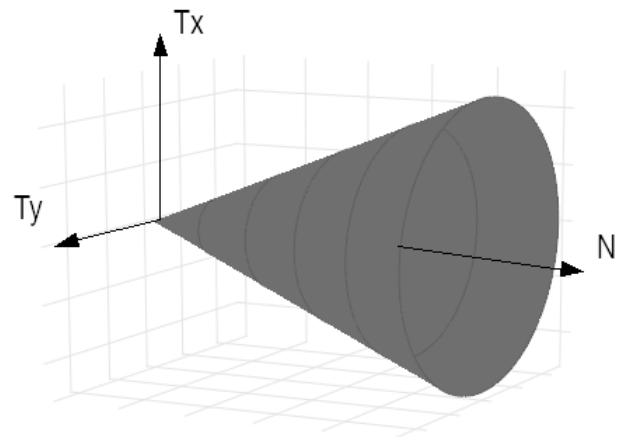


Figura 14. Superficie de fluencia

Este resultado es coherente con el comportamiento esperado del sistema. Para mayores valores de  $N$  es necesario aplicar una fuerza  $T$  de mayor módulo para producir el movimiento.

A continuación se busca una función que represente la superficie de potencial plástico  $G$ . Aquella que es normal a todos los vectores de deformación plástica.

El vector de deformación plástica depende del estado de tensiones. Para este problema particular, el estado de tensiones está definidos por las fuerzas  $T$ ;  $N$ . El bloque se deformará plásticamente (se desplazará) en la dirección de la fuerza  $T$  cuando se cumpla que ésta es mayor a la resistencia  $R$ . Por lo tanto la dirección de deformación plástica queda definida por el versor  $t$  donde

$$t = \frac{T}{\|T\|} = \frac{T}{\sqrt{(T:T)}}$$

Se busca una función de potencial plástico  $G$  cuyo gradiente tenga la dirección de los vectores de deformación plástica definida por  $t$ . Es decir

$$G / \nabla G(T_x, T_y, N) \propto t$$

Se propone inicialmente  $F=G$ . De manera que

$$G = \sqrt{(T:T)} - \mu \sqrt{(N:N)}$$

$$\nabla G = \frac{1}{\sqrt{(T:T)}} T - \frac{\mu}{\sqrt{(N:N)}} N \quad (11)$$

Se observa que no se cumple la relación  $\nabla G \propto t$ . Como el bloque no puede desplazarse verticalmente la componente de  $\nabla G$  en la dirección de  $N$  debería ser nula. Para cumplir con esto, se elimina el segundo término de la ecuación 11. Esto no representa ningún problema ya que la función de potencial plástico se adoptó en forma totalmente arbitraria en primera instancia. La nueva función  $G$  y su gradiente resultan

$$G = \sqrt{(T:T)} = \|T\| \quad (12)$$

$$\nabla G = \frac{1}{\sqrt{(T:T)}} T$$

Esta nueva función propuesta verifica la relación de proporcionalidad

$$\nabla G(T_x, T_y, N) \propto t$$

La superficie resultante de graficar la ecuación 12 en el espacio  $T_x$ ;  $T_y$ ;  $N$  es un cilindro de sección circular cuya generatriz coincide con el eje  $N$ . En la Figura 15 se representa dicha superficie

La constante de proporcionalidad necesaria para completar la definición de  $G$  depende del trabajo realizado durante la deformación plástica. Este resulta igual a

$$\begin{aligned} W &= \int T : \epsilon_p . dt \\ &= \int T : \nabla G . \lambda(t) . dt \\ &= T : \nabla G \int \lambda(t) . dt \end{aligned} \quad (13)$$

Donde  $\epsilon_p$  representa el incremento del tensor de deformaciones plásticas.

De la ecuación 13 puede escribirse

$$\frac{W}{(T:\nabla G)} = \int \lambda(t) . dt$$

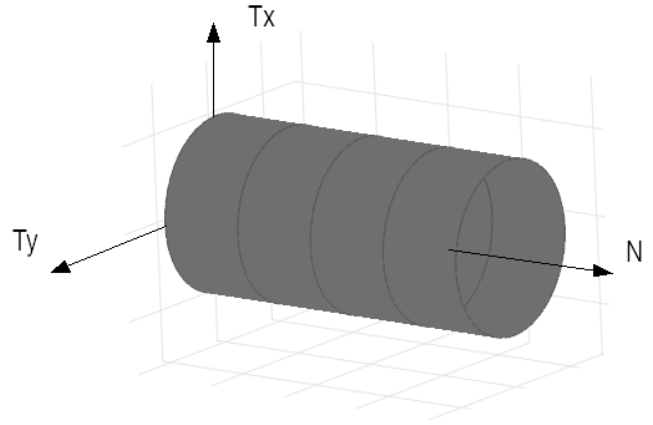


Figura 15. Superficie de potencial plástico

## 2 CASO B

A continuación se supone que el bloque está apoyado sobre dos cilindros como se indica en la Figura 16.

En el nuevo sistema existen dos coeficientes de rozamiento diferentes, que dependen de la dirección analizada:  $\mu_{rodadura}$ ;  $\mu_{fricción}$ . El desplazamiento ocurre cuando se verifica alguna de las siguientes dos condiciones

$$\dot{x} \neq 0 \Leftrightarrow \begin{aligned} T_x &= \mu_{rodadura} \|N\| = R_{rodadura} \\ \|T\| &= \mu_{fricción} \|N\| = \|R_{fricción}\| \end{aligned}$$

Si se procede en forma análoga al caso anterior pueden determinarse las superficies de fluencia y de potencial plástico. En este caso, al existir un coeficiente de rozamiento  $\mu_{rodadura} < \mu_{fricción}$  el esfuerzo necesario para movilizar la resistencia de rodadura es menor que el necesario para movilizar la resistencia de fricción. Por lo tanto, el movimiento podrá ocurrir para un módulo de la fuerza  $T$  menor que en el caso A siempre que su componente en la dirección  $x$  sea igual a la resistencia a rodadura.

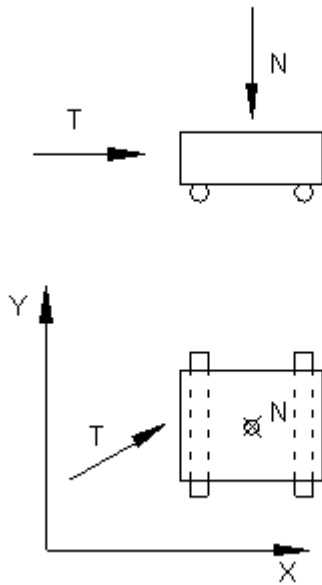


Figura 16. Esquema del sistema (Caso B)

De esto se deduce que la superficie de falla tendrá forma cónica como en el caso anterior, pero con una sección, para  $N$  constante, como la que se indica en la Figura 17. La superficie cónica estará limitada por dos planos definidos por la resistencia de rodadura. Por razonamientos análogos a los realizados en el problema anterior, la superficie de fluencia será un cilindro de eje recto limitado por dos planos perpendiculares a la dirección de rodadura, como se indica en la Figura 17. La recta de intersección entre estos planos y la superficie cilíndrica representa una singularidad en la cual la dirección de los vectores de deformación plástica no está unívocamente definida.

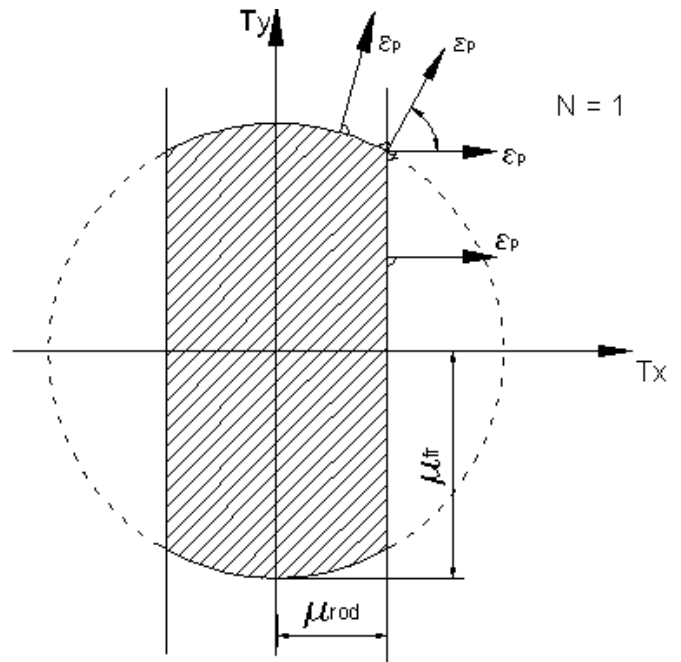


Figura 17. Sección de la superficie de fluencia , para  $N=1$ . Sección cualitativa de la superficie de potencial plástico para cualquier valor de  $N$ .



## 1 INTRODUCCIÓN

Lo que sigue fue tomado de las referencias bibliográficas [Schofield, A. N. and Wroth, C.P. (1968)]; [Atkinson, J. (1993)]; [Wood, D. M. (1990)]; [Powrie, W. (1997)]

Se describe el modelo constitutivo *Cam Clay* y se lo utiliza para predecir el comportamiento de muestras sometidas a ensayos triaxiales. Éste es un modelo elastoplástico y, como tal, queda definido una vez que se establecen los siguientes 4 elementos:

1. *Propiedades elásticas*  
Cuantifica la deformación elástica.
2. *Superficies de fluencia*  
Determina las combinaciones de tensiones que provocan deformaciones plásticas.
3. *Superficies de potencial plástico*  
Determina el mecanismo de deformación plástica.
4. *Ley de endurecimiento*  
Cuantifica la deformación plástica y su relación con la expansión o contracción de la superficie de fluencia.

Si bien el modelo se desarrolla para ensayos triaxiales, puede ser aplicado a estados de tensiones generales modificando algunas ecuaciones.

### 1.1 Definición de parámetros

El modelo se desarrolla para el ensayo triaxial de compresión. En este tipo de ensayo la tensión principal menor  $\sigma_3$  es igual a la tensión principal media  $\sigma_2$ .

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_r$$

donde  $\sigma_r$  es la tensión radial producida por la presión de la cámara.

A su vez, la tensión principal mayor  $\sigma_1$  resulta igual a la tensión axial  $\sigma_a$  generada por la suma del esfuerzo que realiza el pistón más la presión de cámara actuante.

$$\sigma_1 = \sigma_a = \sigma_r + P/A$$

El desarrollo se plantea en términos de presiones efectivas. Cuando se hace referencia a presiones totales se agrega el subíndice t.

El modelo se desarrolla utilizando los parámetros  $\{p, q\}$ , donde  $p$  es la tensión hidrostática o presión y  $q$  es el esfuerzo desviador.

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

$$q = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$$

Para el ensayo triaxial, los parámetros  $\{p, q\}$  quedan expresados como

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_a + 2\sigma_r)$$

$$q = \sigma_a - \sigma_r$$

Análogamente para las deformaciones específicas se cumple

$$\varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \varepsilon_r$$

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_a$$

En términos de  $\{p, q\}$  puede expresarse como

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3)$$

$$\varepsilon_q = \frac{\sqrt{2}}{3} \sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_1 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2}$$

donde  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica específica (es común encontrarla en la bibliografía expresada como  $\varepsilon_p$ ) y  $\varepsilon_q$  es la deformación específica de corte. Nuevamente para el caso de un ensayo triaxial las expresiones anteriores se simplifican de la siguiente manera

$$\varepsilon_v = (\varepsilon_a + 2\varepsilon_r)$$

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - 2\varepsilon_r)$$

Para hacer referencia a incrementos diferenciales de tensión o de deformación a lo largo del tiempo se emplea la notación

$$\dot{x} = \frac{\partial x}{\partial t}$$

A continuación se desarrollan los cuatro elementos del modelo elastoplástico.

### 1.1 Propiedades elásticas

Se asume que mientras el suelo se encuentra dentro de su rango elástico, las deformaciones volumétricas y de corte están desacopladas. Las deformaciones volumétricas dependen solo de la presión, mientras que las deformaciones de corte son función, únicamente, de la tensión desviadora.

La relación entre el volumen específico y la presión está dada por la expresión

$$v = v_k - \kappa \ln(p/p_{ref}) \quad (14)$$

donde  $p_{ref}$  es la presión a la cual el volumen específico es igual a  $v_k$ . En el presente texto se adopta como valor de referencia 1KPa.

La ecuación anterior puede escribirse en términos diferenciales como

$$\dot{v} = -\kappa \frac{\dot{p}}{p}$$

Se define la tasa de deformación volumétrica elástica específica como

$$\dot{\varepsilon}_v^e = -\frac{\dot{v}}{v} \quad (15)$$

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \kappa \frac{\dot{p}}{vp} \quad (16)$$

El signo negativo de las ecuaciones anteriores implica una deformación volumétrica positiva cuando el suelo se contrae.

Se asume un relación lineal entre la tasa de deformación específica elástica por corte y la tasa de incremento de la tensión de corte

$$\dot{\varepsilon}_q^e = \frac{\dot{q}}{3G} \quad (17)$$

donde el módulo de corte  $G$  se considera constante.

Estas relaciones pueden expresarse en forma matricial como

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\kappa}{vp} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (18)$$

La matriz es simétrica ya que, como se dijo anteriormente, los efectos volumétricos y de corte están desacoplados.

### 1.2 Superficie de fluencia

La superficie de fluencia representa las diferentes combinaciones de tensiones que provocan que el suelo se deforme plásticamente.

En este modelo se emplea una familia de elipses en el plano  $\{p,q\}$  como se indica en la Figura 18. Las elipses están centradas sobre el eje  $p$  y son pasantes por el origen de coordenadas. Esta última condición implica que el suelo no es capaz de resistir esfuerzos de corte cuando no actúa sobre él presión de confinamiento alguna.

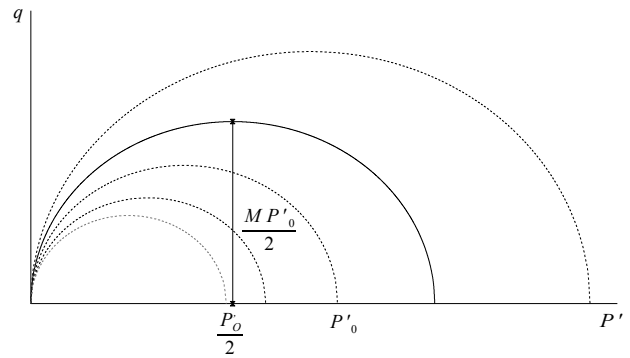


Figura 18. Superficies de fluencia.

La ecuación de una elipse particular puede escribirse como

$$\frac{p}{p_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2}$$

o, expresada en forma de función implícita como

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

donde

$$\eta = q/p$$

$M$  es un parámetro característico del suelo que controla la forma de la elipse;  $p_0$  es la presión de preconsolidación que controla su tamaño.

Para una superficie de fluencia dada, determinada por los valores de  $\{p_0, M\}$ , cualquier combinación de  $\{p,q\}$  dentro de esta superficie provoca que el material tenga un comportamiento elástico gobernado por la ecuación (18). En cambio, los valores de tensiones  $\{p,q\}$  ubicados sobre la elipse provocan deformaciones plásticas en el suelo. Las combinaciones de tensiones  $\{p,q\}$  por sobre la superficie de fluencia no son posibles. En la Figura 19 se representan estos dominios de plasticidad.

Cuando el suelo experimenta deformaciones plásticas la elipse cambia su tamaño, lo que es equivalente a un cambio de  $p_0$ . Este cambio está asociado a cambios tensionales a través de la forma diferencial de la superficie de fluencia que puede expresarse de la siguiente manera



$$\left(\frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2}\right) \frac{\dot{p}}{p} + \left(-\frac{2\eta}{M^2 + \eta^2}\right) \frac{\dot{q}}{p} - \frac{\dot{p}_o}{p_o} = 0 \quad (19)$$

De lo anterior, surge que el estado de tensiones que separa el comportamiento puramente elástico del comportamiento plástico del material no depende únicamente de los valores de  $\{p, q\}$  actuantes sino que también es función de la presión de preconsolidación  $p_o$ .

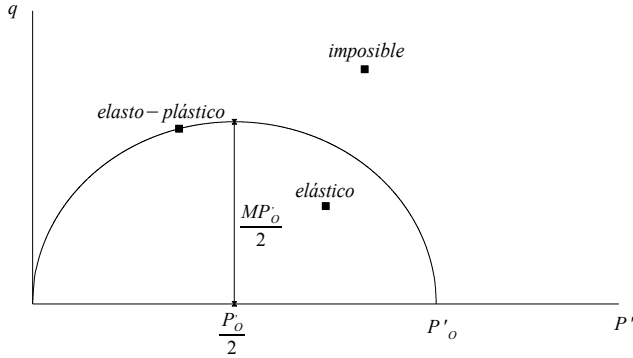


Figura 19. Dominios de plasticidad.

### 1.3 Potencial plástico

El potencial plástico es una función cuyo gradiente permite definir la dirección de incremento de deformación plástica

$$\dot{\epsilon}^p \propto \nabla T$$

donde

$$\dot{\epsilon}^p = (\dot{\epsilon}_v^p, \dot{\epsilon}_q^p)$$

El modelo Cam Clay asume que la superficie de potencial plástico coincide con la superficie de fluencia. Esta condición se conoce como *regla de flujo asociada* o *condición de normalidad*. Esto permite determinar el gradiente del potencial plástico de la siguiente manera

$$T = f = q^2 + M^2 [p(p - p_o)]$$

$$\nabla T = (M^2(2p - p_o), 2q)$$

de forma tal que las componentes volumétrica y de corte del incremento de deformación plástica resultan

$$\dot{\epsilon}_v^p = \beta M^2 (2p - p_o)$$

$$\dot{\epsilon}_q^p = \beta 2q$$

donde  $\beta$  es una constante de proporcionalidad que depende de la ley de endurecimiento adoptada para el modelo.

Si bien esto no permite conocer la magnitud del incremento de deformación plástica, permite determinar su dirección, es decir, la relación entre el incremento de deformación plástica debido a corte y el incremento de deformación plástica volumétrica.

Dicha relación puede expresarse de la siguiente manera.

$$\frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\epsilon}_q^p} = \frac{M^2(2p - p_o)}{2\eta} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (20)$$

La Figura 20 muestra la dirección de los vectores de deformación plástica respecto de su correspondiente superficie de fluencia.

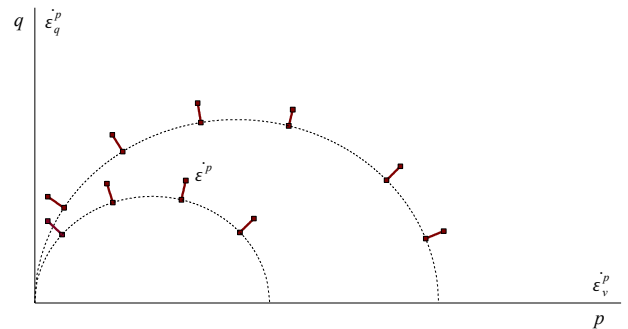


Figura 20. Direcciones de deformación plástica.

### 1.4 Ley de endurecimiento

La ley de endurecimiento relaciona la expansión o contracción de la superficie de fluencia con la tasa de deformación plástica.

Se asume que la superficie de fluencia cambia de tamaño pero mantiene su forma, es decir,  $M$  permanece constante. La variación de tamaño es controlado por el cambio de  $p_o$ . A su vez, este cambio está controlado por el incremento de deformación plástica de la siguiente manera

$$\dot{p}_o = (\partial p_o / \partial \epsilon_v^p) \dot{\epsilon}_v^p + (\partial p_o / \partial \epsilon_q^p) \dot{\epsilon}_q^p$$

Se asume que, cuando el suelo es sometido a un proceso de compresión isotrópica, existe una relación logarítmica entre su volumen específico y la presión efectiva actuante. El mismo comportamiento fue asumido anteriormente para los cambios volumétricos elásticos como queda descrito por la ecuación (14). La curva de ecuación

$$v = N - \lambda \ln(p / p_{ref}) \quad (21)$$

es denominada *línea de compresión isotrópica (isocln)* y se muestra en la figura 21. De esta manera es posible determinar el volumen específico

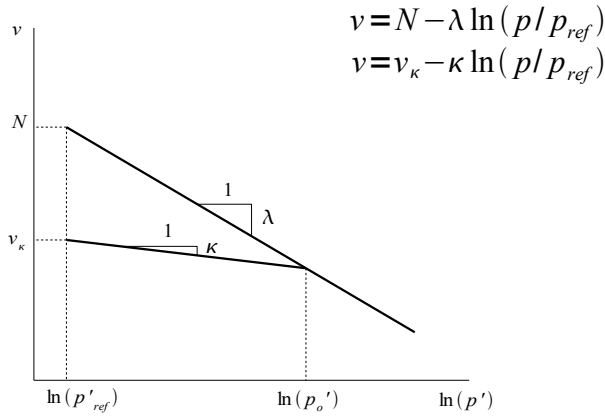


Figura 21. Línea de compresión isotrópica.

$$v = N - \lambda \ln(p_o / p_{ref}) + \kappa \ln(p_o / p)$$

El incremento del volumen específico resulta

$$\dot{v} = -(\lambda - \kappa) \frac{\dot{p}_o}{p_o} - \kappa \frac{\dot{p}}{p}$$

y el incremento de deformación específica, de acuerdo con la ecuación (15), es

$$\dot{\epsilon}_v = (\lambda - \kappa) \frac{\dot{p}_o}{vp_o} + \kappa \frac{\dot{p}}{vp}$$

Teniendo en cuenta que la deformación volumétrica posee una componente elástica y una componente plástica, esta última puede determinarse como

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^p + \dot{\epsilon}_v^e = (\lambda - \kappa) \dot{p}_o$$

$$\dot{\epsilon}_v^p = (\lambda - \kappa) \frac{\dot{p}_o}{vp_o} + \kappa \frac{\dot{p}}{vp} - \dot{\epsilon}_v^e$$

El incremento de deformación volumétrica plástica resulta

$$\dot{\epsilon}_v^p = (\lambda - \kappa) \frac{\dot{p}_o}{vp_o} \quad (22)$$

de donde se deduce

$$\dot{p}_o = \dot{\epsilon}_v^p \frac{vp_o}{(\lambda - \kappa)} \quad (23)$$

Se destaca que el cambio de  $p_o$  y, en consecuencia, la expansión o contracción de la superficie de fluencia, es función del incremento de deformación volumétrica plástica y no del incremento de deformación plástica de corte.

### 1.5 Matriz de comportamiento plástico

Al definir la superficie de fluencia, el potencial plástico y la ley de endurecimiento se establecen

relaciones entre los incrementos de deformaciones plásticas y los incrementos de tensiones.

$$\left( \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{p}}{p} + \left( \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{q}}{p} - \frac{\dot{p}_o}{p_o} = 0 \quad (19)bis$$

$$\frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\epsilon}_q^p} = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \quad (20)bis$$

$$\dot{p}_o = \dot{\epsilon}_v^p \frac{vp_o}{(\lambda - \kappa)} \quad (29)bis$$

De la combinación de las ecuaciones (20);(29) surge

$$\dot{\epsilon}_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \frac{\dot{p}_o}{p_o}$$

$$\dot{\epsilon}_q^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \frac{\dot{p}_o}{p_o}$$

Luego, haciendo uso de la ecuación 19, puede escribirse

$$\dot{\epsilon}_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \left[ \left( \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{p}}{p} + \left( \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{q}}{p} \right]$$

$$\dot{\epsilon}_q^p = \frac{\lambda - \kappa}{v} \frac{2\eta}{M^2 - \eta^2} \left[ \left( \frac{M^2 - \eta^2}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{p}}{p} + \left( \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \right) \frac{\dot{q}}{p} \right]$$

Estas dos ecuaciones pueden expresarse en forma matricial como

$$\begin{Bmatrix} \dot{\epsilon}_v^p \\ \dot{\epsilon}_q^p \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{vp(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (24)$$

El determinante de esta matriz es nulo debido a que la dirección de incremento de deformación plástica depende del estado de tensiones y no de sus derivadas, contrariamente a lo que ocurre en el caso de las deformaciones elásticas. Como ya se ha dicho, la relación entre el incremento de deformación plástica de corte y el incremento de deformación plástica volumétrica queda determinado por la superficie de fluencia.

El modelo *Cam-Clay* establece el comportamiento tensión-deformación del suelo a través de las relaciones matriciales (18) y (24). Es importante tener en cuenta que la primera de estas relaciones es válida en todo momento, mientras que la segunda debe aplicarse solamente cuando el material entra en fluencia.

Según este modelo, son necesarias solo tres variables independientes para definir el estado del material (estado elástico o elasto-plástico). Las variables  $\{p, p_o, v\}$  no son independientes entre si, de manera que debe optarse por dos cualesquiera de estas, siendo  $q$  la tercer variable independiente.

A las tres variables independientes elegidas se las denomina *variables de estado*.

### 1.6 Estado crítico

Un suelo sometido a tensiones de corte eventualmente alcanza un estado en el que continúa deformándose sin que se produzcan cambios volumétricos ni tensionales, por lo que  $\{p, v, q\}$  permanecen constantes. Esta condición puede expresarse de la siguiente manera

$$\frac{\partial p}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial q}{\partial \varepsilon_q} = \frac{\partial v}{\partial \varepsilon_q} = 0$$

En el estado crítico se cumple

$$\frac{q_{cr}}{p_{cr}} = \eta_{cr} = M \quad (25)$$

$$p_{cr} = \frac{p_o}{2} \quad (26)$$

El estado de tensiones se encuentra en la parte superior de la superficie de fluencia correspondiente, donde la tensión desviadora es máxima.

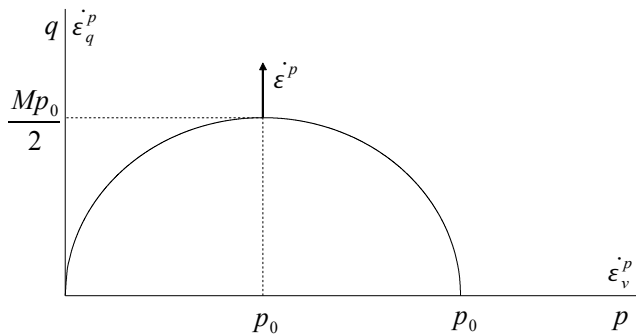


Figura 22. Dirección de deformación plástica en el estado crítico.

En ese punto el incremento de deformación plástica no tiene componente volumétrica. Es decir que, al continuar la deformación, deberá mantenerse el volumen constante.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = 0$$

Recordando que

$$\dot{p}_o = \dot{\varepsilon}_v^p \frac{vp_o}{(\lambda - \kappa)}$$

surge que el incremento de  $p_o$  es nulo. En consecuencia, la superficie de fluencia se mantiene constante cuando el suelo alcanza el estado crítico.

La magnitud de la deformación plástica de corte (que es coincidente con la deformación plástica total) depende del trabajo entregado. Puede expresarse el trabajo plástico realizado durante el ensayo de la siguiente manera

$$\dot{w}_p = p \dot{\varepsilon}_v^p + q \dot{\varepsilon}_q^p$$

Si el incremento de deformación plástica es nulo, el incremento de deformación de corte puede calcularse haciendo uso de la ecuación anterior.

$$\dot{\varepsilon}_v^p = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_q^p = \frac{\dot{w}_p}{q}$$

La envolvente de todos los estados críticos en el plano de tensiones  $\{p, q\}$  es una recta que une los puntos más altos de las superficies de fluencia. Dicha recta es la línea de estado crítico (csl) que responde, en el plano  $\{p, q\}$ , a la ecuación (25).

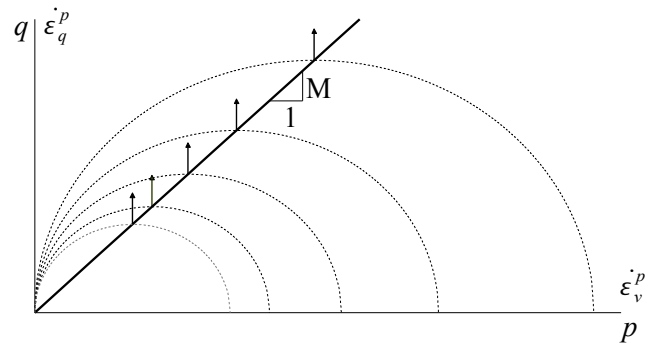


Figura 23. Línea de estado crítico y direcciones de deformación plástica.

Cada superficie de fluencia está asociada a una curva de carga – descarga (url) en el plano de compresión  $\{p, v\}$  definida por la presión de preconsolidación  $p_o$ .

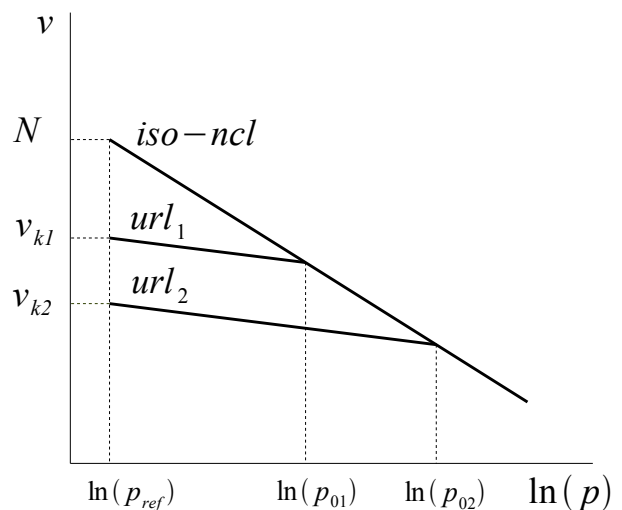


Figura 24. Líneas de descarga y recarga.

La curva de carga-descarga particular correspondiente a la superficie de fluencia cuya presión de preconsolidación es  $p_o$  responde a la ecuación

$$v = N - \lambda \ln\left(\frac{p_o}{p_{ref}}\right) - \kappa \ln\left(\frac{p}{p_o}\right)$$

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \ln\left(\frac{p_{cr}}{p_{ref}}\right)$$

$$\frac{q_{cr}}{p_{cr}} = M$$

En el estado crítico debe cumplirse 26, de manera que, a partir de la ecuación anterior es posible determinar el volumen específico crítico

$$p_o = 2p_{cr}$$

$$v_{cr} = N - \lambda \ln\left(\frac{2p_{cr}}{p_{ref}}\right) - \kappa \ln\left(\frac{p_{cr}}{2p_{cr}}\right)$$

$$v_{cr} = N - (\lambda - \kappa) \ln(2) - \lambda \ln\left(\frac{p_{cr}}{p_{ref}}\right)$$

En las figuras 26 y 27 se observan dos casos posibles en los que se cumple con una sola de las ecuaciones anteriores. Tanto en el caso X como en el Y la muestra se encuentra dentro de la superficie de fluencia correspondiente caracterizada por el valor de  $p_o$ . Ninguno de los dos estados es crítico.

De esto resulta

$$v_{cr} = \Gamma - \lambda \ln\left(\frac{p_{cr}}{p_{ref}}\right) \quad (27)$$

$$\Gamma = N - (\lambda - \kappa) \ln(2)$$

Cada combinación de  $\{p_{cr}, q_{cr}\}$  en el plano de tensiones está asociada a una combinación de  $\{p_{cr}, v_{cr}\}$  en el plano de compresión  $\{p, v\}$ . La ecuación 27 representa la línea de estado crítico (csl) en ese plano. Ésta es paralela a la línea de compresión isotrópica (iso-ncl) y se encuentra separada de la misma una distancia S medida sobre una recta de presión constante. Donde S resulta

$$S = N - \Gamma$$

$$S = (\lambda - \kappa) \ln(2)$$

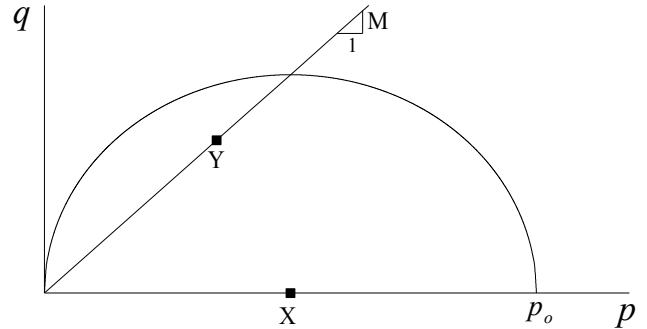


Figura 26. Puntos que no cumplen con las dos condiciones para estar en el estado crítico.

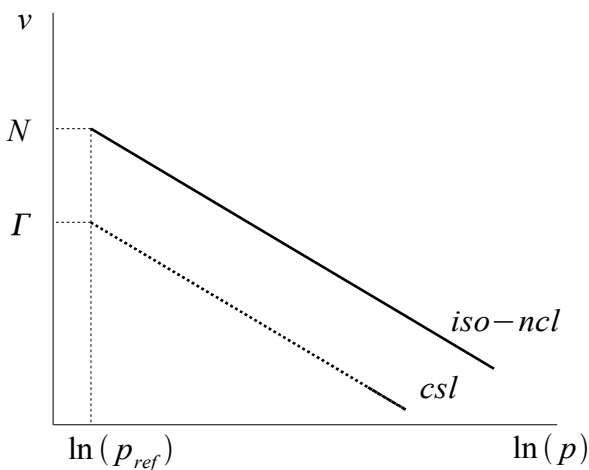


Figura 25. Línea de consolidación isotrópica y de estado crítico.

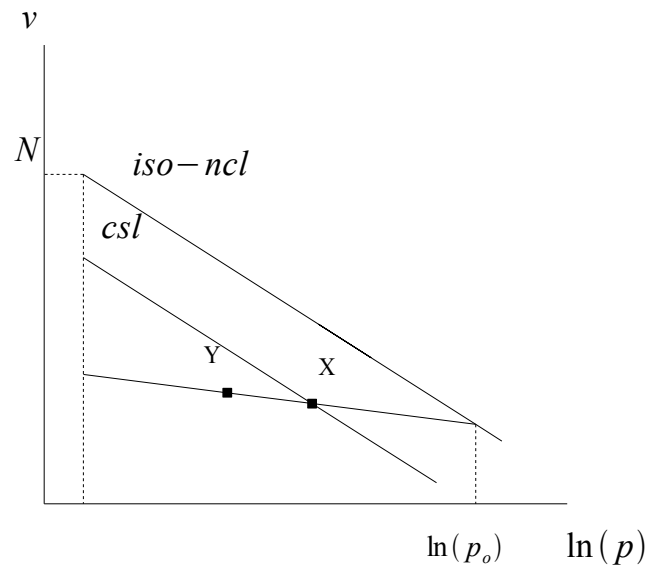


Figura 27. Puntos que no cumplen con las dos condiciones para estar en el estado crítico.

Cuando un suelo está en estado crítico se cumplen simultáneamente las ecuaciones 26 y 27 o bien, las siguientes dos

## 2 ENSAYOS TRIAXIALES

### 2.1 Ensayos drenados

#### 2.1.1 Muestra normalmente consolidada

Una muestra normalmente consolidada hasta una presión  $p_{oA}$  es sometida a un ensayo triaxial de compresión drenado.

En este tipo de ensayo la presión de la cámara triaxial se mantiene constante mientras se aplica un esfuerzo desviador con el pistón.

$$\begin{aligned}\dot{\sigma}_r &= 0 \\ \dot{\sigma}_a &\neq 0\end{aligned}$$

En términos de tensiones  $\{p, q\}$ , puede expresarse

$$\begin{aligned}\dot{p} &= \frac{\dot{\sigma}_a + 2\dot{\sigma}_r}{3} \\ \dot{q} &= \dot{\sigma}_a - \dot{\sigma}_r\end{aligned}$$

de manera que

$$\begin{aligned}\dot{p} &= \frac{\dot{\sigma}_a}{3} \\ \dot{q} &= \dot{\sigma}_a \\ \dot{q} &= 3\dot{p}\end{aligned}\quad (28)$$

La ecuación 28 representa la trayectoria de tensiones efectivas que se impone sobre la muestra al realizar un ensayo drenado de compresión.

El ensayo finaliza cuando se alcanza el estado crítico. En las Figuras 28 y 29 se representan las trayectorias de tensiones

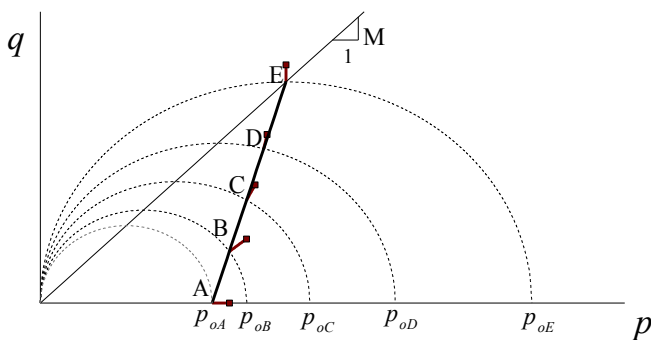


Figura 28. Trayectoria de tensiones de un ensayo triaxial drenado.

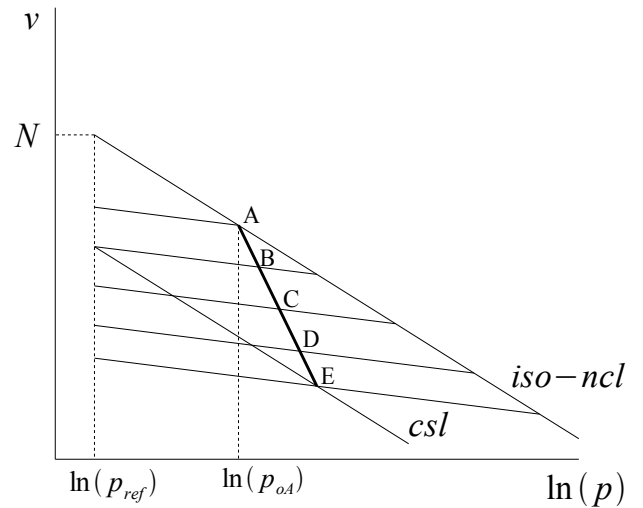


Figura 29. Trayectoria de relaciones de vacíos de un ensayo triaxial drenado.

El cambio de volumen entre A y E tiene una componente elástica producida por el incremento de la presión efectiva y una componente plástica causada por la expansión de la superficie de fluencia.

$$\Delta v = \Delta v^e + \Delta v^p$$

$$\Delta v^e = \kappa \ln(p_A / p_E)$$

$$\Delta v^p = \lambda \ln(p_A / p_{oE}) - \kappa \ln(p_A / p_{oE})$$

Al alcanzar el estado crítico (punto E), la componente volumétrica de la deformación plástica es nula.

A través de la relación matricial (24) y de la ecuación 28 puede relacionarse el incremento de deformación plástica de corte con el incremento de la tensión desviadora  $q$ . De donde resulta

$$\dot{\epsilon}_q^p = (\lambda - \kappa) \frac{2\eta(M^2 - \eta^2) + 12\eta^2}{3vp(M^2 + \eta^2)(M^2 - \eta^2)} \dot{q} \quad (29)$$

El incremento de la deformación elástica de corte se encuentra siempre desvinculado de la variación de la presión  $p$ , se relaciona solo con la variación de la tensión desviadora como lo indica la ecuación 17. De las ecuaciones 29 y 17 se deduce

$$\frac{\dot{q}}{\dot{\epsilon}_q} = \left[ (\lambda - \kappa) \frac{2\eta(M^2 - \eta^2) + 12\eta^2}{3vp(M^2 + \eta^2)(M^2 - \eta^2)} + \frac{1}{3G} \right]^{-1} \quad (30)$$

Puede observarse que cuando el suelo se acerca al estado crítico,  $M$  tiende a  $\eta$ , la relación definida en 30 se hace nula. Esto implica que, llegado a este punto, al aumentar la deformación de corte, la tensión desviadora se mantiene constante.

Como se trata de un ensayo triaxial de compresión la variación de la presión efectiva  $p$  se encuentra ligada a la variación de la tensión de corte por la ecuación 28. De manera que si la tensión desviadora se mantiene constante una vez alcanzado el estado crítico, también debe hacerlo  $p$ .

El cambio de volumen específico puede relacionarse con el incremento de la deformación plástica de corte mediante la ecuación 20

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \dot{\varepsilon}_q^p$$

Si se adiciona a la ecuación anterior la componente de deformación elástica volumétrica, dada por la ecuación 16, se obtiene

$$\dot{\varepsilon}_v = \frac{M^2 - \eta^2}{2\eta} \dot{\varepsilon}_q^p + \frac{\kappa}{vp} \dot{p}$$

Se observa que al acercarse el suelo al estado crítico, el incremento de la deformación volumétrica tiende a cero.

En la Figura 30 se representan la tensión desviadora y el volumen específico en función de la deformación de corte hasta alcanzar el estado crítico.

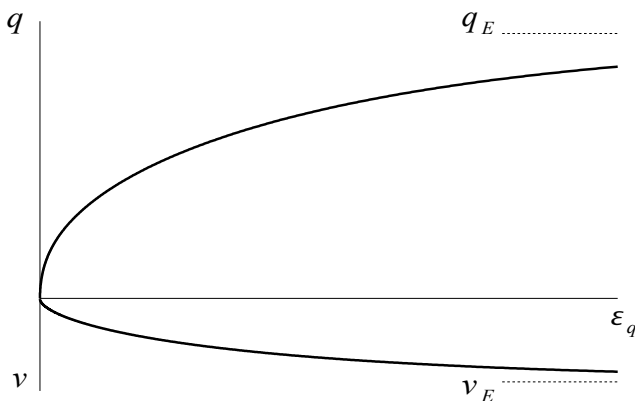


Figura 30. Simulación de un ensayo triaxial drenado de una muestra normalmente consolidada.

### 2.1.2 Muestra ligeramente preconsolidada

Se consolida isotrópicamente una muestra de suelo hasta una presión  $P_{oB}$  y luego se la descarga, también isotrópicamente, hasta una presión  $P_A$ . A partir de ese punto se comienza un ensayo triaxial de compresión drenado hasta alcanzar el estado crítico.

En las Figuras 31 y 32 se indican las trayectorias de tensiones durante el ensayo

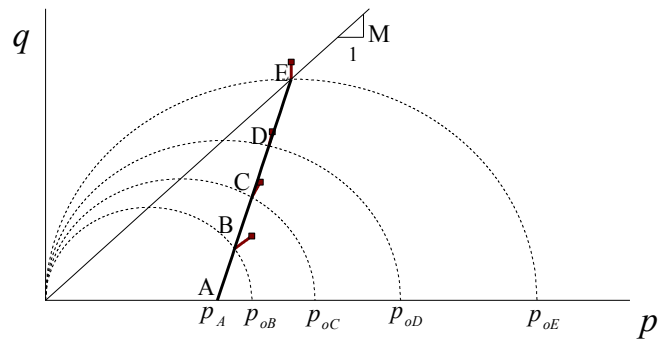


Figura 31. Trayectoria de tensiones de una muestra ligeramente preconsolidada.

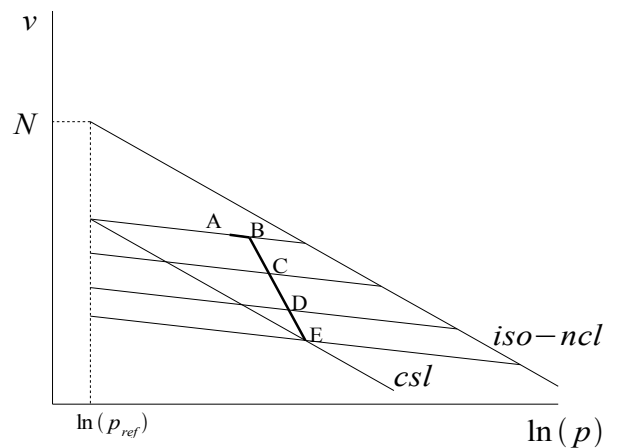


Figura 32. Trayectoria de relaciones de vacíos de una muestra ligeramente preconsolidada.

Nuevamente la trayectoria de tensiones en el plano  $\{q,p\}$  responde a la ecuación 28.

El incremento de deformación volumétrica y de corte entre los puntos A y B es puramente elástico y responde a la relación matricial 18. Todas las combinaciones de  $\{q, p, v\}$  entre esos puntos se encuentran dentro de la superficie de fluencia definida por  $p_{oB}$ .

Alcanzado el punto B se producen deformaciones plásticas con la consecuente expansión de la superficie de fluencia hasta que se alcanza el estado crítico en el punto E.

En la Figura 33 se representan la tensión desviadora y el volumen específico en función de la deformación de corte hasta alcanzar el estado crítico. Se observa una respuesta elástica y rígida entre los puntos A y B en la Figura

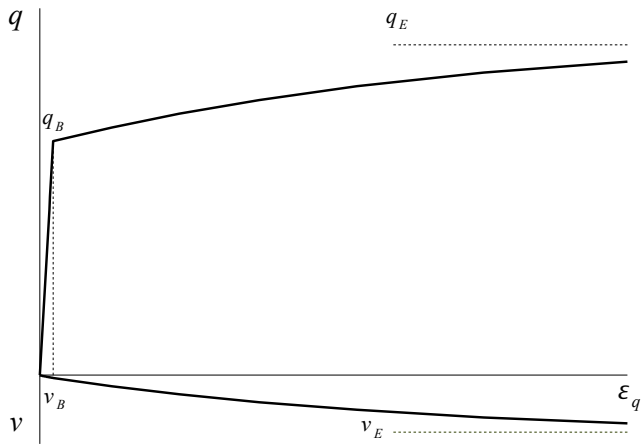


Figura 33. Simulación de un ensayo triaxial drenado de una muestra ligeramente preconsolidada.

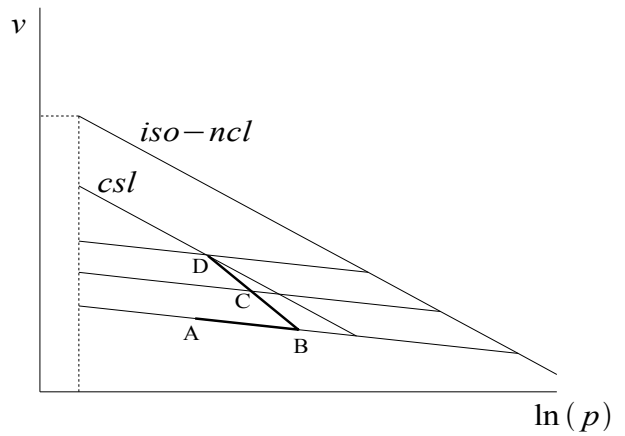


Figura 35. Trayectoria de relaciones de vacíos de una muestra fuertemente preconsolidada.

### 2.1.3 Muestra fuertemente preconsolidada

Se consolida isotrópicamente una muestra de suelo hasta una presión  $P_{oB}$  y luego se la descarga, también isotrópicamente, hasta una presión  $P_A$ . A partir de ese punto se comienza un ensayo triaxial de compresión drenado hasta alcanzar el estado crítico.

En las figuras 34 y 35 se indican las trayectorias de tensiones durante el ensayo

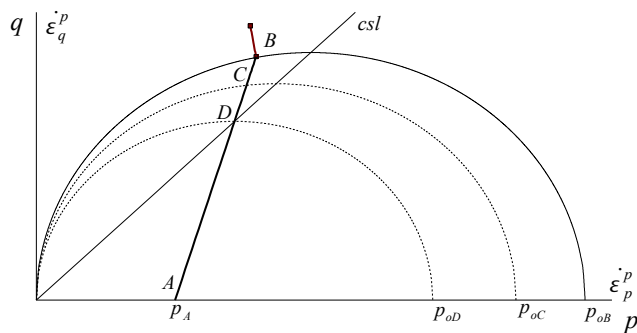


Figura 34. Trayectoria de tensiones de una muestra fuertemente preconsolidada.

Entre los puntos A y B el comportamiento es puramente elástico. Alcanzado el punto B se producen deformaciones plásticas. En la figura 34 se observa que, en dicho punto, la componente de deformación plástica volumétrica es de signo negativo, lo cual implica que si la deformación de corte continúa, esta debe estar asociada con una expansión del suelo. De la ecuación 23 se observa que una expansión volumétrica provoca una disminución de la presión de preconsolidación  $p_o$ , y una consecuente contracción de la superficie de fluencia.

Dado que la trayectoria de tensiones está gobernada por la ecuación 28, una vez alcanzado el punto B, si se continúa aplicando deformación de corte, deberá disminuir la presión  $p$  hasta alcanzar el estado crítico sobre el punto D. Mientras la muestra recorre la trayectoria BD, la componente de incremento de deformación plástica volumétrica disminuye hasta hacerse nula una vez que se alcanza el estado crítico.

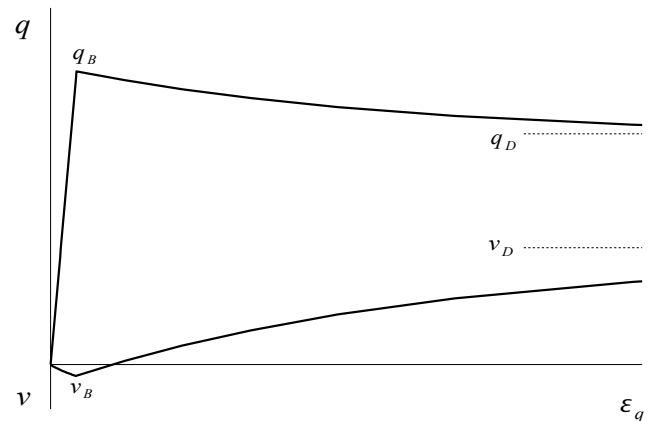


Figura 36. Simulación de un ensayo triaxial drenado de una muestra fuertemente preconsolidada.

En la figura 32 se observa cómo el volumen específico disminuye hasta alcanzar el punto B en el que comienza la deformación plástica y se produce la expansión del suelo hasta alcanzar el volumen crítico.

Como es de esperar, los picos que se observan en la figura 32 no se presentan en los ensayos reales. En estos se da una transición más suave entre el comportamiento elástico y elasto-plástico.

## 2.2 Ensayos no drenados

### 2.2.1 Muestra normalmente consolidada

Durante un ensayo triaxial no drenado, el volumen del suelo permanece constante. Por lo tanto, el incremento de deformación volumétrica total debe ser nulo.

$$\dot{\epsilon}_v = \dot{\epsilon}_v^p + \dot{\epsilon}_v^e = 0 \quad (31)$$

Si se recurre a las ecuaciones 16 y 22 se deduce

$$(\lambda - \kappa) \frac{\dot{p}_o}{vp_o} - \kappa \frac{\dot{p}}{vp} = 0 \quad (32)$$

La ecuación 32 relaciona los incrementos de  $p$  con los cambios de tamaño de la superficie de fluencia. De la ecuación diferencial de la superficie de fluencia (ec. 19) y de la ecuación 32 se deduce

$$\frac{\dot{p}}{p} = \frac{(\lambda - \kappa)}{\lambda} \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \dot{\eta} \quad (33)$$

donde

$$\dot{\eta} = \frac{\dot{q}}{p} - \eta \frac{\dot{p}}{p} \quad (34)$$

La ecuación 33 establece una restricción sobre los incrementos de  $\{p, q\}$  tal que que la deformación se produzca a volumen constante.

Al integrar la ecuación 33 resulta

$$\frac{p_i}{p} = \frac{M^2 + \eta_i^2 \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right)}{M^2 + \eta^2} \quad (35)$$

donde  $\{p_i, \eta_i\}$  representan un estado inicial de tensiones efectivas.

La ecuación 35 establece la forma de la trayectoria de tensiones durante la fluencia en un ensayo no drenado. En la figura 37 se representa la elipse máxima (las proporciones están exageradas con fines didácticos).

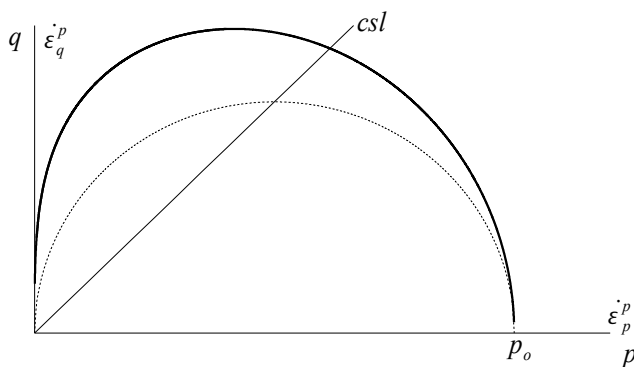


Figura 37. Elipse máxima durante un ensayo no drenado de una muestra normalmente consolidada.

### 2.2.2 Muestra ligeramente preconsolidada

Se consolida isotrópicamente una muestra de suelo hasta una presión  $P_{OB}$  y luego se la descarga, también isotrópicamente, hasta una presión  $P_A$ . A partir de ese punto se comienza un ensayo triaxial de compresión no drenado hasta alcanzar el estado crítico.

En las figuras 38 y 39 se indican las trayectorias de tensiones durante el ensayo.

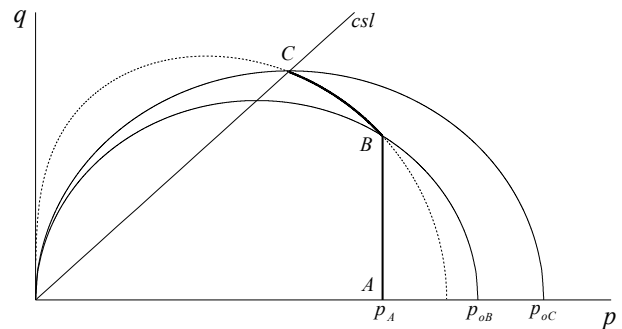


Figura 38. Trayectoria de tensiones durante un ensayo no drenado, muestra preconsolidada.

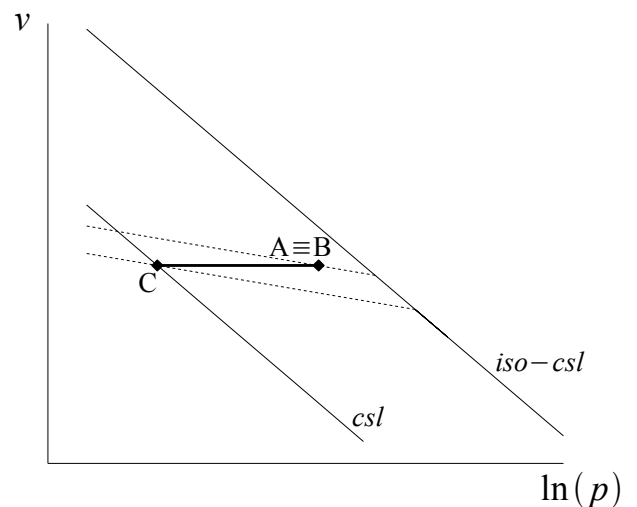


Figura 39. Cambio de presión durante un ensayo no drenado, muestra preconsolidada.

Entre los puntos A y B el suelo se encuentra en estado elástico. Para cualquier estado de tensiones dentro de la superficie de fluencia correspondiente, el incremento de deformación volumétrica plástica es nulo. Por lo tanto, para cumplir con la ecuación 31 el incremento de deformación elástica volumétrica también debe ser nulo. Esto último puede ocurrir, de acuerdo con la ecuación 16, únicamente si la presión  $p$  se mantiene constante. Es por esto que la trayectoria de tensiones es una recta



vertical en el plano  $\{q,p\}$  hasta alcanzar la superficie de fluencia correspondiente en el punto B. Sobre el plano  $\{v,p\}$  la trayectoria AB se reduce a un punto.

A partir del punto B el suelo experimenta deformaciones plásticas. Como el volumen debe mantenerse constante, los incrementos de deformación volumétrica plástica y elástica deben ser de signos opuestos como se ve en la ecuación 31. Por lo tanto, para compensar el incremento de deformación plástica volumétrica producido por la expansión de la superficie de fluencia entre B y C, debe producirse un incremento de deformación elástica volumétrica de signo contrario. De acuerdo con la ecuación 16, para que esto ocurra debe disminuir la presión  $p$ .

Al llegar al punto B, si se continúa aplicando deformación de corte, el suelo intentará contraerse plásticamente, como el volumen es constante dado que se trata de un ensayo no drenado, debe producirse una expansión elástica de igual magnitud.

### 2.2.3 Muestra fuertemente preconsolidada

Si el suelo se encuentra inicialmente en un estado tensional definido por  $\{p,q,p_o\}$  tal que

$$p < p_o/2$$

la fluencia ocurre con  $\eta > M$ .

En este caso el suelo tiende a ablandarse plásticamente, y contrae la superficie de fluencia. La presión efectiva  $p$  debe aumentar para que los incrementos de deformación elástica volumétrica compensen la expansión volumétrica generada por la contracción de la superficie de fluencia.

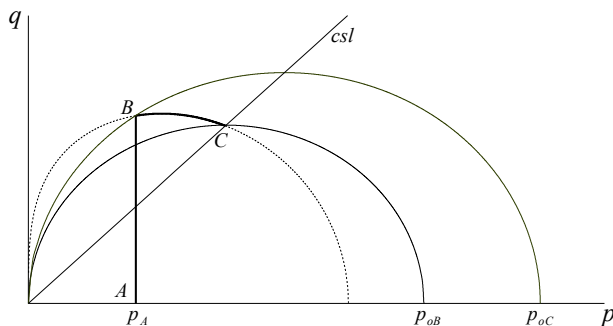


Figura 40. Trayectoria de tensiones, ensayo no drenado de una muestra preconsolidada.

Para el caso particular en que  $\eta=M$ , la fluencia ocurre sin que se produzcan cambios volumétricos, manteniendo la superficie de fluencia constante, y sin que se produzcan cambios en la presión.

### 2.2.4 Presión neutra

La trayectoria de tensiones efectivas es independiente de la trayectoria de tensiones totales, a diferencia de lo que ocurre en los ensayos drenados, donde estas trayectorias son coincidentes. En lo único que difieren los ensayos triaxiales no drenados que siguen diferentes trayectorias de tensiones totales es en la presión neutra generada.

El incremento de presión neutra es

$$\dot{u} = \dot{p}_t - \dot{p} \quad (36)$$

que también puede expresarse como

$$\dot{u} = \dot{p}_t + a \dot{q} \quad (37)$$

Si se igualan las ecuaciones 36 y 37, puede deducirse que el parámetro  $a$  debe ser

$$a = -\frac{\dot{p}}{\dot{q}} \quad (38)$$

Si el suelo se deforma plásticamente puede deducirse la expresión resultante para el parámetro  $a$  de la siguiente manera. Se recurre a la ecuación 19 que puede escribirse como

$$\frac{\dot{p}}{p} + \frac{2\eta}{M^2 + \eta^2} \dot{\eta} - \frac{\dot{p}_o}{p_o} = 0 \quad (39)$$

Si se tiene en cuenta que el incremento de tensión desviadora puede expresarse como

$$\dot{q} = p \dot{\eta} + \eta \dot{p} \quad (40)$$

A partir de las ecuaciones 38, 39 y 40 puede escribirse

$$a = \frac{2\eta(\lambda - \kappa)}{(M^2 + \eta^2)\lambda - 2\eta^2(\lambda - \kappa)} \quad (41)$$

En el caso de un ensayo triaxial de compresión no drenado, se cumple

$$\dot{q} = 3 \dot{p}_t \quad (42)$$

Para ese mismo ensayo, cuando el suelo se encuentra dentro de la superficie de fluencia correspondiente, se deforma elásticamente, y la presión efectiva  $p$  se mantiene constante. Por lo tanto, de las ecuaciones 37, 38 y 42 se deduce

$$a = 0$$

$$\dot{u} = \dot{p}_t = \dot{q}/3$$

En la figura 41 se ilustran las trayectorias de tensiones totales (TSP) y efectivas para una muestra ligeramente preconsolidada que se encuentra dentro de su rango elástico.

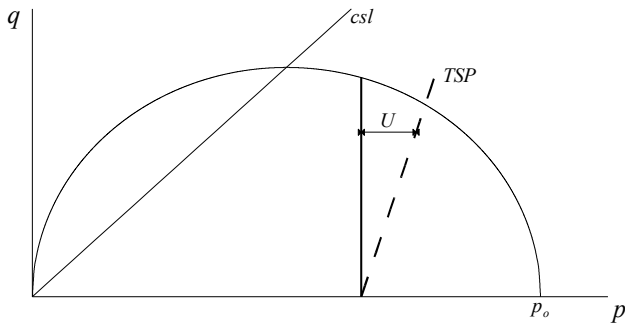


Figura 41. Trayectorias de tensiones totales de un ensayo no drenado.

Se grafica para un ensayo triaxial de compresión no drenado, la presión neutra en función de la deformación específica de corte. Se distinguen tres casos: muestra normalmente consolidada (Figura 42), ligeramente preconsolidada (Figura 43) y fuertemente preconsolidada (Figura 44). La presión neutra ha sido separada en dos partes, por un lado el aumento de presión neutra debido al aumento de presión total  $p$  ( $u_1$ ), sobre la que el suelo no tiene ningún tipo de influencia, y por otro lado, el aumento de presión neutra debido a la imposibilidad de que se produzcan deformaciones volumétricas en el suelo ( $u_2$ ), donde

$$u_1 = \dot{p}_t \quad (43)$$

$$u_2 = -\dot{p} \quad (44)$$

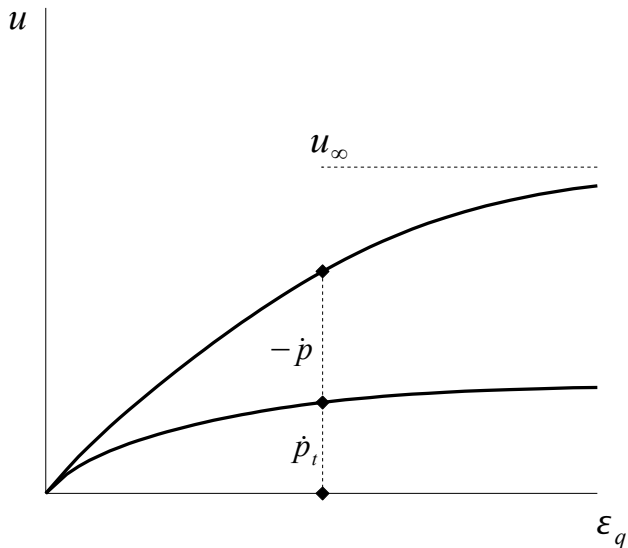


Figura 42. Evolución de la presión neutra, muestra normalmente consolidada.

Mientras la muestra se encuentra dentro de su rango elástico, el aumento de presión neutra se debe únicamente al aumento de presión total ya que durante esta etapa la presión efectiva se mantiene constante (trayectoria AB, figuras 43 y 44).

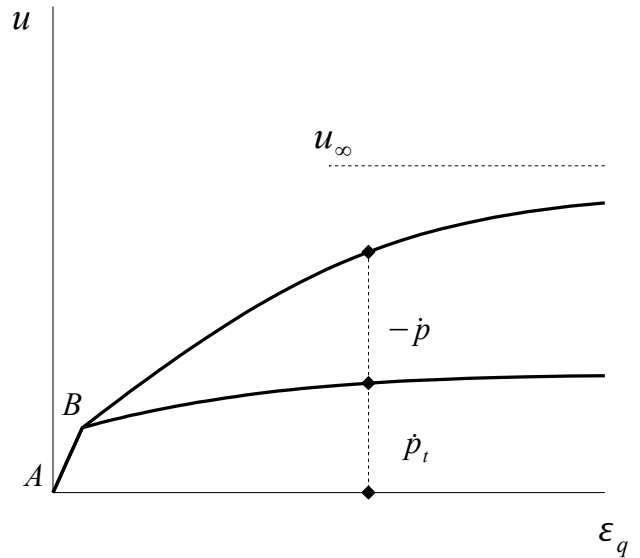


Figura 43. Evolución de la presión neutra, muestra ligeramente preconsolidada.

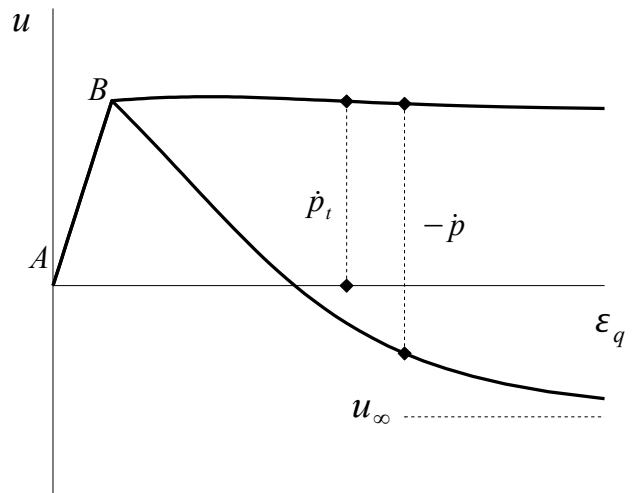


Figura 44. Evolución de la presión neutra, muestra fuertemente preconsolidada.

Cuando comienzan las deformaciones plásticas en la muestra fuertemente preconsolidada, la presión efectiva aumenta para que la expansión plástica generada por la contracción de la superficie de fluencia sea compensada por una contracción elástica. Este aumento de presión efectiva genera una presión neutra de signo negativo (ecuación 44) que se opone a la presión neutra previamente generada por el aumento de presión total.

### 2.3 Comentario sobre resistencia pico

Según el modelo *Cam Clay*, todos los ensayos alcanzan eventualmente un estado crítico. Sin embargo, las muestras fuertemente preconsolidadas alcanzan previamente un valor pico de tensión

desviadora  $q$  seguido de una caída de dicha tensión hasta alcanzar el estado crítico. Esto se explica porque la superficie de fluencia en el plano  $p; q$  está sobre la línea de estado crítico, para altos valores de OCR. Si se llevan a cabo una serie de ensayos drenados de compresión triaxial convencional sobre muestras con distintos valores de OCR, pero que fueron consolidadas isotrópicamente bajo una misma presión  $p_o$ , se obtiene una curva de valores máximos de tensión desviadora  $q$  como la que se muestra en la Figura 45.

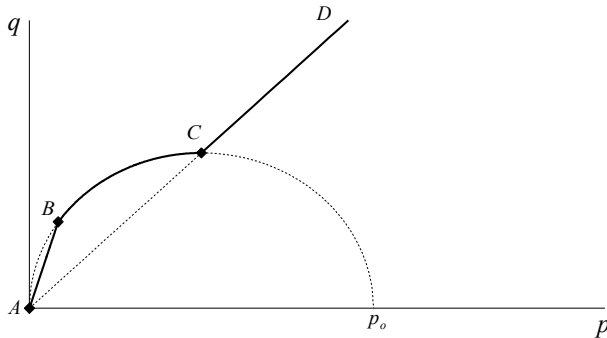


Figura 45. Envolvente de los valores máximos de tensión desviadora  $q$

Las muestras normalmente consolidadas o ligeramente preconsolidadas, alcanzan su máxima tensión desviadora en coincidencia con su estado crítico (tramo CD de la curva de la Figura 45). Las muestras fuertemente preconsolidadas, en cambio, alcanzan una tensión desviadora pico cuando su trayectoria de tensiones, definida por la ecuación 28, se intersecta con la superficie de fluencia inicial, definida por la presión de preconsolidación  $p_o$  (tramo BC de la curva). La recta AB representa un límite para la superficie de fluencia elíptica definida por el Cam Clay, que surge de aceptar que la muestra no puede tomar tensiones de tracción. Una muestra, cuya presión de confinamiento  $\sigma_c$  fuera nula debería seguir una trayectoria de tensiones definida por la ecuación 28 que resultaría en una recta como la AB de la Figura. Cualquier estado de tensiones a la izquierda de la línea AB implicaría una presión de confinamiento negativa, inadmisibles para la muestra ya que esta no puede tomar tensiones de tracción. Esta línea representa la línea de rotura por tracción.

Si se repitieran los ensayos descritos anteriormente pero para varias presiones de preconsolidación, las muestras con bajos valores de OCR alcanzarían su máxima tensión desviadora sobre la línea de estado crítico. En cambio, las muestras fuertemente preconsolidadas alcanzarían un valor pico de  $q$  sobre tramos de diferentes superficies de fluencia. Éstos estados pico, para las distintas historias de carga, se agruparían sobre la zona OTC de la Figura 46

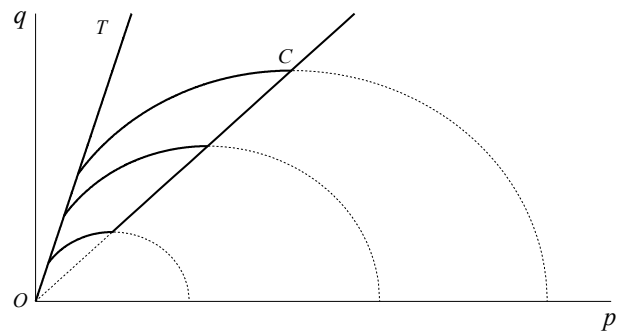


Figura 46. Envolvente de los valores máximos de tensión desviadora  $q$  para distintas historias de carga

Si la Figura 47 se representa en los ejes adimensionales  $q/p_o$ ;  $p/p_o$ , donde  $p_o$  es la presión de preconsolidación correspondiente a cada superficie de fluencia, las curvas de la región OTC se convierten en una sola curva (Figura 47)

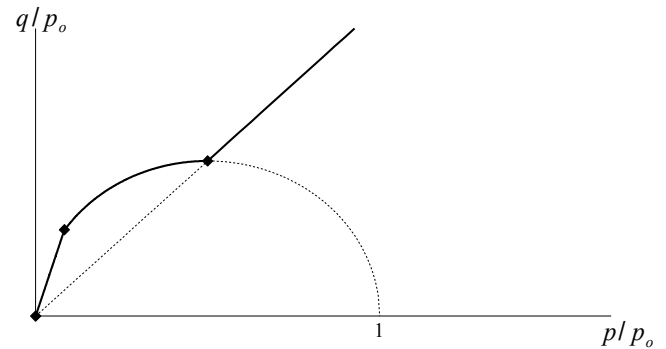


Figura 47. Tensiones pico normalizadas respecto de  $p_o$

Otra alternativa es representar la Figura 46 en los ejes adimensionales  $q/p_c$ ,  $p/p_c$ . Donde  $p_c$  es la presión equivalente, definida en el capítulo de *Introducción a la teoría de la plasticidad*, correspondiente al volumen específico que tiene la muestra cuando alcanza su valor máximo de  $q$ . Esta presión equivalente responde a la siguiente ecuación

$$\ln(p_c) = \frac{\Gamma - v}{\lambda} \quad (6).bis$$

Es posible demostrar matemáticamente que, de acuerdo con el Cam Clay, en dicha representación, los estados picos se agrupan en una única curva como la BC de la Figura 48.

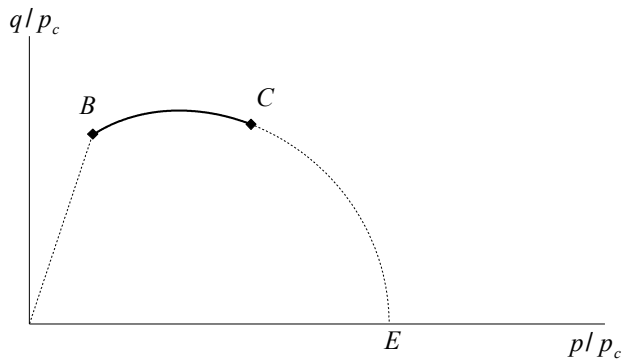


Figura 48. Tensiones pico normalizadas respecto de  $p_c$

En la figura el punto C representa la línea de estado crítico ( $p/p_c=1$ ) y el punto E representa la línea de compresión normal (NCL)

La evidencia experimental sugiere que, aunque el *Cam Clay* indica correctamente que en las muestras fuertemente preconsolidadas es de esperar un pico de tensión desviadora  $q$ , las tensiones pico que predice el modelo son demasiado elevadas. En su lugar, los estados pico sobre muestras fuertemente preconsolidadas se agrupan en una línea en el plano  $p; q$  que responde a la ecuación

$$\frac{q}{p_c} = H_p \frac{p_p}{p_c} + G_p \quad (45)$$

En la Figura 49 se representa dicha línea en el plano  $p/p_c; q/p_c$ .

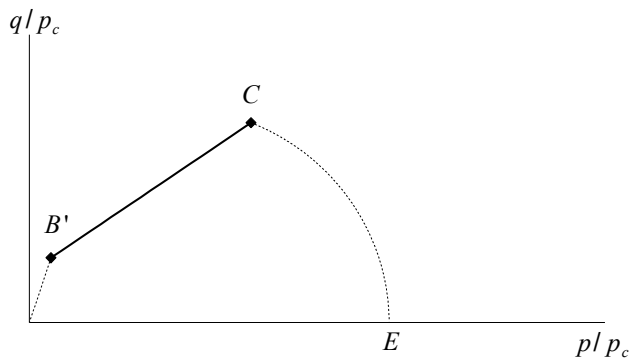


Figura 49. Envolvente de tensiones pico en el plano  $p/p_c; q/p_c$ .

En el espacio tridimensional  $q; p; v$ , la ecuación 45 representa una superficie que define los posibles estados de falla pico. Esta superficie se conoce como superficie de Hvorslev. En la Figura 50 se representan los estados límites en el espacio tridimensional  $q; p; v$ ; que surgen del *Cam Clay* y de la superficie de Hvorslev.

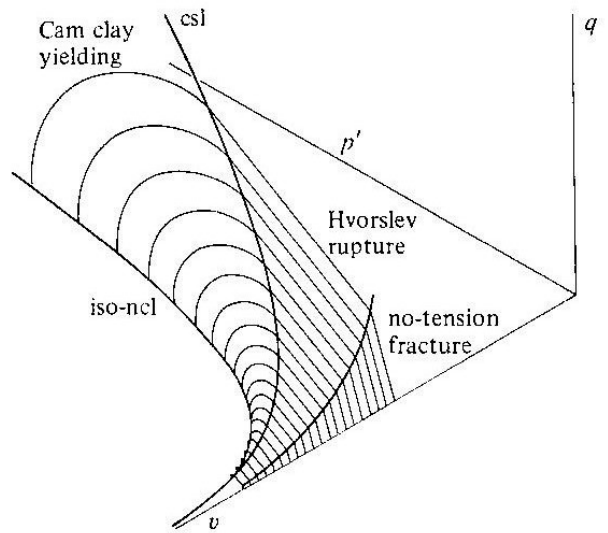


Figura 50. Superficies de estados límite [Wood, D. M. (1990)]

En términos de un ensayo de corte directo, la ecuación 32 puede escribirse de la siguiente forma

$$\frac{\tau_h}{\sigma_{ve}} = c_{ve} + \frac{\sigma_v}{\sigma_{ve}} \operatorname{tg} \phi_e$$

Donde  $\sigma_{ve}$  es la presión equivalente de consolidación (compresión edométrica);  $\tau_h$  es la tensión de corte en el plano de deslizamiento;  $\sigma_v$  es la tensión vertical actuante en dicho plano.

Si se compara esta línea de estados pico con el criterio de rotura de Mohr-Coulomb

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi$$

Resulta

$$c = c_{ve} \sigma_{ve}$$

$$\phi = \phi_e$$

Es decir, que el término de cohesión  $c$  a usar en el criterio de Mohr-Coulomb depende linealmente de la tensión de consolidación equivalente. A su vez, esta tensión está relacionada con el volumen específico de la muestra en el instante en que alcanza el estado pico en forma semejante a lo expresado por la ecuación 6.bis. De esto resulta que la cohesión aumenta exponencialmente con el aumento del volumen específico o, lo que es lo mismo, con la disminución de la humedad.

# Ejercicio de Cam Clay



E5.1 “Soil behaviour and Critical State Soil Mechanics, Muir Wood, David”

## 1 DESCRIPCIÓN DEL ENSAYO

Una muestra de arcilla amasada se coloca en una cámara triaxial donde es comprimida anisotrópicamente, sin permitir que se produzcan deformaciones radiales, con una presión vertical efectiva  $\sigma_v=156\text{Kpa}$  (Punto  $A_0$ ). El valor del coeficiente de empuje lateral de tierra  $K_0$  medido durante el ensayo es  $K_0=0.65$ . Luego, la muestra es descargada hasta una presión vertical efectiva  $\sigma_v=100\text{ Kpa}$  (Punto A). En ese punto, el coeficiente de presión de tierra lateral resulta  $K_0=1.0$ .

Se aumenta la tensión desviadora hasta 60 Kpa sin permitir el drenaje de la muestra (Punto B) a través de un ensayo triaxial de compresión convencional. A continuación, sin provocar cambios en la presión total se permite el drenaje hasta que se disipe la presión neutra. Durante este proceso, se producen deformaciones plásticas (Punto C) hasta que la presión neutra se anula (Punto D).

## 2 DETERMINACIONES A REALIZAR

a) Se desea determinar las deformaciones radiales y axiales específicas en cada etapa del ensayo AB, BC, CD. Se asume que el comportamiento de la arcilla puede ser modelado mediante el modelo *Cam Clay* con los siguientes valores de los parámetros del suelo  $M=0.9$ ,  $\lambda=0.19$ ,  $\kappa=0.06$ ,  $N=2.88$ ,  $G=2500\text{kPa}$ .

b) Se desea comparar las tensiones alcanzadas en ensayos triaxiales convencionales drenados y no drenados cuyo estado inicial sea el determinado por el Punto D.

## 3 DESARROLLO

### 3.1 Estados de tensiones

#### 3.1.1 Etapa $A_0A$

En la Figura 51 se representa la trayectoria de tensiones efectivas que recorre la muestra hasta alcanzar el estado A.

La trayectoria de tensiones se representa mediante una línea punteada ya que solo se conocen con certeza los estados finales e iniciales.

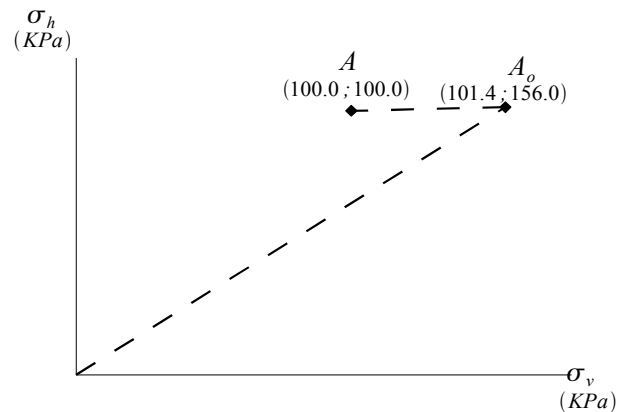


Figura 51: Trayectoria de tensiones iniciales

En términos de los parámetros  $\{p,q\}$  puede escribirse

$$p = (1 + 2K_0)\sigma_v / 3$$

$$q = \sigma_v(1 - K_0)$$

En la Figura 52 se representa la misma trayectoria de tensiones en términos de  $\{p,q\}$ .

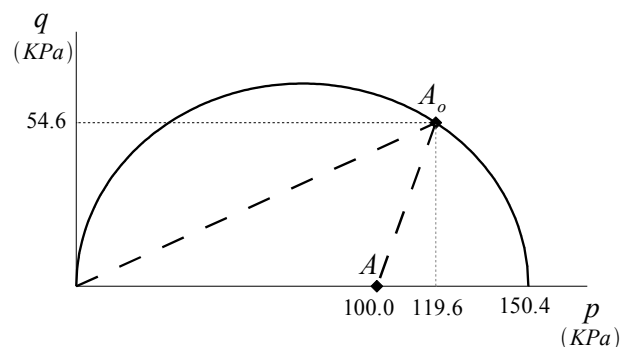


Figura 52: Trayectoria de tensiones iniciales en el plano  $\{p,q\}$

Al alcanzar el estado definido por el punto  $A_0$ , la muestra se encuentra sobre la superficie de fluencia definida por la presión de preconsolidación  $p_{0A_0}$  que puede determinarse como

$$p_{oAo} = \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} p \quad (46)$$

$$p_{oAo} = \frac{0.9^2 + \left(\frac{54.6}{119.6}\right)^2}{0.9^2} 119.6 \text{KPa}$$

$$p_{oAo} = 150.37 \text{KPa}$$

### 3.1.2 Etapa AB

Es necesario determinar si el estado de tensiones definido por el Punto B está dentro del rango elástico. Se determina la elipse pasante por dicho punto, definida por la presión  $p_o$  correspondiente.

$$p_B = 100 \text{KPa}$$

$$q_B = 60.0 \text{KPa}$$

$$p_o = \frac{0.9^2 + \left(\frac{60}{100}\right)^2}{0.9^2} 100 \text{KPa}$$

$$p_o = 144.4 \text{KPa}$$

Al ser  $p_o$  menor a la presión de preconsolidación alcanzada en el punto  $A_o$ , el estado definido en B está dentro del rango elástico.

Como la etapa AB se realiza en forma no drenada y dentro del rango elástico, la presión efectiva  $p$  se mantiene constante. En la Figura 53 se representa la trayectoria de tensiones AB tanto efectivas (ESP) como totales (TSP).

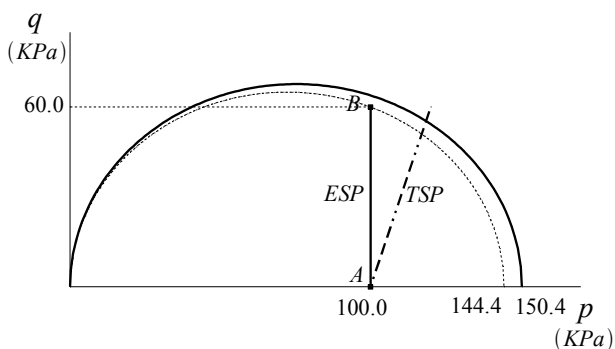


Figura 53: Trayectoria de tensiones AB efectivas y totales

### 3.1.3 Etapa BC

Durante esta etapa se permite el drenaje de la muestra a presión total constante. De esta manera, se incrementa el valor de la presión efectiva  $p$  mientras que la tensión desviadora  $q$  se mantiene constante ya

que esta última es independiente de la magnitud de la presión neutra. En el estado definido por el Punto C comienzan las deformaciones plásticas, por lo tanto, éste punto debe encontrarse sobre la elipse definida por  $p_o = 150.4 \text{KPa}$ . Es posible determinar la presión efectiva  $p$  en C a través de la ecuación (46), de donde resulta

$$p^2 M^2 - M^2 p_o p + q^2 = 0$$

$$p^2 0.9^2 - 0.9^2 (150.37 \text{KPa}) p + (60 \text{KPa})^2 = 0$$

La presión efectiva en C resulta  $p = 109.95 \text{KPa}$ .

En la Figura 54 se representa la trayectoria de tensiones BC

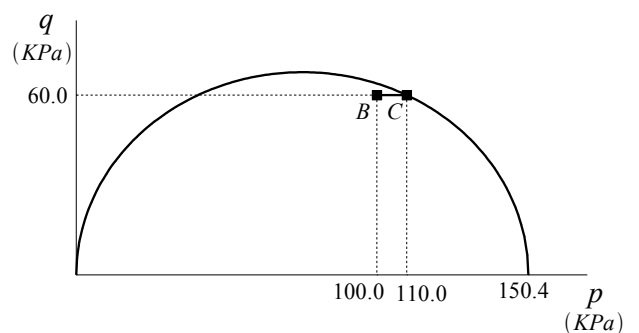


Figura 54: Trayectoria de tensiones efectivas BC

### 3.1.4 Etapa CD

Durante esta etapa se continúa el drenaje de la muestra hasta que se disipan totalmente las presiones neutras. De esta manera los estados de tensiones totales y efectivas en D son coincidentes. Durante esta etapa, se producen deformaciones plásticas y se expande la superficie de fluencia.

El estado de tensiones definido por el Punto D puede determinarse si se conoce la trayectoria de tensiones totales durante el transcurso de todas las etapas, AB, BC, CD. Dado que se trata de un ensayo triaxial de compresión convencional, la trayectoria de tensiones totales está definida por la siguiente ecuación

$$\dot{p}_T = \dot{q}/3 \quad (47)$$

Si se integra esta ecuación entre los puntos A y D puede determinarse el estado de tensiones en D.

$$\int_A^D \dot{p}_T dt = \int_A^D \frac{1}{3} \dot{q} dt$$

$$\int_A^D \dot{p}_T dt = \int_A^B \dot{p}_T dt + \int_B^C \dot{p}_T dt + \int_C^D \dot{p}_T dt$$

$$\int_A^D \dot{p}_T dt = \int_A^B \dot{p}_T dt + 0 + 0$$

$$p_{TB} - p_{TA} = \frac{1}{3}(q_D - q_A)$$

$$p_{TB} = \frac{1}{3}(60 \text{ kPa} - 0 \text{ kPa}) + 100.0 \text{ kPa}$$

$$p_{TB} = 120 \text{ kPa}$$

La nueva superficie de fluencia queda definida por el valor de  $p_{oD}$ , que puede calcularse como

$$p_{oD} = \frac{M^2 + \eta_D^2}{M^2} p_D$$

$$p_{oD} = \frac{0.9^2 + \left(\frac{60.0}{120.0}\right)^2}{0.9^2} 120.0 \text{ KPa}$$

$$p_{oD} = 157.0 \text{ KPa}$$

En la Figura 55 se grafica la trayectoria de tensiones definitiva con todas sus etapas.

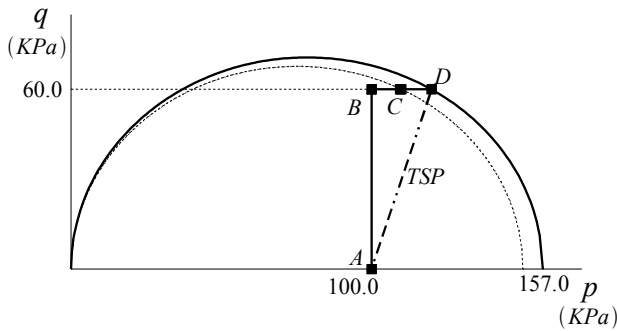


Figura 55: Trayectoria de tensiones efectivas y totales AD

En la Tabla 1 Se resumen los estados de tensiones alcanzados en cada etapa de ensayo

Tabla 1: Estados de tensiones

Punto	$p$ [kPa]	$q$ [kPa]
Ao	119.6	54.6
A	110.0	0.0
B	100.0	60.0
C	110.0	60.0
D	120.0	60.0

### 3.2 Deformaciones específicas

Se procede a determinar las deformaciones específicas producidas durante el ensayo, entre los Puntos A y D.

### 3.3 Etapa AB

Esta etapa se desarrolla en régimen elástico por lo que las deformaciones volumétricas y de corte están desacopladas y responden a la siguiente relación

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\kappa}{\nu p} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix}$$

A lo largo de esta trayectoria, el aumento de la tensión desviadora se produce en forma no drenada, por lo tanto, la muestra no experimenta cambios volumétricos.

$$\dot{\varepsilon}_v = 0$$

A su vez, como la muestra está dentro de su rango elástico, la componente plástica de las deformaciones de corte es nula. De esto resulta

$$\dot{\varepsilon}_q^p = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_q = \dot{\varepsilon}_q^e + \dot{\varepsilon}_q^p = \dot{\varepsilon}_q^e$$

$$\dot{\varepsilon}_q^e = \frac{1}{3G} \dot{q} \quad (48)$$

Si se integra la ecuación (48) pueden determinarse las deformaciones de corte

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3G} (q_B - q_A)$$

$$\varepsilon_q = \frac{1}{3(2500 \text{ KPa})} (60 \text{ KPa} - 0 \text{ KPa})$$

$$\varepsilon_q = 0.8 \%$$

Las deformaciones axiales y radiales pueden determinarse a través de las siguientes relaciones

$$\varepsilon_q = \frac{2}{3}(\varepsilon_a - 2\varepsilon_r) \quad (49)$$

$$\varepsilon_v = \frac{1}{3}(\varepsilon_a + 2\varepsilon_r) \quad (50)$$

Como la deformación volumétrica es nula, resulta

$$\varepsilon_a = -2\varepsilon_r$$

$$\varepsilon_r = -\frac{3}{8}\varepsilon_q$$

De manera que

$$\varepsilon_r = -0.3\%$$

$$\varepsilon_a = 0.6\%$$

La muestra se comprime en sentido axial y se dilata en sentido radial. Debe disminuir su altura y aumentar su radio en la proporción que sea necesaria para mantener su volumen constante.

### 3.4 Etapa BC

La trayectoria de tensiones BC también se desarrolla dentro del rango elástico, por lo que no se producen deformaciones plásticas. Como la tensión desviadora  $q$  se mantiene constante, las deformaciones de corte son nulas

$$\dot{\varepsilon}_q = 0$$

En esta etapa se permite el drenaje de la muestra, por lo que ésta experimenta deformaciones volumétrica elásticas. Las deformaciones volumétricas se definen como

$$\dot{\varepsilon}_v = -\frac{\dot{v}}{v_i}$$

donde  $v_i$  es el volumen inicial. Para este ejercicio se adopta como volumen inicial el que tiene la muestra en el Punto A que puede determinarse como

$$v_i = v_A = N - \lambda \ln\left(\frac{P_A}{P_{ref}}\right) + \kappa \ln\left(\frac{P_{oA}}{P_A}\right)$$

$$v_A = 2.88 - 0.19 \ln\left(\frac{100.0}{1.0}\right) + 0.06 \ln\left(\frac{150.4}{100.0}\right)$$

$$v_A = 2.03$$

La deformación volumétrica elástica se calcula como

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \kappa \frac{\dot{p}}{p v_i} \quad (51)$$

Si se integra la ecuación 51 resulta

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v_i} \int_B^C \frac{\dot{p}}{p} dt$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v_i} \ln\left(\frac{P_C}{P_B}\right)$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{0.06}{2.03} \ln\left(\frac{110.0}{100.0}\right)$$

$$\varepsilon_v^e = 0.28$$

Se determinan las deformaciones axiales y radiales a partir de las ecuaciones 49 y 50

$$\varepsilon_r = \frac{3}{4}\varepsilon_v$$

$$\varepsilon_r = \frac{3}{4}0.28\% = 0.21\%$$

$$\varepsilon_a = 2\varepsilon_r$$

$$\varepsilon_a = 2 \times 0.21\% = 0.42\%$$

La muestra se comprime axial y radialmente. Las deformaciones axiales y radiales deben ser del mismo signo para evitar que se produzcan distorsiones (deformaciones por corte) que no pueden ocurrir en régimen elástico a tensión desviadora  $q$  constante.

### 3.5 Etapa CD

Se continua con el drenaje de la muestra hasta que se disipa totalmente la presión neutra. La muestra experimenta deformaciones plásticas de manera que los efectos volumétricas y de corte no se encuentran desacoplados. La componente elástica del incremento de deformación de corte es nula, ya que la tensión desviadora se mantiene constante durante toda la etapa, de donde resulta

$$\dot{\varepsilon}_q = \dot{\varepsilon}_q^p$$

El incremento de deformación volumétrica posee una componente plástica y otra elástica de manera que

$$\dot{\varepsilon}_v = \dot{\varepsilon}_v^p + \dot{\varepsilon}_v^e$$

Los incrementos de deformaciones plásticas responden a la siguiente relación matricial



$$\begin{pmatrix} \dot{\varepsilon}_v^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p \end{pmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{pv_i(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{pmatrix}$$

Como la variación de la tensión desviadora es nula resulta

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{pv_i(M^2 + \eta^2)} (M^2 - \eta^2) \dot{p} \quad (52)$$

$$\dot{\varepsilon}_q^p = \frac{\lambda - \kappa}{pv_i(M^2 + \eta^2)} 2\eta \dot{p} \quad (53)$$

Durante esta etapa, la superficie de fluencia se expande, de forma que, para cada valor de presión efectiva  $p$ , la presión de preconsolidación que define la superficie de fluencia en ese instante resulta

$$p_o = \frac{M^2 + \eta^2}{M^2} p$$

Si se integra la ecuación 52 resulta

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{v_A} \int_C^D \frac{M^2 - \eta_{[p]}^2}{(M^2 + \eta_{[p]}^2)} \frac{\dot{p}}{p} dt$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{\lambda - \kappa}{v_A} \ln \left( \frac{M^2 p_D^2 + q^2 p_C}{M^2 p_C^2 + q^2 p_D} \right)$$

$$\varepsilon_v^p = \frac{0.19 - 0.06}{2.03} \ln \left( \frac{0.9^2 120^2 + 60^2 110}{0.9^2 110^2 + 60^2 120} \right)$$

$$\varepsilon_v^p = 0.28\%$$

Se producen deformaciones volumétricas plásticas de compresión ya que en la trayectoria CD se expande la superficie de fluencia, lo cuál está asociado con una disminución del volumen específico de la muestra.

Si se integra la ecuación 53 resulta

$$\varepsilon_q^p = 2 \frac{\lambda - \kappa}{Mv_i} \left( \operatorname{tg}^{-1} \left( M \frac{p_D}{q} \right) - \operatorname{tg}^{-1} \left( M \frac{p_C}{q} \right) \right)$$

$$\varepsilon_q^p = 2 \frac{0.19 - 0.06}{0.9 \times 2.03} \left( \operatorname{tg}^{-1} \left( 0.9 \frac{120}{60} \right) - \operatorname{tg}^{-1} \left( 0.9 \frac{110}{60} \right) \right)$$

$$\varepsilon_q^p = 0.54\%$$

La componente elástica de la deformación plástica se calcula, a partir de la integración de la ecuación 51, como

$$\varepsilon_v^e = \frac{\kappa}{v_A} \ln \left( \frac{p_D}{p_C} \right)$$

$$\varepsilon_v^e = \frac{0.06}{2.03} \ln \left( \frac{120}{110} \right)$$

$$\varepsilon_v^e = 0.26\%$$

Ocurre una deformación volumétrica elástica de compresión ya que en la trayectoria CD se produce un aumento de la presión efectiva  $p$ .

La deformación volumétrica total para esta etapa resulta

$$\varepsilon_v = 0.26\% + 0.28\% = 0.54\%$$

Se determinan las deformaciones axiales y radiales a partir de las ecuaciones 49 y 50

$$\varepsilon_r = \frac{3}{4} \left( \varepsilon_v - \frac{1}{2} \varepsilon_q \right)$$

$$\varepsilon_r = \frac{3}{4} (0.54\% - \frac{1}{2} 0.54\%) = 0.20\%$$

$$\varepsilon_a = \frac{3}{2} \left( \varepsilon_v + \frac{1}{2} \varepsilon_q \right)$$

$$\varepsilon_a = \frac{3}{2} (0.54\% + \frac{1}{2} 0.54\%) = 1.22\%$$

En la Tabla 2 se resumen las deformaciones axiales y radiales de cada etapa y las deformaciones acumuladas

Tabla 2: Deformaciones volumétricas

Punto	$\varepsilon_a$	$\varepsilon_r$	$\Sigma \varepsilon_a$	$\Sigma \varepsilon_r$
	[%]	[%]	[%]	[%]
A	-	-	-	-
B	0.60	-0.30	0.60	-0.30
C	0.42	0.21	1.02	-0.09
D	1.22	0.20	2.24	0.11

### 3.6 Ensayo drenado

Se realiza un ensayo triaxial convencional de compresión drenado a partir del punto D. La muestra alcanzará el estado crítico (Punto E) cuando se cumpla

$$\eta = M = 0.9 \quad (54)$$

Por ser un ensayo de compresión drenado debe cumplirse con la ecuación 47. El punto de intersección de la línea de estado crítico definida por la ecuación 54 con la trayectoria de tensiones

efectivas, representa el estado de tensiones crítico alcanzado al final del ensayo. Si se integra la ecuación 47 y se la vincula con la ecuación 54 se tiene

$$p_{cr} - p_D = (q_{cr} - q_D) 1/3$$

$$q_{cr} = 0.9 p_{cr}$$

De manera que

$$p_{cr} = (3p_D - q_D) / 2.1$$

$$p_{cr} = (3 \times 120 \text{KPa} - 60 \text{KPa}) / 2.1$$

$$p_{cr} = 142.86 \text{KPa}$$

$$q_{cr} = 128.57 \text{KPa}$$

En la Figura 56 se grafica la trayectoria de tensiones que recorre la muestra hasta alcanzar el estado crítico.

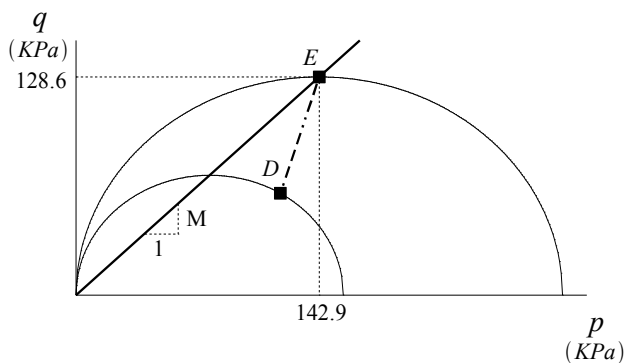


Figura 56: Trayectoria de tensiones de ensayo drenado de compresión triaxial convencional

### 3.7 Ensayo no drenado

Sobre una muestra similar se realiza un ensayo triaxial de compresión no drenado, partiendo también desde el Punto D.

La forma de la trayectoria de tensiones durante la fluencia en un ensayo no drenado queda definida por la siguiente ecuación

$$\frac{p_i}{p} = \frac{M^2 + \eta^2 \left(\frac{\lambda - \kappa}{\lambda}\right)}{M^2 + \eta_i^2} \quad (55)$$

Donde  $\{p_i, \eta_i\}$  representan un estado inicial de tensiones efectivas. En este caso el estado inicial es el definido por el punto D.

El ensayo finaliza cuando la muestra alcanza el estado crítico (Punto F). Esto ocurre cuando se cumple la ecuación 54.

Si se vinculan las ecuaciones 54 y 55 puede determinarse el estado de tensiones final.

$$p_{cr} = \frac{2M^2}{M^2 + \eta_i^2} \left(\frac{\kappa - \lambda}{\lambda}\right) p_i$$

$$p_{cr} = \frac{2(0.9)^2}{0.9^2 + \left(\frac{60}{120}\right)^2} \left(\frac{0.06 - 0.19}{0.19}\right) 120 \text{KPa}$$

$$p_{cr} = 89.8 \text{KPa}$$

$$q_{cr} = 80.8 \text{KPa}$$

En la Figura 57 se representa la trayectoria DF

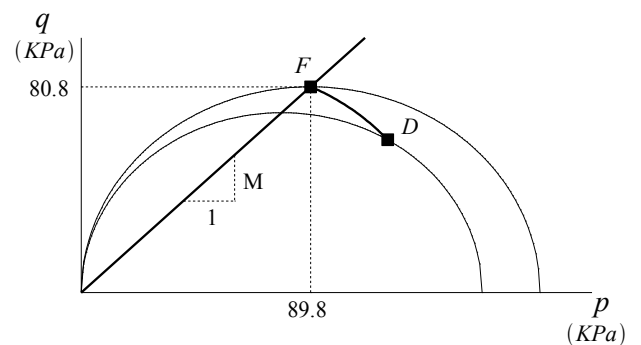


Figura 57: Trayectoria de tensiones de ensayo no drenado de compresión triaxial convencional

### 3.8 Simulación numérica

Se reproducen ambos ensayos triaxiales en forma numérica utilizando el método de los elementos finitos. Se usa el modelo constitutivo *Soft soil model* disponible en Plaxis [Vermeer, P. (1995)]. En la Figura 58 se presenta el esquema geométrico empleado, en el que se modela un cuarto de muestra en simetría radial.

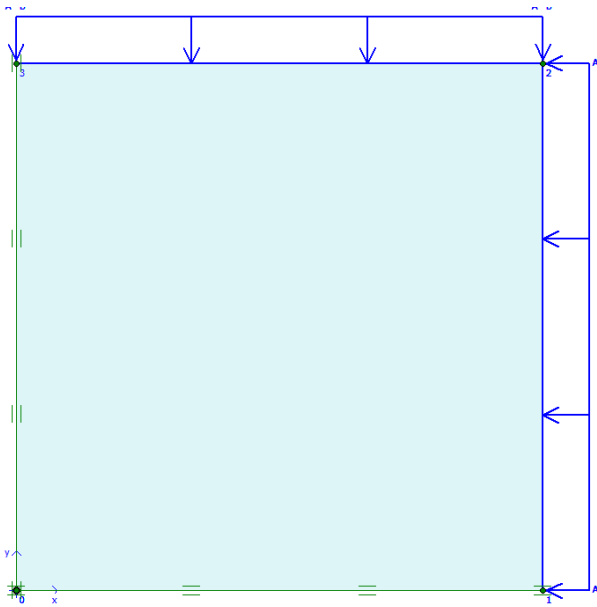


Figura 58: Esquema geométrico

En este caso se observa una pequeña diferencia en el resultado final del ensayo calculado mediante el modelo de elementos finitos y los resultados calculados analíticamente.

En la Figura 59 se grafican las trayectorias de tensiones del ensayo drenado

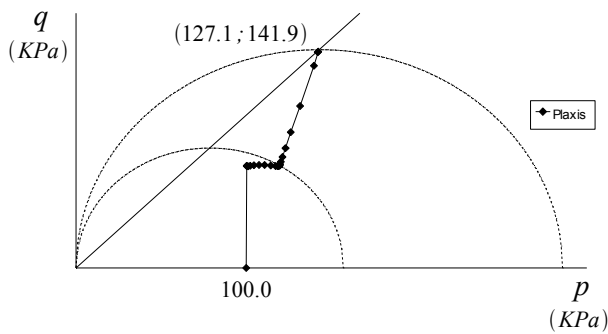


Figura 59: Simulación numérica; ensayo drenado

Puede observarse que la modelación numérica se ajusta a los resultados calculados en forma analítica.

En la Figura 60 se grafican las trayectorias de tensiones del ensayo no drenado.

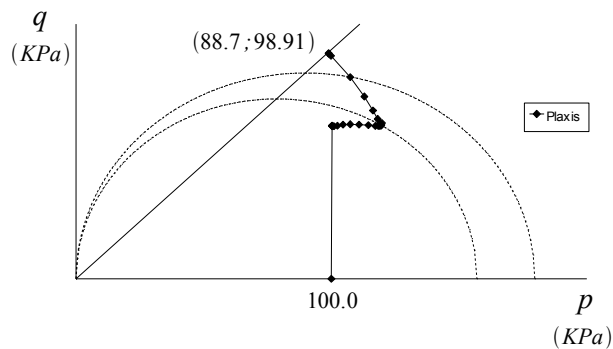


Figura 60: Simulación numérica; ensayo no drenado

## 1 INTRODUCCIÓN

Lo que sigue fue tomado de las referencias bibliográficas [Sfriso, A. (1997)]; [Núñez, E (1997)]; [Bolognesi, A. y O. Moretto (1959).]

### 1.1 Ubicación geográfica

La formación del PostPampeano está compuesta por limos y arcilla de mediana y alta plasticidad depositados bajo agua en ambientes marítimos y fluviales. Se extiende sobre la ribera occidental del Rio de la Plata y las márgenes y delta del Rio Paraná

En la ribera del Rio de La Plata los suelos de la formación Pampeano forman una barranca de entre diez y quince metros de altura. La formación Pampeano pierde rápidamente espesor en un ancho de entre uno y dos kilómetros, y es cubierta por limos y arcillas blandas producto de la sedimentación fluvial. En la Figura 61 se esquematiza el perfil

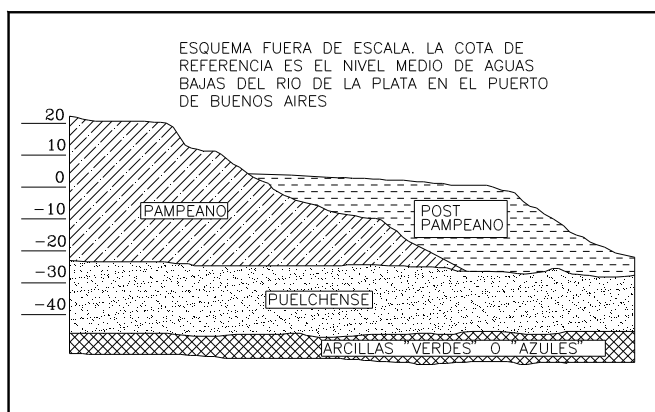


Figura 61: Esquema simplificado de la ribera del Rio de la Plata en la Ciudad de Buenos Aires [Sfriso, A. (1997)]

El límite geográfico natural que representa el Riachuelo al Sur de la Ciudad de Buenos Aires, posee una amplio valle natural de inundación con rellenos fluviales recientes. La formación del PostPampeano en esta zona posee algunas características estratigráficas propias que difieren del PostPampeano del Paraná inferior.



Figura 62: Imagen satelital del delta del Rio Paraná y de la Ciudad de Buenos Aires

### 1.2 Uso del suelo

En toda la región descrita se encuentran implantadas numerosas terminales portuarias, refineries petrolíferas, centrales de generación, industrias pesadas, terminales automotrices, altos hornos, plantas siderúrgicas e importantes asentamientos. Es por esto que el estudio de las características físicas y mecánicas del suelo es de vital importancia económica.

### 1.3 Historia geológica

La edad de los depositos del Holoceno (última y actual época del período cuaternario) que dan lugar a la formación del PostPampeano es relativamente reducida. Se extiende hasta aproximadamente cincuenta mil años.

## 2 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

Existen dos sectores distintos de la formación del PostPampeano que se corresponden a los suelos erosionados y redepositados por el Paraná sobre su margen y sobre su delta y a los suelos transportados por el Riachuelo y otros pequeños cursos de agua que desembocan directamente en el Río de la Plata.

### 2.1 Paraná interior

Existen tres horizontes diferenciados. En primer lugar se encuentran arcillas y limos de deposición fluvial de baja y mediana plasticidad hasta una profundidad que varía entre siete y diez metros. Intercalados en este estrato pueden encontrarse delgadas lentes o capas de arena fina subgranular.

El segundo horizonte es un depósito de arcillas de alta plasticidad normalmente consolidadas y moderadamente estructuradas de origen marino con algunas lentes de conchillas intercaladas erráticamente. Estas arcillas se depositaron sobre el tercer horizonte formando depósitos blandos que sufrieron posterior erosión y redeposición.

El tercer estrato está compuesto por la formación Pampeano y por las arenas del Puelchense. Aproximadamente dos kilómetros hacia el Este de las barrancas del Pampeano, estas han sido erosionadas y el segundo horizonte de arcillas de alta plasticidad descansa directamente sobre las arenas densas del Puelchense.

### 2.2 Valle del Riachuelo

Se presentan depósitos de arcillas de alta plasticidad de hasta treinta metros de espesor, que descansan sobre el Pampeano o directamente sobre las arenas del Puelchense. En algunos sectores existen lentes de arcilla compactas intercaladas dentro de la formación, también pueden observarse lentes erráticas de arcillas y limos arenosos superficiales.

### 2.3 Lecho del Río de la Plata sobre la Ciudad de Buenos Aires

Sobre esta zona se presentan espesos mantos aluviales, de limos y arcillas de mediana plasticidad, con lentes arenosas de disposición errática. El espesor de la formación PostPampeano en esta zona, varía entre seis y veinte metros, con valores de resistencia a la penetración entre 0 y 5.

## 3 CARACTERIZACIÓN MECÁNICA E HIDRÁULICA

### 3.1 Clasificación

Para los suelos de la formación PostPampeano se reconocen dos tipos de deposición: marítima y fluvial.

El primer caso se corresponde con arcillas de alta plasticidad, ubicadas en la parte inferior de la formación, con espesores mayores a ocho metros. Estas poseen una granulometría muy fina y uniforme prácticamente sin partículas tamaño arena.

El peso específico de las partículas sólidas de estas arcillas marinas puede estimarse en:

$$\gamma_s = 27.4 \pm 0.4 \text{ kN/m}^3$$

La deposición fluvial se corresponde con las arcillas y limos arenosos superficiales. Este material tiene muy poca plasticidad. La fracción retenida en el tamiz #200 es arena cuarcítica subgranular muy fina y uniforme. Del orden del 40% al 80% del material pasa por el tamiz #200.

Se observa la presencia de cantidades variables de arenas finas y limos no plásticos, junto con fracciones arcillosas en el rango del 10% al 30%.

El peso específico de estos limos y arcillas de deposición fluvial puede estimarse en

$$\gamma_s = 26.2 \pm 0.4 \text{ kN/m}^3$$

Los resultados de numerosos ensayos de clasificación puede observarse sobre la siguiente carta de Casagrande

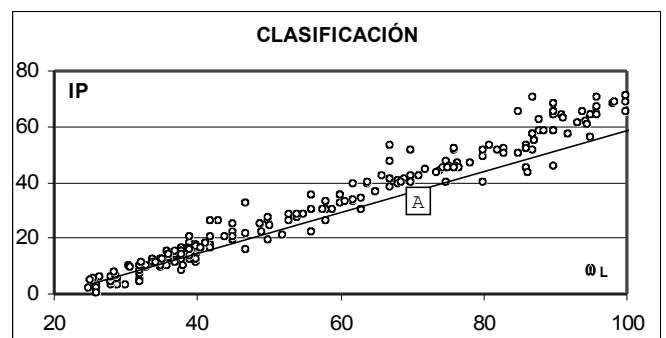


Figura 63: Clasificación; [Sfriso, A. (1997)]

La recta de ajuste se corresponde con la ecuación

$$IP = 0.86(w_L - 23)$$

### 3.2 Permeabilidad

La permeabilidad media obtenida mediante ensayos de consolidación unidimensional se encuentra en el rango entre  $10^{-10}$  a  $10^{-7}$  m/s.

Debido a la presencia de lentes permeables de arena erráticamente distribuidas sobre la formación, la permeabilidad medida en el laboratorio resulta muy inferior a la de campo.

Estas delgadas lentes continuas de arenas finas y arenosas otorgan al depósito una permeabilidad horizontal media muy superior a la permeabilidad vertical.

### 3.3 Consolidación

Los limos y arcillas del PostPampeano están normalmente consolidados anisotrópicamente bajo condiciones de reposo.

En la Figura 64 se grafica el índice de compresión  $C_c$ , obtenido de numerosos ensayos de consolidación unidimensional, en función del límite líquido de las muestras ensayadas.

Los resultados de estos ensayos están aproximadamente comprendidos entre las correlaciones establecidas por Terzaghi [Terzaghi, K. y Peck, R. (1973)] para materiales con un cierto grado de estructuración y la ecuación de Skempton para arcillas amasadas [Terzaghi, K. y Peck, R. (1973)].

$$C_c = 0.009 (w_L - 10) \pm 30 \quad \text{Terzaghi}$$

$$C_c = 0.007 (w_L - 10) \pm 30 \quad \text{Skempton}$$

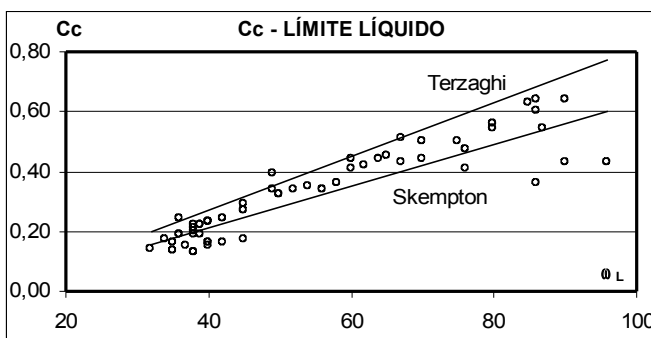


Figura 64: Índice de compresión vs. Límite Líquido [Sfriso, A. (1997)]

En los suelos de origen marino es apreciable el desarrollo de una presión de preconsolidación aparente por envejecimiento. Los resultados de ensayos muestran un OCR entre 1.3 y 1.

La estructuración por envejecimiento es consecuencia del proceso de consolidación secundaria. Una vez finalizada la consolidación

primaria, cuando se disipa totalmente el exceso de presión neutra, la muestra continua disminuyendo su relación de vacíos. Para cuantificar este fenómeno se considera una relación lineal en escala logarítmica entre el tiempo transcurrido a partir de la finalización de la consolidación primaria y la disminución de la relación de vacíos. De manera que, para una muestra que se encuentra normalmente consolidada, resulta

$$e = e_o - C_c \log(p/p_{ref}) \quad \text{si } t \leq t_p$$

$$e = e_o - C_c \log(p/p_{ref}) - C_\alpha \log(t/t_{pr}) \quad \text{si } t > t_p$$

donde  $t_p$  es el tiempo de consolidación primaria.

Los valores del índice de compresión secundaria son del orden de  $C_\alpha = 0.01$  a  $0.04$ .

Se procede a estimar la edad de un estrato formado por arcillas de deposición marítima. Se asumen los siguientes parámetros de referencia de acuerdo a los ensayos y correlaciones anteriormente descritos

$$C_c = 0.40$$

$$C_s \approx 1/6 C_c \text{ a } 1/10 C_c; \quad C_s = 0.07$$

$$C_\alpha = 0.01$$

$$t_p = 1 \text{ año}$$

A una determinada profundidad el estrato tiene una relación de vacíos  $e'$  para una presión vertical  $\sigma_v$ . De los ensayos edométricos se determina una presión de preconsolidación  $\sigma_c$  tal que presenta un OCR de 1.3. Si no existiera consolidación secundaria el estrato debería tener una relación de vacíos  $e$  sobre la curva de compresión edométrica normal para la presión vertical  $\sigma_v$  de acuerdo con la Figura 65. La relación de vacíos  $e'$  está asociada con una curva de carga-descarga ( $url$ ) definida por la presión de preconsolidación  $\sigma_c$  y por su inclinación  $C_s$ .

La diferencia entre las relaciones de vacíos  $e'$  y  $e$  puede determinarse como

$$e - e' = C_c \log(OCR) - C_s \log(OCR) \quad (56)$$

donde

$$OCR = \frac{\sigma_c}{\sigma_v}$$

Debido a que esta disminución de vacíos es producto de la consolidación secundaria, también puede expresarse como

$$e - e' = C_{\alpha} \log\left(\frac{t}{t_{pr}}\right) \quad (57)$$

Si se igualan las ecuaciones 56 y 57 resulta

$$t_{pr} \cdot (OCR)^{\frac{C_c - C_s}{C_{\alpha}}} = t$$

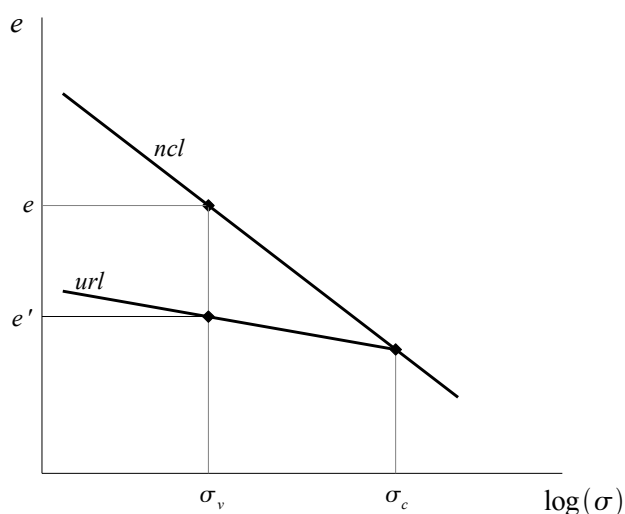


Figura 65: Efecto de la consolidación secundaria

Se asume que el tiempo de consolidación primaria es de aproximadamente 1 año. De esta manera resulta

$$t = 1 \text{ año} \cdot (OCR)^{\frac{0.40 - 0.07}{0.01}}$$

$$t = 5700 \text{ años para } OCR = 1.3$$

$$t = 66000 \text{ años para } OCR = 1.4$$

### 3.4 Resistencia y rigidez

Es común la determinación de los parámetros de resistencia y rigidez a través de la realización de ensayos triaxiales no drenados. Estos se llevan a cabo sobre muestras extraídas con sacamuestras de 2 1/2" de diámetro exterior.

Estos parámetros son aplicados, luego, en el diseño de estructuras. La alteración de las muestras

redunda en una reducción de la resistencia en condiciones no drenadas del orden del 20%. La rigidez, en cambio, sufre una alteración muy importante. Por eso, los módulos de deformación determinados en los ensayos triaxiales realizados sobre estas muestras no son confiables para la predicción de deformaciones en el terreno.

#### 3.4.1 Arcillas y limos superficiales

Presentan un comportamiento que se corresponde con el de un suelo desestructurado blando, no dilatante. El ángulo de fricción interna está entre 25° y 30°, en función de la granulometría. Las deformaciones necesarias para movilizar la totalidad de la resistencia esta en el orden de 8% a 10%. Para modelar su comportamiento mecánico, es común el uso de modelos constitutivos tipo *Cam Clay*.

La rigidez elástica inicial puede expresarse determinarse como [Janbu, N. (1963)], [Duncan, J. y C. Chang (1970)].

$$E_i = C \left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)^n p_a$$

El coeficiente C puede determinarse a partir del límite líquido como [Núñez, E (1997)]

$$C = \frac{2000}{w_l - 10} \quad (58)$$

Para suelos desestructurados, es común adoptar n=1.

#### 3.4.2 Arcillas de alta plasticidad (CH)

Como se mencionó anteriormente, estas arcillas de origen marino presentan cierto grado de estructuración por envejecimiento. Su comportamiento puede ser descrito a través del *Cam Clay* con el agregado del estudio de su comportamiento viscoplástico a través del proceso de consolidación secundaria. Puede admitirse un módulo de deformación elástica global en condiciones no drenadas en el rango  $E_u = 15-30$  MPa.

### PARÁMETROS A DETERMINAR

Para definir el modelo *Cam Clay* es necesario determinar ciertos parámetros que caracterizan el comportamiento del suelo en régimen elástico y en régimen plástico.

A modo de resumen, se enumeran a continuación los parámetros buscados y su relación con la resistencia y rigidez del suelo.

#### 3.5 Régimen elástico ( $K, G$ )

Las deformaciones elásticas del suelo son descriptas a través del módulo de corte  $G$  y del módulo de deformación volumétrica  $K$ , de acuerdo con la ecuación.

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^e \\ \dot{\varepsilon}_q^e \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3G} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (59)$$

Donde

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \quad (60)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \quad (61)$$

En las ecuaciones anteriores,  $E$  es el módulo de elasticidad;  $\mu$  es el módulo de Poisson.

Si se vinculan las ecuaciones (60) y (61) resulta

$$G = K \frac{3(1-2\mu)}{2(1+\mu)} \quad (62)$$

De acuerdo a lo visto en capítulos anteriores, el módulo de deformación volumétrica puede expresarse como

$$K = \frac{vp}{\kappa} \quad (63)$$

A partir de las ecuaciones (62) y (63), el módulo de corte puede expresarse como

$$G = \frac{vp}{\kappa} \frac{3(1-2\mu)}{2(1+\mu)} \quad (64)$$

De las ecuaciones 63 y 64 puede verse que tanto el módulo de corte como el módulo de deformación volumétrica dependen del volumen específico  $v$ , y de la presión  $p$ .

#### 3.6 Régimen plástico ( $M, \lambda$ )

Para describir las deformaciones plásticas, es necesario conocer los valores de las constantes  $M, \lambda$ . De manera que

$$\begin{Bmatrix} \dot{\varepsilon}_v^p \\ \dot{\varepsilon}_q^p \end{Bmatrix} = \frac{\lambda - \kappa}{vp(M^2 + \eta^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta^2 & 2\eta \\ 2\eta & \frac{4\eta^2}{M^2 - \eta^2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{p} \\ \dot{q} \end{Bmatrix} \quad (65)$$

#### 3.7 Superficie de fluencia

Como se vio en capítulos anteriores, la superficie de fluencia está definida como

$$\frac{p}{p_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (66)$$

Las ecuaciones (59), (66) y (65) son las ecuaciones constitutivas definidas por el *Cam Clay*.

En las figuras (66), (67) y (68) se representan los parámetros buscados en forma gráfica

Para la determinación de estos parámetros se realizaron ensayos de consolidación unidimensional y ensayos triaxiales de compresión sobre muestras amasadas. Las muestras fueron obtenidas de la formación Postpampeano en Nordelta, Tigre.

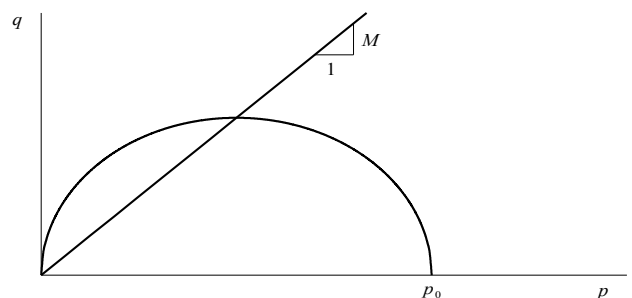


Figura 66. ( $M$ )



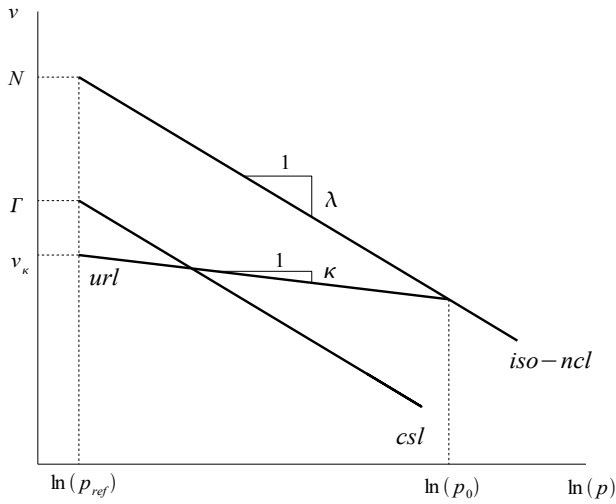


Figura 67. ( $\lambda, \kappa$ )

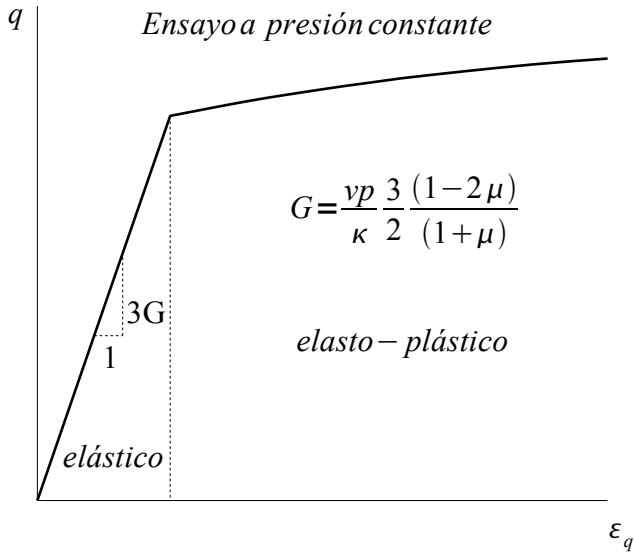


Figura 68. (G)

## 4 DESCRIPCIÓN DE LOS ENSAYOS

### 4.1 Consolidación unidimensional

#### 4.1.1 Marco teórico

El objetivo de este ensayo es la determinación de los parámetros  $\lambda, \kappa$ .

Cuando la muestra de suelo normalmente consolidada en condiciones edométricas es sometida

a una ensayo de compresión unidimensional, ésta recorre una trayectoria de tensiones definida por

$$\eta = \frac{q}{p} = cte \quad (67)$$

En la Figura 69 se representa esta trayectoria en un gráfico q,p.

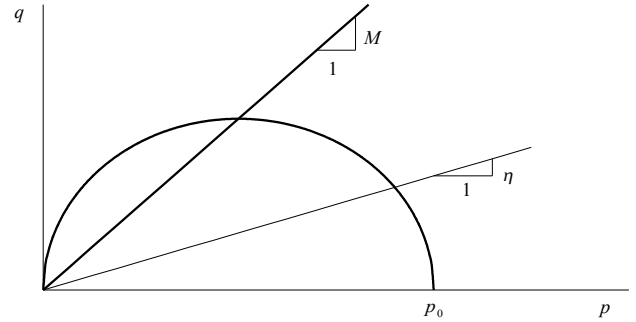


Figura 69. ( $\lambda, \kappa$ )

Como la muestra está normalmente consolidada, a medida que recorre la trayectoria de tensiones antes definida experimenta deformaciones plásticas. De acuerdo a lo visto en capítulos anteriores, el volumen específico de un suelo sometido a una presión efectiva p, resulta.

$$v = N - \lambda \ln(p_o / p_{ref}) + \kappa \ln(p_o / p) \quad (68)$$

A su vez, la relación entre la presión efectiva p, y la presión de preconsolidación  $p_o$  de una muestra que se deforma plásticamente es

$$\frac{p}{p_o} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (69)$$

Si se reemplaza (69) en (68) resulta

$$v = N - \lambda \ln\left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \frac{p}{p_{ref}}\right) + \kappa \ln\left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2}\right)$$

$$v = N + (\kappa - \lambda) \ln\left(\frac{M^2}{M^2 + \eta^2}\right) - \lambda \ln\left(\frac{p}{p_{ref}}\right)$$

$$v = \Gamma_{uct} - \lambda \ln\left(\frac{p}{p_{ref}}\right) \quad (70)$$

De la ecuación (70), puede observarse que la curva de compresión unidimensional resulta paralela a la línea de compresión isotrópica (ncl) que, a su vez, es paralela a la línea de estado crítico (csl). De esto resulta que es posible realizar la determinación del parámetro  $\lambda$  mediante ensayos de consolidación edométricos.

Si bien la ecuación 70 está expresada en términos de presiones medias, es posible modificarla para trabajar con presiones verticales. Esto es necesario,

ya que en un ensayo de consolidación unidimensional no se miden las presiones laterales.

Para las condiciones de borde del ensayo, resulta

$$p = (p_v + 2p_h) \frac{1}{3} \quad (71)$$

$$q = p_v - p_h \quad (72)$$

Donde  $p_v$  es la tensión vertical mientras que  $p_h$  es la tensión horizontal.

A partir de las ecuaciones (67), (70) y (72) resulta

$$p = p_v \left(1 + 2 \frac{1 - 1/3 \eta}{1 + 2/3 \eta}\right) \frac{1}{3} \quad (73)$$

Si se reemplaza la ecuación (73) en (70)

$$v = \Gamma_{uc1} - \lambda \ln \left( \left(1 + 2 \frac{1 - 1/3 \eta}{1 + 2/3 \eta}\right) \frac{1}{3} \right) - \lambda \ln \left( \frac{p_v}{p_{vref}} \right)$$

$$v = \Gamma_{edo} - \lambda \ln \left( \frac{p_v}{p_{vref}} \right) \quad (74)$$

De la ecuación 74 se deduce

$$Cc = \lambda \ln(10) \quad (75)$$

Para la rama de descarga de un ensayo edométrico puede escribirse

$$\dot{\varepsilon}_1 = \frac{C_r}{v p_v \ln(10)} \dot{p}_v \quad (76)$$

$$\dot{\varepsilon}_1 = \dot{\varepsilon}_v \quad (77)$$

Para una descarga isotrópica resulta

$$\varepsilon_v = \frac{\kappa}{vp} \dot{p} \quad (78)$$

De las ecuaciones 76, 77 y 78 se deduce

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln(10)} \frac{p}{p_v} \frac{\dot{p}_v}{\dot{p}} \quad (79)$$

En el régimen elástico y para simetría radial se cumple

$$\dot{p} = \dot{p}_v \left(1 + 2 \frac{\mu}{1 - \mu}\right) \frac{1}{3} \quad (80)$$

Si se combinan las ecuaciones 79 y 80 resulta

$$\kappa = \frac{C_r}{\ln(10)} \frac{3}{1 + 2 \frac{\mu}{1 - \mu}} \frac{p}{p_v} \quad (81)$$

Durante la descarga, la tensión vertical se reduce a una tasa mayor que la tensión horizontal. Para simplificar, se asume un estado isotrópico en la descarga y un valor del coeficiente de Poisson constante de 0.2. De esto resulta

$$\kappa \approx \frac{C_r}{\ln(10)} \frac{3}{1.5}$$

$$\kappa \approx 2 \frac{C_r}{\ln(10)}$$

#### 4.1.2 Desarrollo de los ensayos

Para determinar los parámetros  $\lambda$ ,  $\kappa$  se realizaron 4 ensayos edométricos de consolidación sobre muestras amasadas de limo y arcilla. En la tabla 3 se detallan las características de las muestras

Tabla 3: Clasificación

Ensayo	LL [%]	IP [%]	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]	Clasificación
1, 2	69	39	26.4	CH
3, 4	32	13	26.5	CL

En la figura 70 se ubican las muestras ensayadas en la carta de Casagrande junto con numerosos ensayos de clasificación de la formación Postpampeño obtenidos de [Sfriso, A. (1997)].

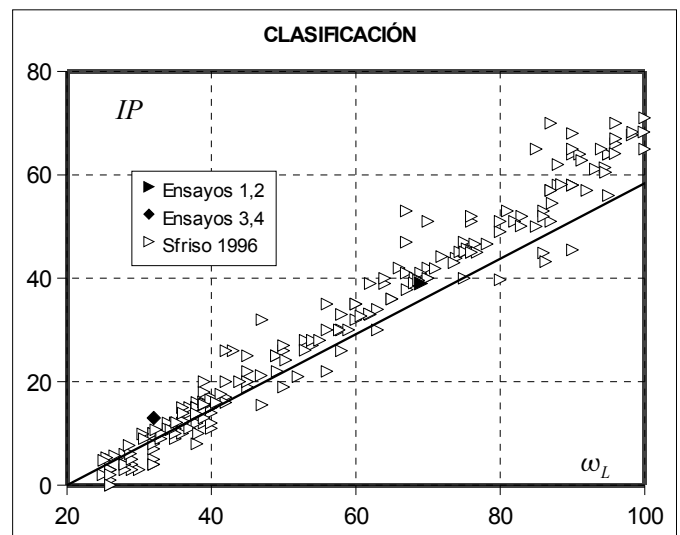


Figura 70. Ensayos de clasificación de muestras del Postpampeño; [Sfriso, A. (1997)]

Para efectuar los ensayos de consolidación se utilizó un edómetro convencional de anillo fijo. El diámetro de las muestras ensayadas es de 76,20 mm (3"). La carga se aplicó de manera estática mediante la adición de pesas en forma sucesiva sobre la parte

posterior del edómetro. Se implementó un sistema de adquisición de datos automatizado, en colaboración con [Quintela, M. (2008)]

En la Figura 71 se representan los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras de arcilla en un gráfico de volumen específico en función de la presión vertical efectiva.

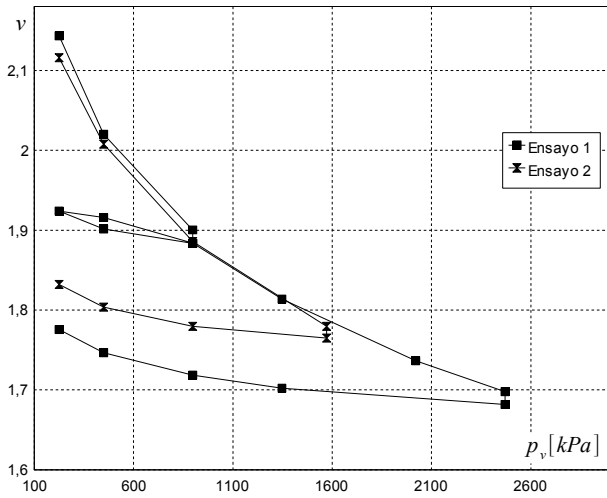


Figura 71. Ensayos edométricos sobre muestras de arcilla de alta plasticidad.

En la Figura 72 se representan los mismo resultados en escala logarítmica de presiones. Puede observarse un comportamiento lineal entre el logaritmo de las presiones y el volumen específico.

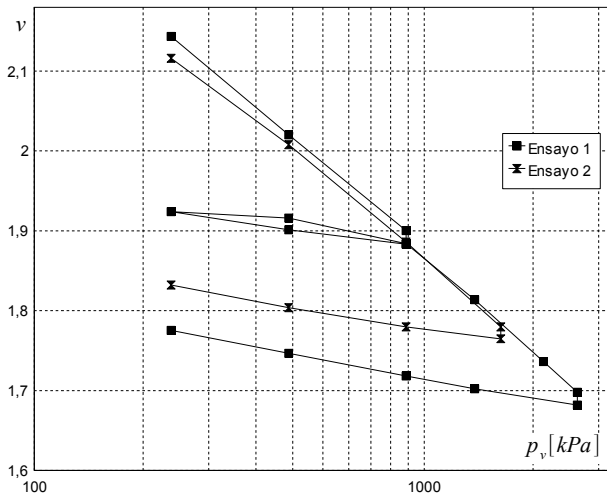


Figura 72. Ensayos edométricos sobre muestras de arcilla de alta plasticidad en escala logarítmica de presiones

Los valores de mejor ajuste son  $\lambda = 0.18$ ;  $\kappa = 0.07$ ;  $\Gamma_{edo} = 3.11$ .

En la Figura 73 se grafican las rectas de ajuste para los valores de los parámetros  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\Gamma_{edo}$  adoptados.

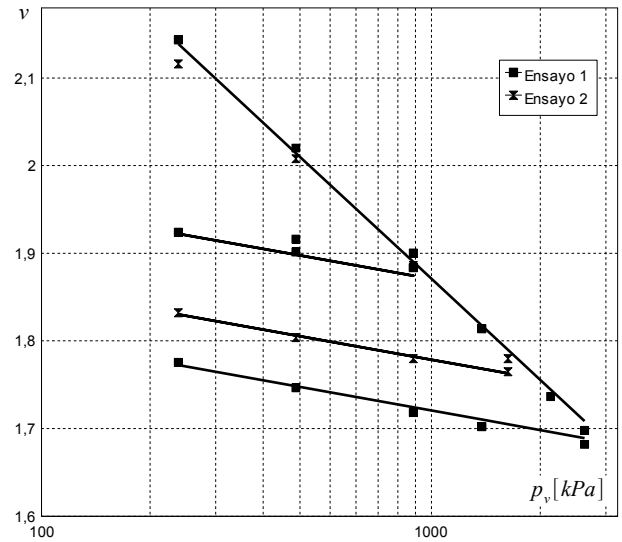


Figura 73. Ajuste de los ensayos edométricos

En la Figura 74 se representa la disminución del volumen específico para un escalón de carga aislado en un gráfico en escala logarítmica de tiempo. Se observa la característica curva en forma de “S”. Para la determinación del 0% y del 100% del grado de consolidación se empleó el método de Casagrande.

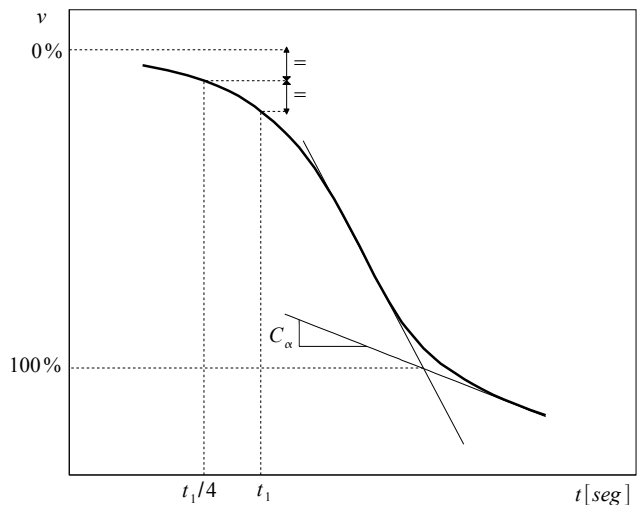


Figura 74. Determinación del 0% y del 100% del grado de consolidación. Ensayo 2. Escalón 3;  $\Delta p_v = 450$  kPa

Si bien el *Cam Clay* no tiene en cuenta el comportamiento viscoplástico del suelo. Se cuantifica este fenómeno mediante el índice de compresión secundaria. El valor promedio que surge de los ensayos es de  $C_\alpha = 0.013$ . Este parámetro se obtiene como la pendiente de la curva “S” una vez finalizada la consolidación primaria como se observa en la Figura 74. Debido a este fenómeno de consolidación secundaria en la Figura 75 se observa una disminución de volumen específico a presión vertical constante antes de producirse la descarga.

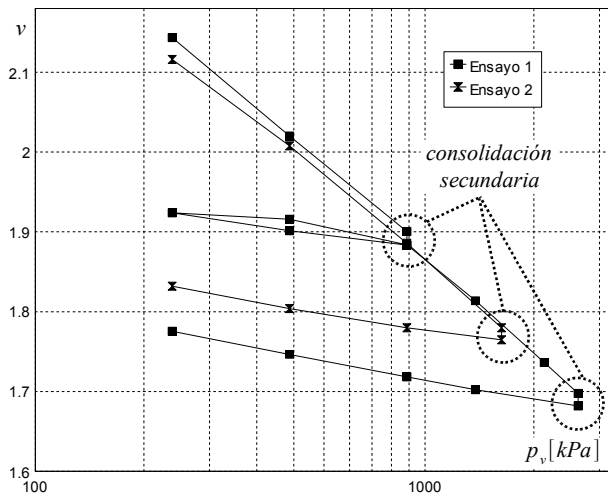


Figura 75. Efecto de la consolidación secundaria

En la Figura 76 se representan todos los escalones de carga sobre la curva de compresión virgen en escala logarítmica del tiempo.

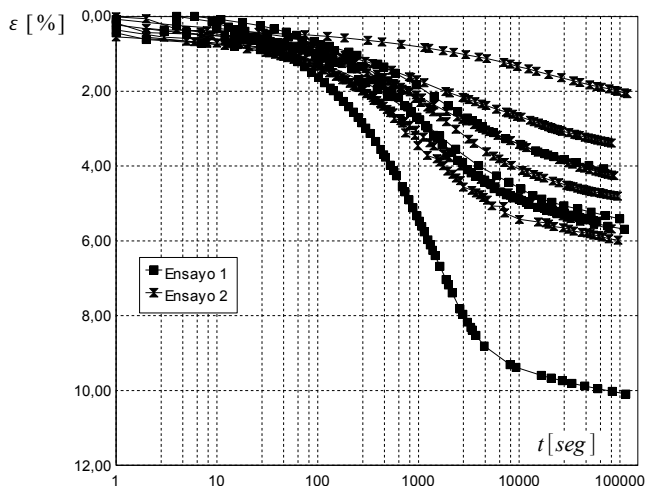


Figura 76. Escalones de carga; sobre curva de compresión virgen.

Se determinó la permeabilidad promedio durante cada escalón de carga a partir de la ecuación 82.

$$k = \frac{\Delta e}{\Delta p_v} \frac{\gamma_w}{1+e} \frac{H^2 T_{50}}{t_{50}} \quad (82)$$

Donde  $t_{50}$  es el tiempo necesario para alcanzar un grado de consolidación del 50%;  $T_{50}$  es el factor de tiempo para dicho grado, cuyo valor es 0,197;  $H$  es la mitad de la altura de la muestra en  $t_{50}$ ;  $e$  es la relación de vacíos en  $t_{50}$ ;  $\Delta e$  es la variación de la relación de vacíos total que se produce para el incremento de carga  $\Delta p_v$ ;  $\gamma_w$  es el peso específico del agua.

Se obtuvo un valor promedio de permeabilidad  $k = 5.0 \cdot 10^{-10} \text{ m/seg}$  con una variación entre  $1.0 \cdot 10^{-11} \text{ m/seg}$ ,  $1.0 \cdot 10^{-9} \text{ m/seg}$ .

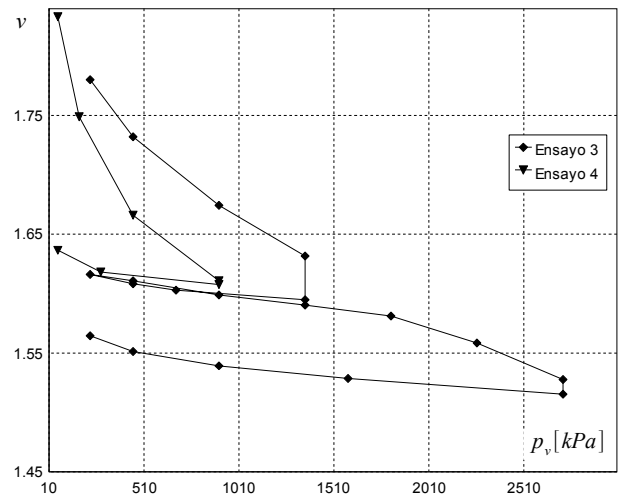


Figura 77. Ensayos edométricos sobre muestras limosas

En la Figura 77 se representan los resultados de los ensayos realizados sobre las muestras limosas (CL)

En la Figura 78 se representan los mismos resultados en escala logarítmica de presiones. Se observa que el comportamiento no es lineal entre el logaritmo de las presiones y el volumen específico. Para el Ensayo 3, que abarca un mayor rango de presiones que el Ensayo 4, se puede ver que la pendiente de la curva de compresión virgen no es constante sino que aumenta a medida que aumenta la presión vertical.

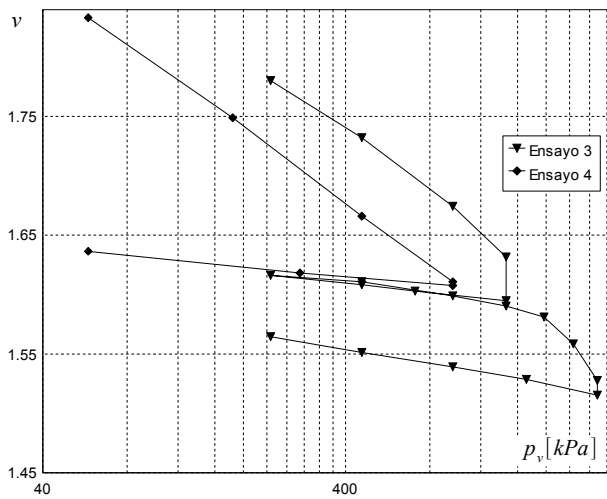


Figura 78. Ensayos edométricos sobre muestras limosas

A pesar que los ensayos muestran que el comportamiento del suelo limoso no se ajusta a lo predicho por el *Cam Clay*, se adoptan parámetros de ajuste promedio. Los parámetros de mejor ajuste son  $\lambda = 0.08$ ;  $\kappa = 0.03$ ;  $\Gamma_{edo} = 2.20$ .

En la Figura 79 se grafican las rectas de ajuste para los valores de los parámetros  $\lambda$ ,  $\kappa$ ,  $\Gamma_{edo}$  adoptados.

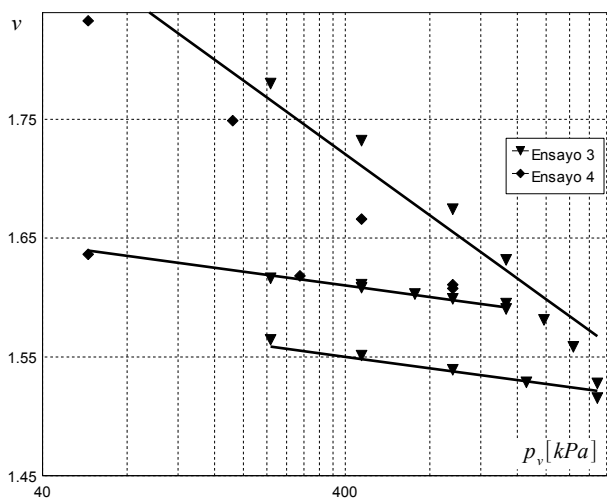


Figura 79. Ajuste de los resultados de ensayos

En la Figura 80 se representa la disminución de la relación de vacíos para un escalón de carga aislado en un gráfico en escala logarítmica de tiempo. Para cada escalón de carga se observó una curva similar a la indicada en la figura. Esto dificultó la determinación del 100% de consolidación primaria.

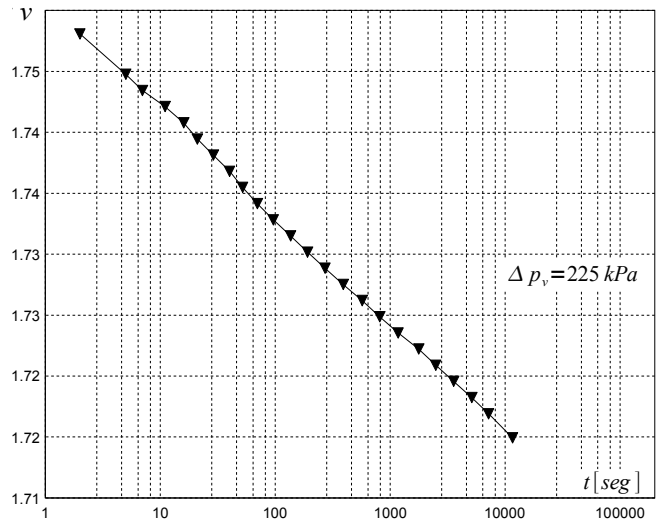


Figura 80. Resultado de un escalón de carga típico. Ensayo 3.  $\Delta p_v = 225$  kPa

Para resolver este problema, se adoptó para la determinación el método de la raíz cuadrada de Taylor. En la Figura 81 se grafica la disminución del volumen específico para un escalón de carga aislado en un gráfico en función de la raíz cuadrada del tiempo. Se observa una gran influencia de la consolidación secundaria, y un asentamiento instantáneo importante.

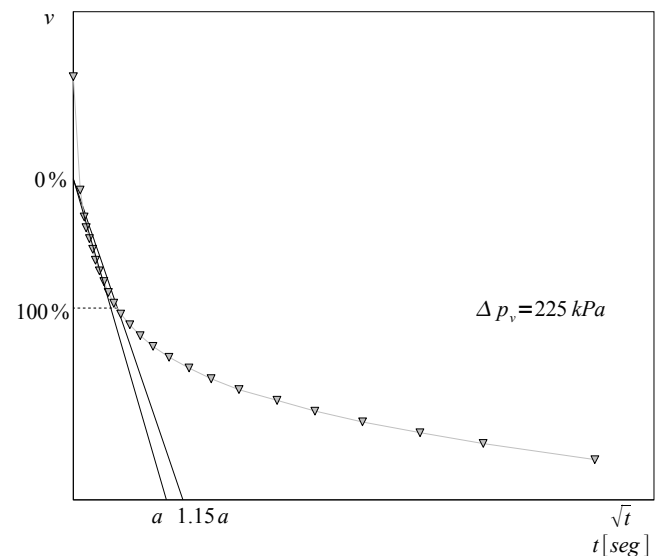


Figura 81. Ensayo 3.  $\Delta p_v = 225$  kPa

Se obtuvo un valor promedio del índice de compresión secundaria  $C_{\alpha} = 0,009$ . Se determinó un valor promedio de permeabilidad  $k = 2.0 \cdot 10^{-8}$  m/seg con una variación entre  $2.0 \cdot 10^{-9}$  m/seg,  $4.0 \cdot 10^{-8}$  m/seg

En la Figura 82, se representan todos los escalones de carga sobre la curva de compresión virgen en escala logarítmica del tiempo.

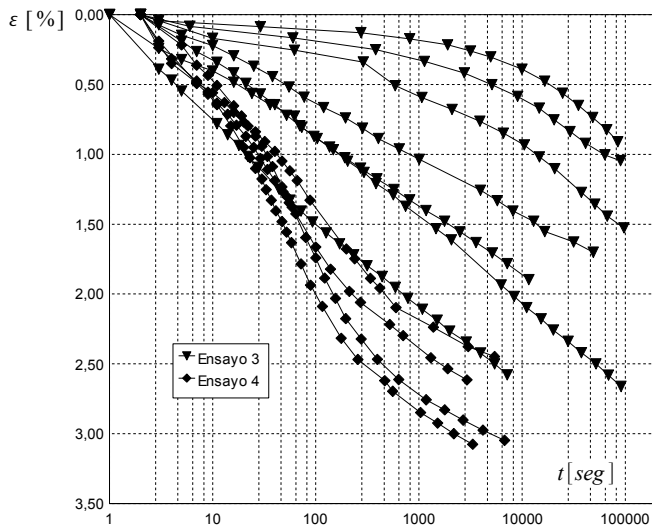


Figura 82. Escalones de carga; sobre curva de compresión virgen.

En la Tabla 4 se resumen los parámetros determinados mediante los ensayos de consolidación. En la segunda columna de dicha tabla se agregan los valores del correspondiente índice de compresibilidad  $C_c$ .

Tabla 4: Resultados de los ensayos edométricos

Ensayo	$\lambda$	$C_c$	$\kappa$	$\Gamma_{edo}$	$C_\alpha$	$k$ [m/seg]
1, 2	0.18	0.41	0.07	3.11	0.013	5.0 E-10
3, 4	0.08	0.18	0.03	2.20	0.009	2.0 E-8

En la Figura 83, se representan los valores del índice de compresibilidad  $C_c$  en función del límite líquido para los ensayos realizados, junto con los resultados de numerosos ensayos de consolidación efectuados sobre muestras obtenidas de la Formación Postpampeano extraídos de [Sfriso, A. (1997)].

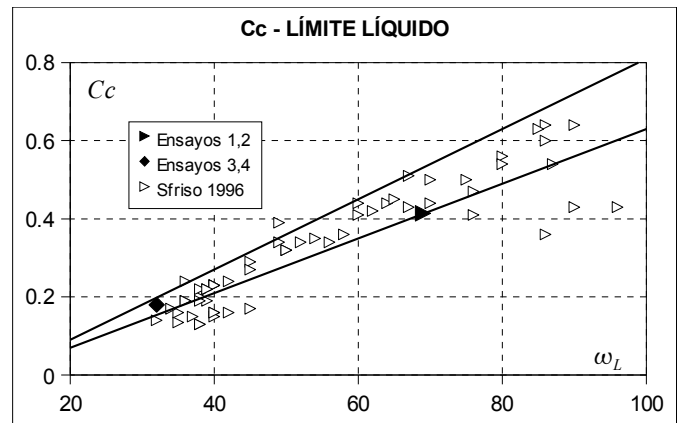


Figura 83. Índice de compresibilidad vs Límite líquido; [Sfriso, A. (1997)]

## 4.2 Compresión triaxial convencional (CTC)

### 4.2.1 Marco teórico

La trayectoria de compresión triaxial convencional se desarrolla a presión de cámara constante. El esfuerzo desviado es aplicado mediante una compresión realizada con un pistón. De esta manera resulta

$$\dot{\sigma}_2 = \dot{\sigma}_3 = 0$$

$$\sigma_d = P/A = \sigma_1 - \sigma_3$$

Donde  $P$  es el esfuerzo ejercido por el pistón;  $A$  es el área de la sección transversal de la muestra.

A medida que se desarrolla el ensayo, el diámetro de la muestra debe ser corregido en función de las deformaciones transversales. Para un ensayo no drenado, en que el volumen se mantiene constante, resulta

$$\dot{\varepsilon}_v = -\frac{\dot{V}}{V_i} = 0$$

$$\dot{\varepsilon}_a = -\frac{\dot{h}}{h_i}$$

Donde  $V_i$  es el volumen inicial de la muestra;  $h_i$  la altura inicial;  $\varepsilon_a$  la deformación específica axial;  $\varepsilon_v$  la deformación volumétrica.

A partir de esto es posible determinar el área de la sección transversal en función de la deformación axial de la muestra y del área inicial  $A_0$ .

$$A = \frac{1}{1 - \varepsilon_a} A_0 \quad (83)$$

Para el caso de un ensayo drenado, resulta

$$A = \frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} A_0 \quad (84)$$

De acuerdo al modelo constitutivo *Cam Clay* el parámetro de resistencia  $M$  puede determinarse, para una trayectoria de compresión dominante, como

$$M = \frac{6 \sin(\phi_c)}{3 - \sin(\phi_c)} \quad (85)$$

#### 4.2.2 Desarrollo del ensayo

Se llevó a cabo un ensayo triaxial de compresión drenado a presión constante sobre una muestra arcillosas con límite líquido LL=69.

La curva de carga del pistón en función de la deformación axial debió ser ajustada por una hipérbola debido a la dispersión en las mediciones. La ecuación de ajuste resulta

$$P = \frac{\varepsilon_a}{a + b \varepsilon_a} \quad (86)$$

En la Figura 84 se grafican estos resultados.

Debido a inconvenientes en la medición del cambio de volumen éste debió estimarse siguiendo la teoría de Rowe, de acuerdo con la ecuación 83.

$$\varepsilon_v^f = \int_i^f \left(1 - \frac{\sigma_1 / \sigma_3}{\sigma_1^c / \sigma_3^c}\right) d\varepsilon_a \quad (87)$$

Donde  $\sigma_1$  es la tensión principal mayor mobilizada;  $\sigma_3$  es la presión de cámara.;  $\sigma^c$  es la tensión principal correspondiente en el estado crítico;  $\varepsilon_a$  es la deformación axial específica;  $\varepsilon_v$  es la deformación volumétrica específica;  $i$  representa el estado inicial;  $f$  representa el estado en el que quiere determinarse la deformación volumétrica.

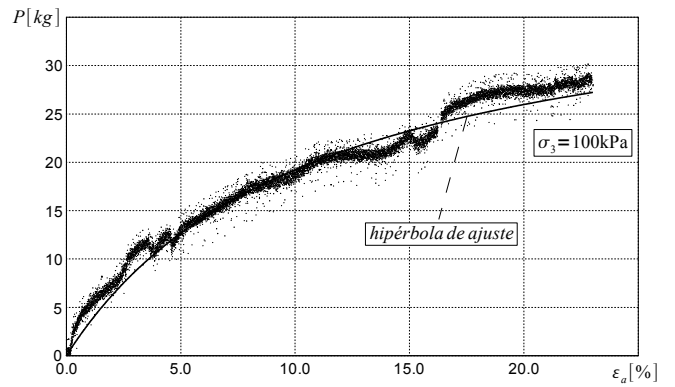


Figura 84. Carga del pistón en función de la deformación axial ajustada con una hipérbola

De esta manera, la deformación volumétrica es función de la deformación axial y de la relación entre las tensiones principales mayores y menores. A su vez, las tensiones principales son función de la deformaciones axiales y volumétricas de acuerdo con la ecuación 84.

Como la presión de cámara se mantiene constante durante todo el ensayo, la ecuación 83 puede escribirse

$$\varepsilon_v^f = \int_i^f \left(1 - \frac{\sigma_1[\varepsilon_a; \varepsilon_v; P]}{\sigma_1^c[\varepsilon_a^c; \varepsilon_v^c; P^c]}\right) d\varepsilon_a \quad (88)$$

La tensión principal mayor puede escribirse como

$$\sigma_1[\varepsilon_a; \varepsilon_v; P] = \frac{P}{A[\varepsilon_a; \varepsilon_v]} + \sigma_3 \quad (89)$$

Si se reemplaza la ecuación 88 en 89 resulta

$$\varepsilon_v^f = \int_i^f \left(1 - \frac{P/A[\varepsilon_a; \varepsilon_v] + \sigma_3}{P^c/A^c[\varepsilon_a^c; \varepsilon_v^c] + \sigma_3}\right) d\varepsilon_a \quad (90)$$

De acuerdo con la ecuación 90, puede escribirse

$$\varepsilon_v^f = \int_i^f \left(1 - \frac{\frac{\varepsilon_a}{(a + b \varepsilon_a) A[\varepsilon_a; \varepsilon_v]} + \sigma_3}{\frac{\varepsilon_a^c}{(a + b \varepsilon_a^c) A^c[\varepsilon_a^c; \varepsilon_v^c]} + \sigma_3}\right) d\varepsilon_a \quad (91)$$

Puede observarse que la deformación volumétrica aparece en ambos términos de la ecuación, lo que hace necesario su resolución en forma numérica. En términos de diferencias finitas puede escribirse

$$\varepsilon_v^j = \sum_{i=0}^{j-1} \left( 1 - \frac{\frac{\varepsilon_a^{i+1}}{(a+b\varepsilon_a^{i+1})A[\varepsilon_a^{i+1};\varepsilon_v^i]} + \sigma_3}{\frac{\varepsilon_a^c}{(a+b\varepsilon_a^c)A^c[\varepsilon_a^c;\varepsilon_v^c]} + \sigma_3} \right) \Delta \varepsilon_a$$

$$\varepsilon_v^j = \varepsilon_a^j - \sum_{i=0}^{j-1} \left( \frac{\frac{\varepsilon_a^{i+1}}{(a+b\varepsilon_a^{i+1})A[\varepsilon_a^{i+1};\varepsilon_v^i]} + \sigma_3}{\frac{\varepsilon_a^c}{(a+b\varepsilon_a^c)A^c[\varepsilon_a^c;\varepsilon_v^c]} + \sigma_3} \right) \Delta \varepsilon_a$$

(92)

La resolución de la ecuación 92 hace necesario un proceso iterativo que converge cuando se cumple

$$\varepsilon_v^j = \varepsilon_v^c$$

Donde el instante  $j$  coincide con el momento en que la muestra alcanza el estado crítico.

La solución convergió para una deformación volumétrica específica  $\varepsilon_v = 3.4\%$  con una deformación axial específica  $\varepsilon_a = 23.0\%$ .

Mediante la realización de esta corrección en la deformación volumétrica se pudo determinar la tensión desviadora en estado crítico. Se determinó un ángulo de fricción interna  $\phi_c = 29.5^\circ$

En la Figura 85 se representa la tensión desviadora y la deformación volumétrica, calculada a partir de 64, en función de la deformación axial.

Para los suelos limosos de deposición fluvial, el ángulo de fricción interna está comprendido entre  $25^\circ$  a  $30^\circ$  [Sfriso, A. (1997)].

Para la muestra arcillosa ensayada,  $M=1.18$ . De acuerdo con los valores publicados para el ángulo de fricción interna crítica de suelos fluviales [Sfriso, A. (1997)],  $M$  varía entre  $0.98-1.2$ .

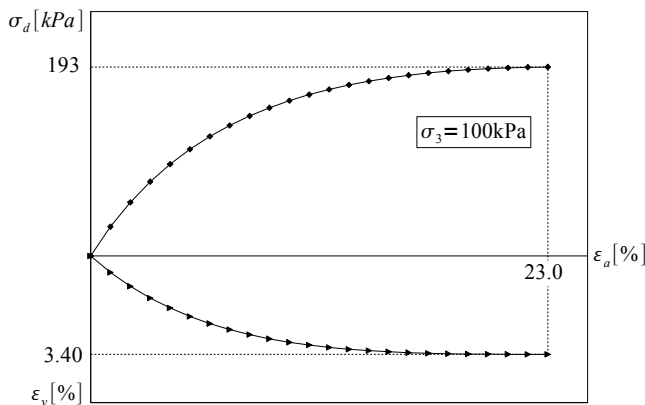


Figura 85. Carga del pistón en función de la deformación axial ajustada con una hipérbola



## 1 INTRODUCCIÓN

Se pretende refinar los parámetros del modelo constitutivo determinados en el capítulo de “Programa experimental”. Para esto se procede a reproducir los resultados de los ensayos de laboratorio en forma numérica utilizando el método de los elementos finitos. Para lograr un mejor ajuste se realiza un análisis inverso sobre un caso real de construcción de una terminal de contenedores emplazada sobre la margen del río Paraná, en la cuál se realizó un proceso de precarga que fue monitoreado y documentado [Larrague, J. y Sfriso, A. (2001)] ;[Sfriso, A. y Larrague, J. (2003)]

## 2 ENSAYOS DE CONSOLIDACIÓN

Se calibraron los parámetros del modelo constitutivo *Soft soil creep model* disponible en Plaxis (Vermeer 1998) para ajustar los ensayos de consolidación realizados. Este modelo constitutivo permite incluir el efecto de la consolidación secundaria no contemplado por el *Cam Clay* original.

Se reproducen los resultados de los ajustes sobre el *Ensayo 1* realizado sobre la muestra arcillosa (CH) y el *Ensayo 3* realizado sobre la muestra limosa (CL). Los parámetros adoptados para la calibración se indican en la Tabla 5

Tabla 5: Datos de entrada para el *Soft Soil Model*.

Ensayo	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$K$ [m/seg]	$C_c$	$C_s$	$C_\alpha$	$e_{mi}$	$\phi$ [°]
1	16.9	6 E-11	0.41	0.08	0.013	1.37	29.5
3	19.1	6 E-8	0.18	0.03	0.008	0.82	25.0

En las Figuras 86 y 87 se representan los resultados de los ensayos experimentales y su simulación numérica mediante elementos finitos. En ambas figuras se grafica la relación de vacíos al final de cada escalón de carga, incluyendo la consolidación secundaria, en función de la presión vertical efectiva en escala logarítmica. Puede observarse que los resultados tienen un mejor ajuste en el caso de la muestra arcillosa y un ajuste no tan bueno en el caso de la muestra limosa, como debe

esperarse por el hecho de que el modelo *Cam Clay* predice una curva  $v-\ln(p)$  lineal mientras que el ensayo experimental es no lineal.

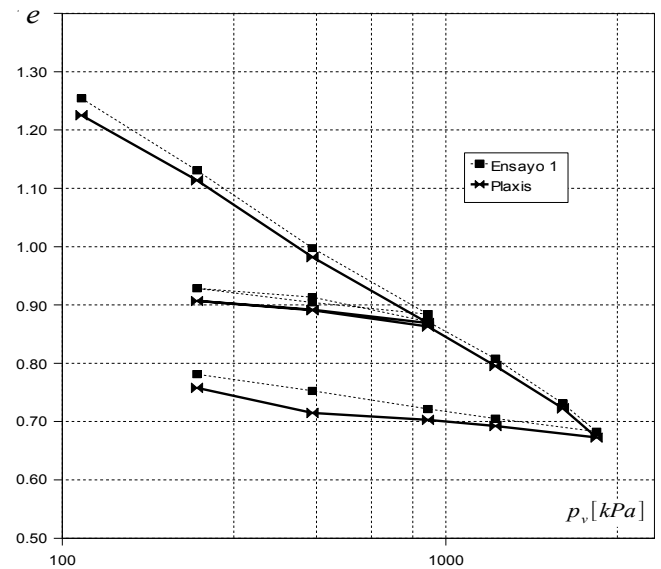


Figura 86. Ensayos edométricos sobre muestra arcillosa

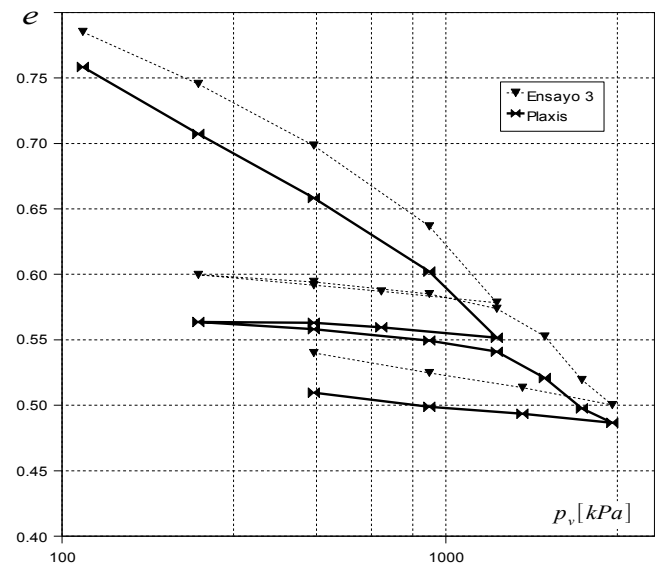


Figura 87. Ensayos edométricos sobre muestra limosa

En particular, se observa que en el caso de la muestra limosa, la modelación numérica predice un asentamiento en el primer escalón de carga más grande que el medido en el ensayo experimental.

Este error inicial se traslada a los siguientes escalones de forma que la curva resultante del ajuste numérico, si bien parece predecir correctamente la tendencia del ensayo, aparece desplazada verticalmente en la Figura 87. Si se corrige el primer escalón de carga de la curva experimental, para la muestra limosa, se obtiene el gráfico que muestra la Figura 88.

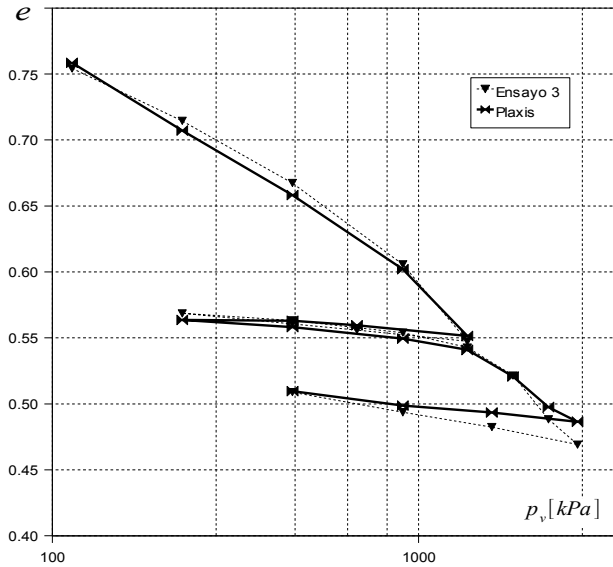


Figura 88. Ensayos edométricos sobre muestras limosas, corregidos por primer escalón de carga

Los parámetros de entrada definidos en la Tabla 5 fueron elegidos a partir del ajuste de las curvas de relación de vacíos en función del tiempo para cada escalón de carga en lugar de hacerlo directamente sobre las curvas  $v-\ln(p)$ . Esto permitió asegurar una correcta calibración del coeficiente de permeabilidad  $k$  y del coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$ .

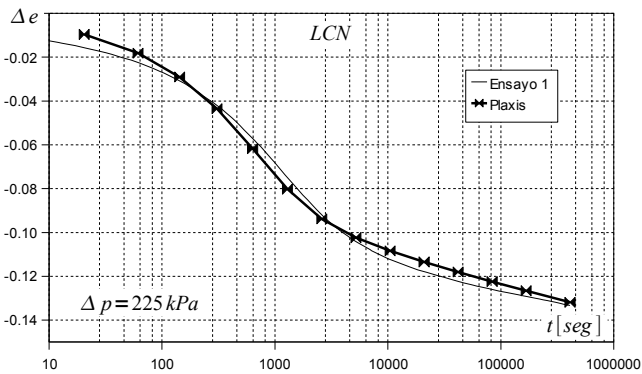


Figura 89. Escalón sobre LCN. Muestra arcillosa

En las Figuras 89 y 90 se representan los resultados de dos de estas curvas obtenidas para las muestras arcillosas en escala logarítmica de tiempo. En un caso se trata de un escalón de carga sobre la línea de compresión normal (LCN), en el otro el escalón está sobre una curva de carga-descarga.

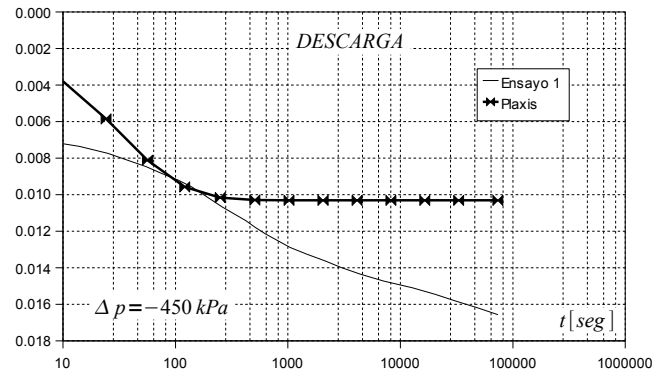


Figura 90. Escalón de descarga. Muestra arcillosa

Puede observarse que el ajuste del modelo no es muy bueno para la descarga. Esto es debido a que el modelo *Cam Clay* predice una descarga elástica, mientras que los resultados experimentales incluyen una componente significativa de expansión por hinchamiento.

En la Figura 91 se grafica un escalón de carga de la muestra limosa. Se puede observar un comportamiento distinto al de la muestra más arcillosa a pesar de lo cual, la calibración numérica puede describir su tendencia en forma aceptable.

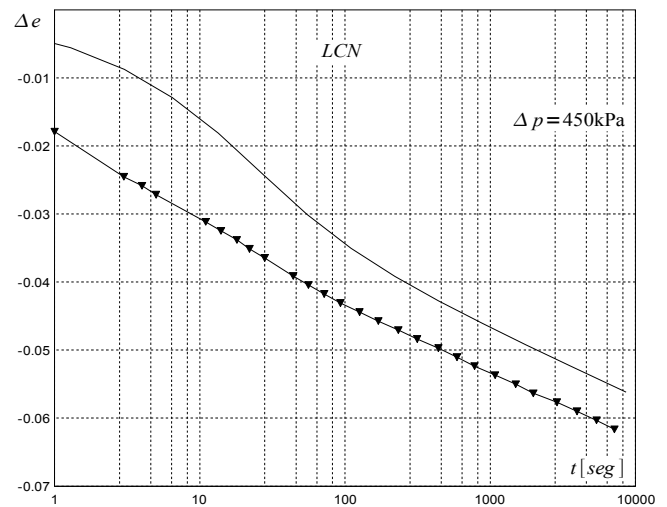


Figura 91. Escalón de carga sobre LCN en muestra limosa

En función de los resultados obtenidos se observa que los valores de los índices de compresibilidad plástico, elástico, y secundario obtenidos de los ensayos pudieron ser utilizados directamente en el modelo numérico sin necesidad de mayores ajustes. Los valores de los coeficientes de permeabilidad, sin embargo, debieron ser corregidos ligeramente respecto de aquellos valores promedio determinados mediante los ensayos de consolidación para poder ajustar los resultados de las curvas de volumen específico en función del tiempo. Si bien se mantuvieron dentro del orden de los valores

experimentales. Esto se debe a la inexactitud del método empleado para determinar dichos coeficientes a través de los resultados de los ensayos de consolidación. Si bien la realización de ensayos de permeabilidad podrían brindar resultados más precisos, como se explicará posteriormente, los valores de permeabilidad determinados en laboratorio difieren de las permeabilidades in situ de los estratos. Es por esto que la precisión empleada para determinar el valor de  $k$  en el laboratorio no es de gran importancia.

### 3 ANÁLISIS INVERSO

Se tomó como punto de partida los resultados de los ensayos edométricos realizados y sus parámetros de ajuste numérico para reproducir el caso real de construcción de una terminal de contenedores emplazada sobre la margen del río Paraná, en la cuál se realizó un proceso de precarga que fue monitoreado y documentado [Larrague, J. y Sfriso, A. (2001)]; [Sfriso, A. y Larrague, J. (2003)]

La terminal Zárate está a 90 km al Norte de Buenos Aires, sobre el margen del Río Paraná. El lugar de emplazamiento de la terminal descansa sobre un estrato de 24 m de espesor de suelos del Postpampeano. Durante la segunda etapa de su construcción, en el año 1998, fue necesaria la planificación de un proceso de precarga para una superficie de 80000 m<sup>2</sup> ubicada a lo largo de 400 m sobre la orilla del río. Se esperaba una carga máxima en servicio de 70 kPa. Dadas las características del estrato, formado por limos y arcillas normalmente consolidados o ligeramente preconsolidados por efectos de envejecimiento, los asentamientos esperados para dicho valor de carga, estimados entre 70 y 90 cm, resultaban inadmisibles para la estructura. La solución fue el desarrollo de un proceso de precarga que se describe a continuación.

En la primera etapa se colocó un refulado 3.20 m a 3.60 m de espesor. Éste representó una carga aproximada de 60 kPa que fue puesta en el sitio en un período de aproximadamente 3 meses. Luego se dejó transcurrir un período de 5 meses sin adicionar carga.

En la segunda etapa del proceso se colocó suelo compactado en un espesor entre 3.40 m a 3.60 m en el transcurso de otros 3 meses. De esta forma, se llegó un valor de precarga total de unos 123 kPa. Debido a que esta carga permaneció en su sitio más tiempo del que originalmente se había planeado, el suelo prácticamente alcanzó la consolidación primaria para la carga de 123 kPa.

A continuación se describen someramente las características de los distintos estratos. El Postpampeano presenta, en el sitio, un primer estrato

de suelos limosos de 11 m de espesor seguido por un estrato de arcillas de alta plasticidad de 13 m de espesor que descansa directamente sobre las arenas de la formación Puelchense. En la Tabla 6 se resumen las características físicas y mecánicas de varias muestras obtenidas en los distintos estratos, que luego fueron sometidas a ensayos de consolidación [Larrague, J. y Sfriso, A. (2001)].

Tabla 6: Caracterización de los distintos estratos

Clasif.	C <sub>c</sub>	$\gamma_{sat}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k$ [cm/seg]	$e$	$\omega$ [%]	Cota [m]	$P_c/P_v$
SM	0.21	17.9	3.36 E-5	1.1	41	56	1.2
ML	0.15	18.8	5.35 E-6	0.89	34	7.5	1.36
SM	0.20	17.9	3.25 E-5	1.09	41	9.7	1.07
CH	0.52	15.5	2.06 E-7	2.1	78	14.4	1.32
CH	0.63	15.8	1.21 E-7	1.92	71	17.7	1.42
CH	0.39	16.5	9.2 E-8	1.6	60	19.6	1.33

En la tabla,  $\omega$  es la humedad natural;  $\gamma_{sat}$  es el peso unitario saturado y  $p_c/p_v$  es el grado de preconsolidación. De acuerdo a los ensayos de consolidación, existe cierto grado de estructuración por envejecimiento con una consecuente presión de preconsolidación aparente.

Una vez que el relleno hidráulico fue lo suficientemente resistente como para que se pudiera transitar por su superficie, se colocaron tres piezómetros sobre el estrato de arcillas de alta plasticidad y se dispusieron tres indicadores de asentamiento en cada uno de los dos estratos. Para ese momento ya había ocurrido un asentamiento que fue estimado en 50 cm. En la figura 92 se grafican los resultados de las mediciones de cada uno de los instrumentos.

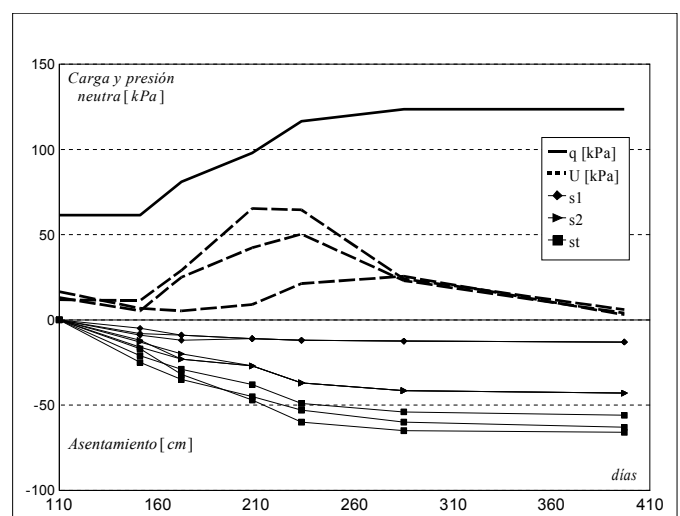


Figura 92. Resultados de las mediciones ; [Larrague, J. y Sfriso, A. (2001)]

En la Figura,  $U$  es la presión neutra,  $q$  es la sobrecarga total actuante,  $s_1$  es el asentamiento del estrato limoso,  $s_2$  es el asentamiento del estrato de arcilla, y  $s_t$  es el asentamiento total medido en la superficie.

Para la modelación en Plaxis se adoptó el esquema que se muestra en la Figura 93.

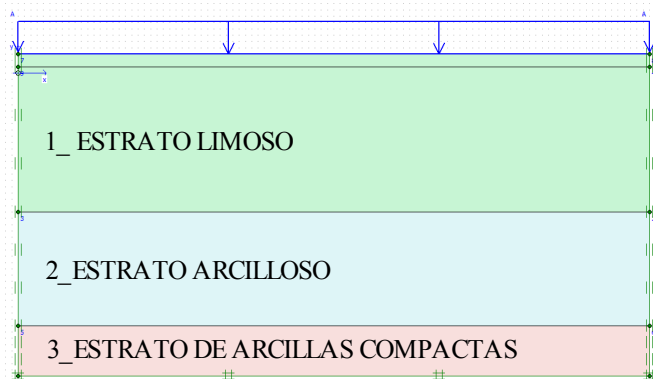


Figura 93. Esquema de Plaxis; Soft Soil Creep Model

Los parámetros adoptados para la reproducción numérica se detallan en la Tabla 7.

Tabla 7: Caracterización de los diferentes estratos

Estr	$C_c$	$\gamma_{sat}$	$k$	$e_i$	$C_s$	$C_\alpha$	$\phi$	OCR
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[cm/seg]		[%]	[m]	°	
1	0.10	18.0	5.8 E-5	1.00	0.01	0.010	25.0	1.5
2	0.41	16.0	5.8 E-6	1.80	0.08	0.013	29.5	1.0
3	0.41	16.0	1.2 E-6	1.65	0.08	0.013	29.5	1.0

No pudo determinarse un set de parámetros que produjesen un correcto ajuste de las curvas de asentamiento y de presiones neutras al mismo tiempo. Dado que es de esperar un mayor error en la medición de las presiones neutras en el campo, se optó por ajustar las curvas de asentamiento de la mejor manera posible. Para lograr esto debieron corregirse los valores de permeabilidad con respecto a los empleados al realizar la modelación numérica de los ensayos edométricos. Los altos valores de permeabilidad adoptados sugen como consecuencia de la presencia de lentes permeables distribuidas erráticamente en el estrato [Sfriso, A. (1997)]. El coeficiente de compresibilidad  $C_c$  y el coeficiente de consolidación secundaria  $C_\alpha$  definidos para el estrato limoso debieron modificarse respecto de los valores estimados mediante los ensayos de consolidación. También fue necesario el empleo de un OCR=1.5 para el caso de los suelos limosos. Si bien la estructuración que presentan los estratos de arcillas de alta plasticidad genera una presión de preconsolidación medida en los ensayos de consolidación realizados sobre muestras inalteradas

del orden de OCR=1.3 para la modelación numérica se consideró la muestra como normalmente consolidada. Esto se explica debido a que los valores del índice de compresión medidos en los ensayos edométricos inmediatamente después de alcanzar la presión de preconsolidación aparente son un 50% mayores a su valor residual. (Sfriso 1997).

Los resultados de la calibración se grafican en la Figura 94. Dado que no se tienen datos precisos de los asentamientos ocurridos en la primera etapa, estos se estiman mediante el ajuste entre las curvas de los asentamientos medidos y los calculados numericamente. El asentamiento total previo al registro de las mediciones, determinado de esta manera, es de  $s_t=27\text{cm}$ , en lugar de los 50 cm estimados.

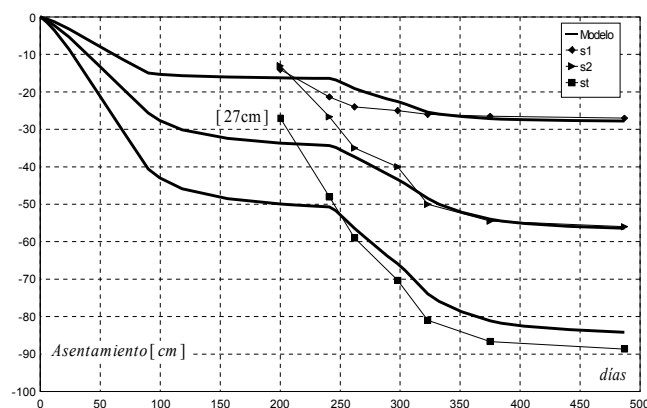


Figura 94. Asentamientos promedio medidos y modelación numérica

En la Figura 95 se representan los valores medidos de presión neutra  $U$  junto con los valores numéricos obtenidos para los parámetros de la Tabla 7.

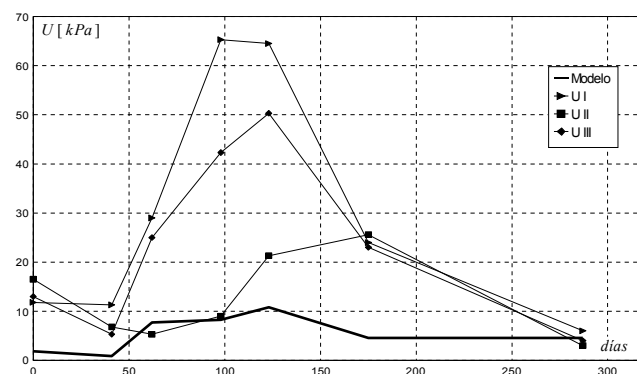


Figura 95. Presión neutra



En este trabajo se calibraron los parámetros del modelo constitutivo *Cam Clay* modificado para suelos de la formación Postpampeano. En el desarrollo de la tesis se explican conceptos básicos de la teoría de la plasticidad orientada a la mecánica de suelos y se describe y desarrolla el modelo *Cam Clay* modificado. Se presentan los resultados de ensayos de consolidación y de un ensayo triaxial realizados. En función de los resultados obtenidos se realiza una calibración numérica. El análisis numérico se completó con un análisis inverso sobre un caso real de construcción de una terminal de contenedores emplazada sobre la margen del río Paraná.

Se concluye que el comportamiento mecánico de las arcillas de deposición marítima del Postpampeano puede ser reproducido con suficiente precisión mediante el modelo *Cam Clay* modificado, con el agregado de una componente de deformación viscoplástica. Los parámetros determinados mediante los ensayos de consolidación para las muestras de carácter arcilloso reproducen correctamente los resultados de las simulaciones numéricas, tanto de los ensayos de laboratorio como del caso real estudiado.

Se observó que el *Cam Clay* no es capaz de predecir el comportamiento mecánico de las muestras limosas. Para estas muestras fue necesario un ajuste sucesivo de los parámetros determinados en forma experimental para conseguir un ajuste numérico aceptable. Tanto para las muestras arcillosas como para las limosas fue necesario usar un valor de permeabilidad, para la calibración del análisis inverso del caso real, que resulta muy superior a los valores usados en la calibración numérica de los ensayos de laboratorio. Este aumento de la permeabilidad de campo se cree que es debido, principalmente, a la existencia de lentes de arena distribuida en forma errática en los diversos estratos.

Para la continuación del Proyecto de Caracterización Mecánica de los suelos del PostPampeano se recomienda la realización de ensayos de consolidación sobre muestras limosas con medición de presiones neutras para determinar de manera más precisa el 100% del grado de consolidación ya que en los ensayos de consolidación se observó una importante componente de deformación por consolidación secundaria. También se recomienda proseguir con la calibración de los parámetros de resistencia de manera más extensa.

## *Agradecimientos*



El autor desea agradecer a la Universidad de Buenos Aires, y, en particular, al Laboratorio de Mecánica de Suelos de la FIUBA, donde se llevaron a cabo todos los ensayos y gran parte del desarrollo de la tesis. Las contribuciones individuales de los miembros de dicho laboratorio es altamente apreciada.

La tesis se desarrolló como parte de un proyecto de caracterización física y mecánica de los suelos de la Provincia de Buenos Aires. Se reconoce la colaboración del Ing. Mauro Codevilla y de los tesisistas de grado Gastón Quaglia, Maribel D. Quintela, Patricia Sagüés surgida de la interacción en el desarrollo del proyecto de investigación. Al profesor Alejo O. Sfriso por su constante guía y motivación. A mi familia por el apoyo y la paciencia.

## Referencias



Atkinson, J. (1993). *"An Introduction to The Mechanics of Soils And Foundations"*. Ed. McGraw-Hill.

Bolognesi, A. y O. Moretto (1959). *"Propiedades del subsuelo del Gran Buenos Aires"*. 1er CPMSC, I, 303-314.

Duncan, J. y C. Chang (1970). *"Nonlinear analysis of stress and strain in soils"*. Proc. ASCE Soil Mech. Found. Div. 96, 1629-1654.

Janbu, N. (1963). *"Soil compressibility as determines by oedometer and triaxial tests"*. Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, I, 19-25.

Larrague, J. y Sfriso, A. (2001). *"Ground improvement in Zárate"*. Foundations and Ground Improvement, ASCE. pp. 514-523.

Núñez, E. (1986). *"Geotechnical conditions in Buenos Aires City"*. V Intern. Congress IAEG, IV, 2623-2630.

Núñez, E (1997). *"Interacción suelo – estructura: Predicción, Comportamiento e instrumentación de campo"*. En: 1er Congreso Paraguayo de Ingeniería Geotécnica, Asunción, 1-19.

Powrie, W. (1997). *"Soil Mechanics Concepts and applications"*. Ed. Chapman & Hall

Quintela, M. (2008). *"Rigidez edométrica de la formación Pampeano"*. Tesis de grado, LMS, FIUBA.

Schofield, A. N. and Wroth, C.P. (1968); *"Critical State Soil Mechanics"*

Sfriso, A. (1997). *"Formación Postpampeano: predicción de su comportamiento mecánico"*. III CLIGJ., Caracas, Venezuela, 1-10

Sfriso, A. y Larrague, J. (2003). *"Slope failure at the Paraná shoreline, Argentina"*. Soil & Rock America. XII PCSMGE Vol I, pp. 204-210.

Terzaghi, K. y Peck, R. (1973). *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. 2da Ed., El Ateneo, Buenos Aires, 722 p. 3ra Ed., Wiley, 1996.

Vermeer, P. (1995). *"Plaxis user manual"*. Balkema, Rotterdam, 600 p.