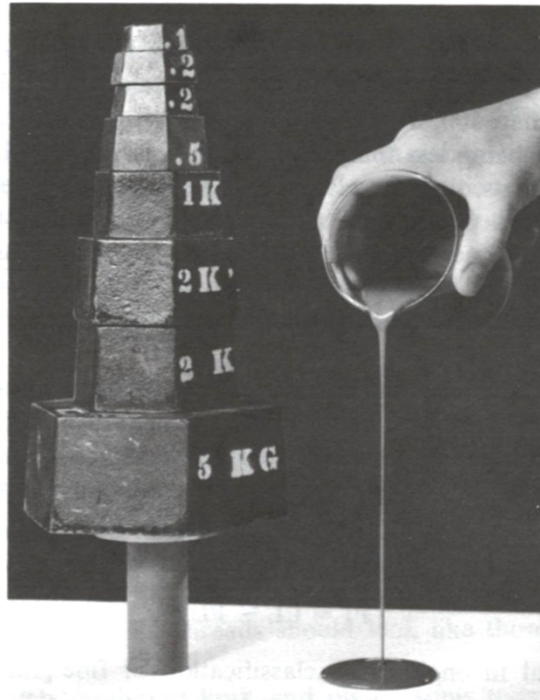


# Resistencia y rigidez de arcillas



Mecánica de Suelos y Geología  
Facultad de Ingeniería, Universidad de Buenos Aires

# Índice


- Resistencia al corte drenado
- Resistencia al corte no drenado
- Arcillas inalteradas
- Relación tensión-deformación
- Un ejercicio integrador



[virtualuniversity.issmge.org](http://virtualuniversity.issmge.org)


Seoul 2017 19th ICSMGE

19<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering  
19<sup>ème</sup> Conférence Internationale de Mécanique des Sols et de Géotechnique



Honours Lecture - Bishop Lecture  
*Modelling and Testing*

**David Muir Wood**  
University of Dundee, UK

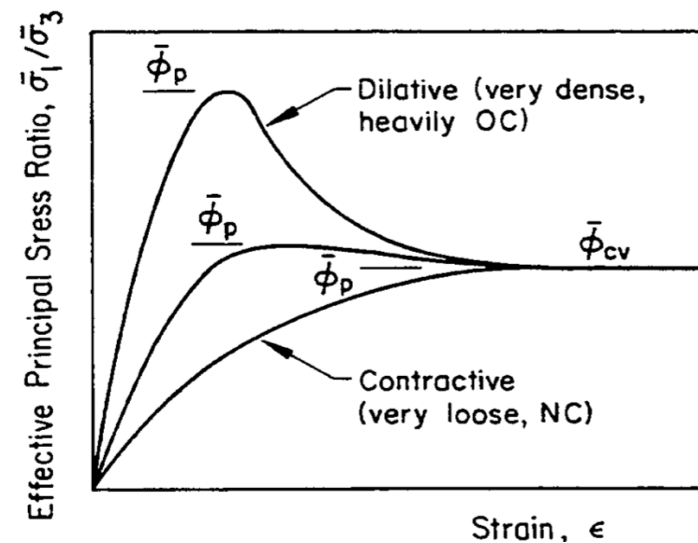


# Resistencia al corte de arcillas amasadas vs arenas



## Similitudes

- La resistencia al corte obedece a  $s = \sigma \tan[\phi]$
- Tienen la misma relación tensión-dilatancia
  - Las arcillas compactas dilatan (como arenas densas)
  - Las arcillas blandas contraen (como arenas sueltas)
- Mismo efecto de trayectoria de tensiones
- Ambos materiales alcanzan el estado crítico ( $\phi = \phi_{cv}$ )

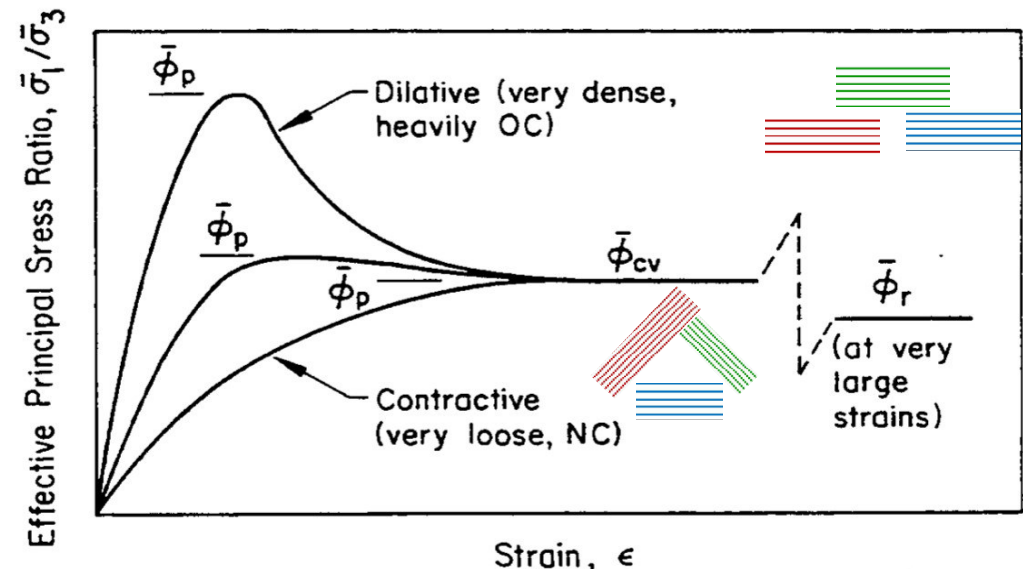


# Resistencia al corte de arcillas amasadas vs arenas



## Diferencias

- Las partículas de arcilla interaccionan por fuerzas eléctricas (no tienen contacto directo grano a grano)
- Las arcillas tienen memoria:  $\phi$  depende de la historia de tensiones, porque el material “recuerda” cual fue la presión máxima que soportó (OCR) y en que dirección ocurrió
- Para enormes deformaciones, las arcillas tienen un ángulo de fricción interna residual  $\phi_r$  menor que  $\phi_{cv}$

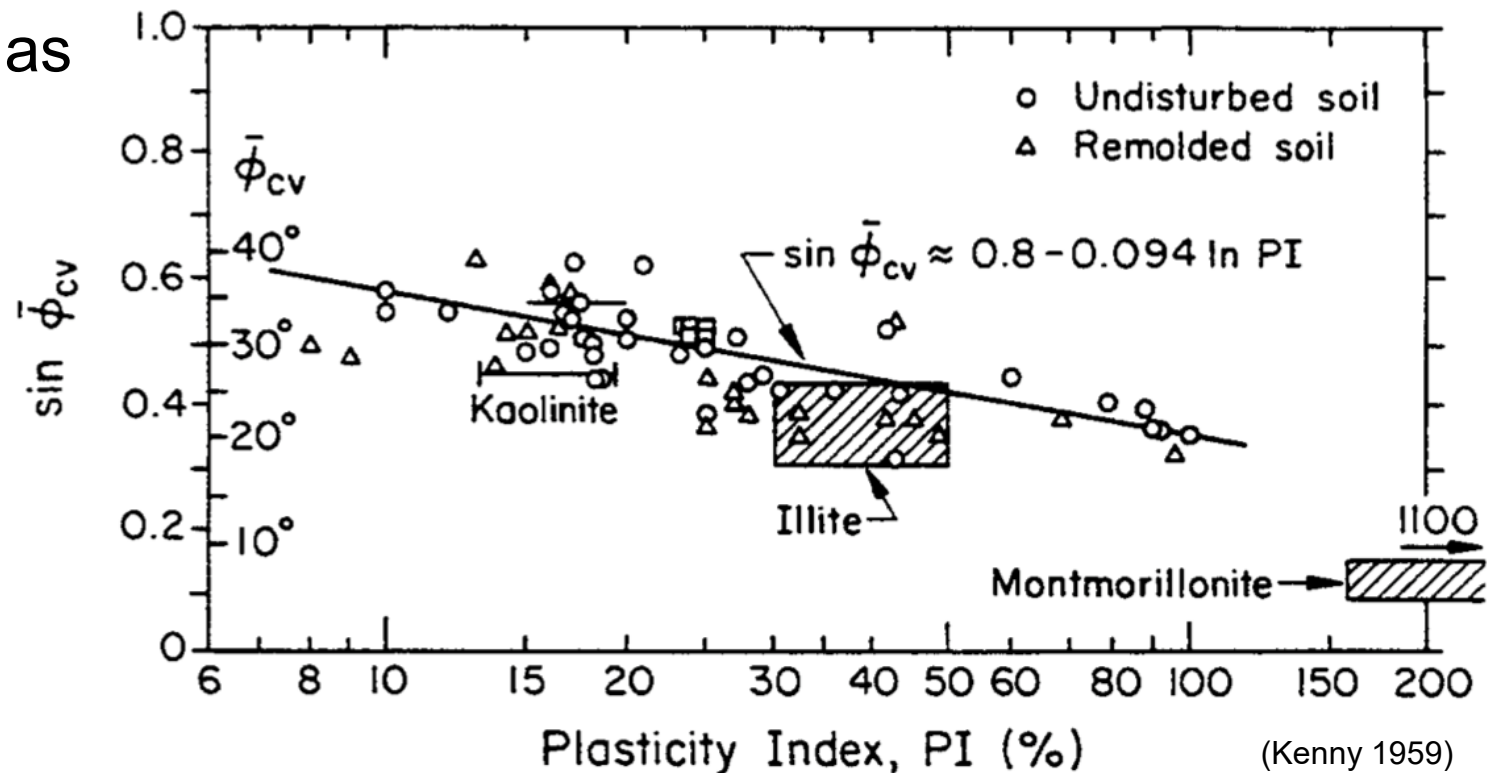
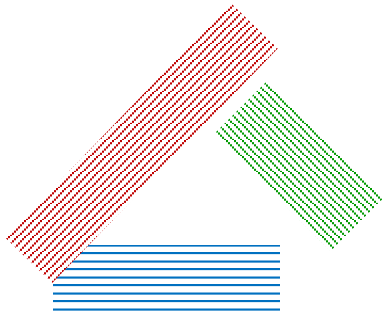




# Ángulo de fricción interna de volumen constante $\phi_{cv}$ en suelos de grano fino

$\phi_{cv}$  decrece con el aumento de plasticidad

- Mayor actividad eléctrica
- Mayor distancia entre partículas





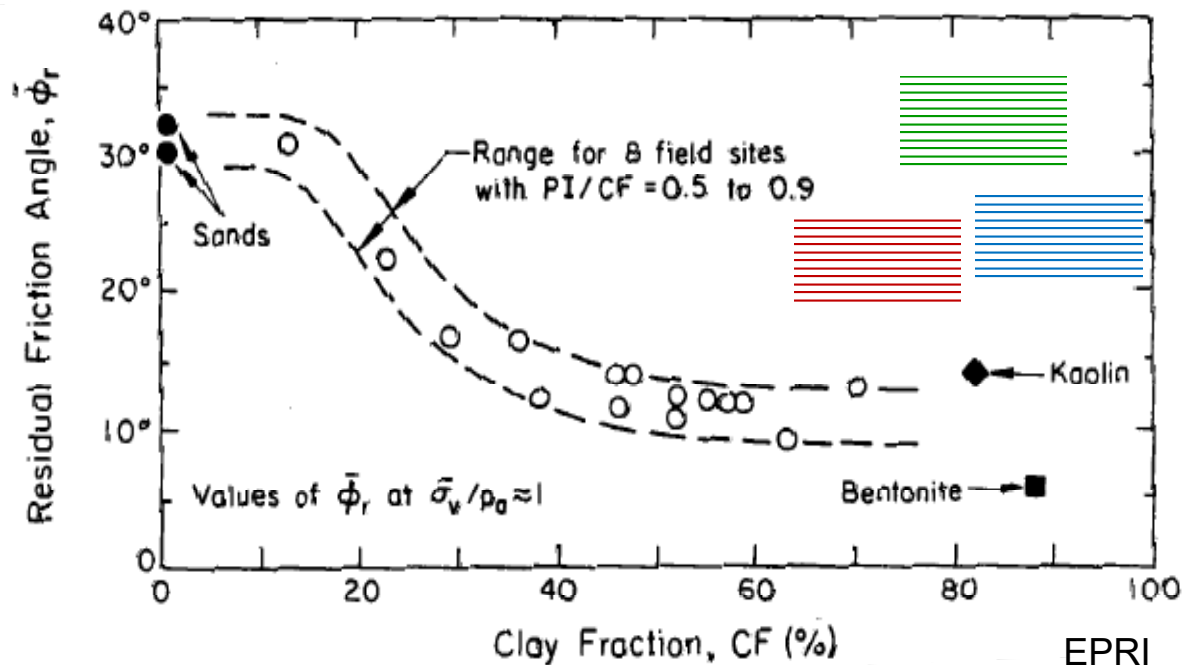
# Angulo de fricción interna residual $\phi_r$ en suelos de grano fino

Para enormes deformaciones hay alineamiento de los planos débiles de las partículas

- Ángulo de fricción interna residual  $\phi_r < \phi_{cv}$
- $\phi_r$  sólo vale en la dirección del reordenamiento de contactos
  - En todas las demás direcciones vale  $\phi_{cv}$

Que exista  $\phi_r$  no invalida la teoría de estado crítico

- El proceso  $\phi_{cv} \rightarrow \phi_r$  ocurre a volumen constante



# Ejercicio



Dibuje a escala el ángulo de fricción interna de volumen constante y residual de:

- Arena suelta
- Caolinita
- Illita
- Montmorillonita

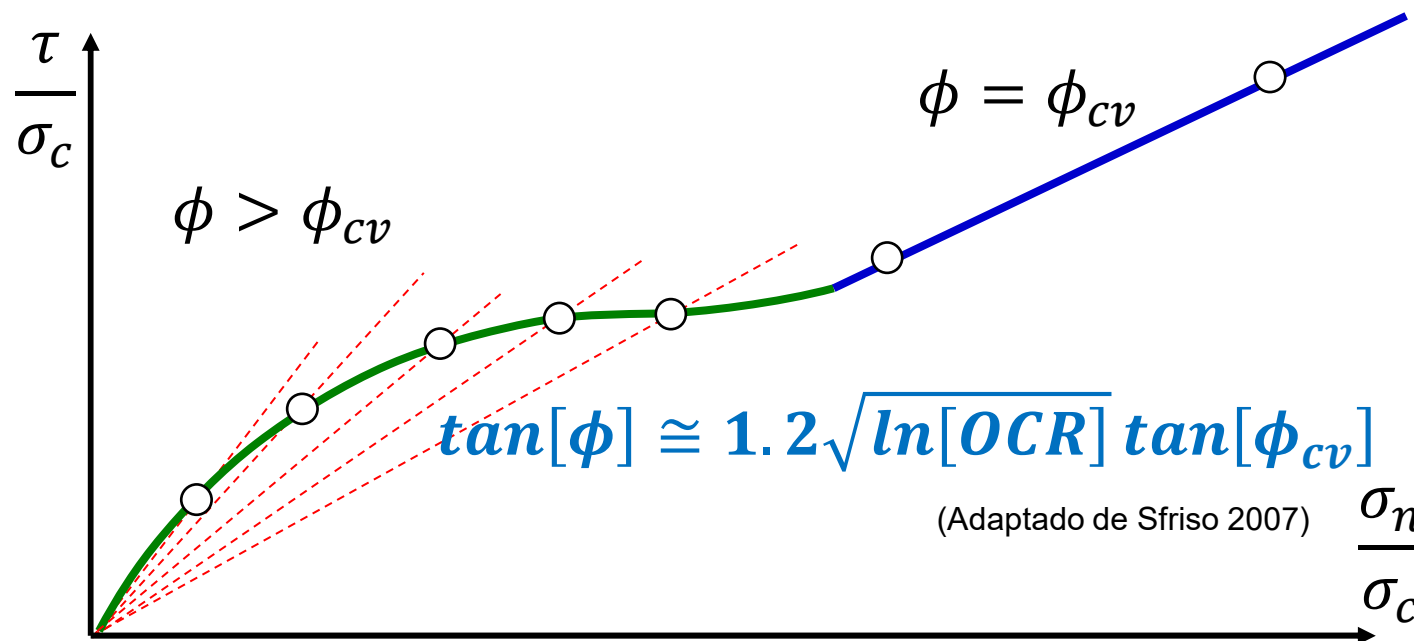
Se efectúa un ensayo S de una illita con  $\sigma_3 = 100kPa$

- Calcule  $\sigma_1$  para una deformación del 10%
- Calcule  $\sigma_1$  para una deformación del 100%



# Arcillas compactas: efecto de la dilatancia

- En arcillas, igual que en arenas:  $\phi = \phi_{cv} + \psi$
- En arenas,  $\psi$  depende de  $D_r$  y de la presión:  $\phi = \phi_{cv} + \psi[D_r, p]$
- En arcillas,  $\psi$  depende de  $OCR$ :  $\phi = \phi_{cv} + \psi[OCR]$
- Efecto de la dirección de carga: arcillas = arenas



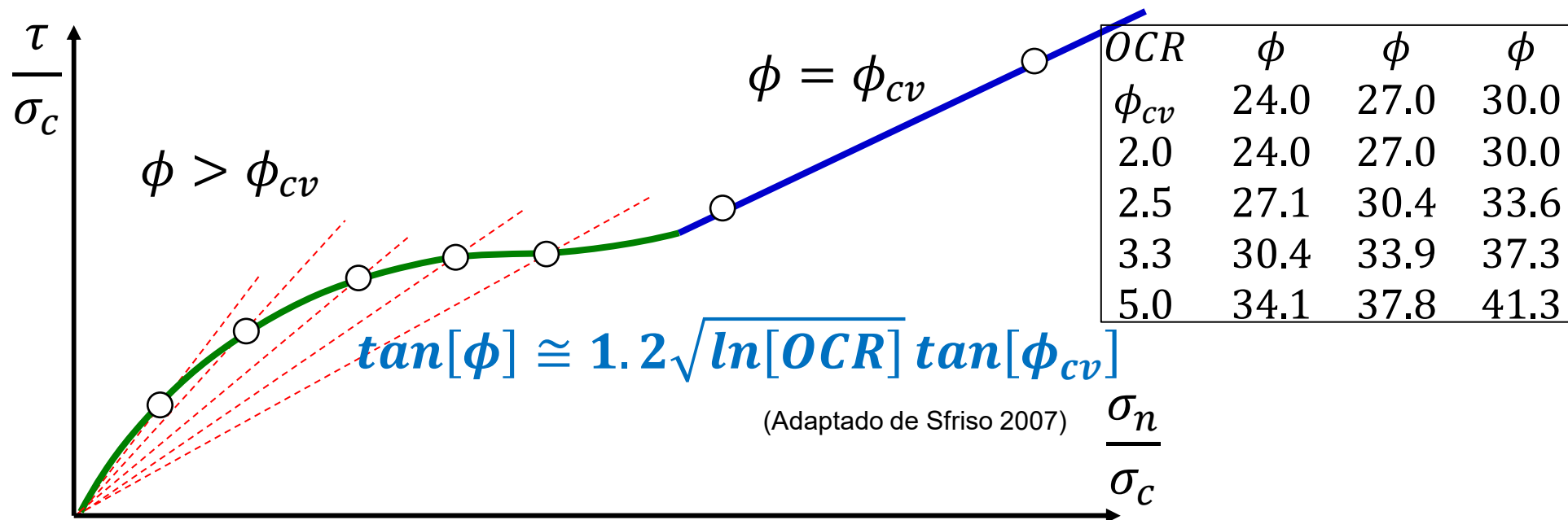




# Comportamiento integrado: resistencia y rigidez

*OCR* mide la historia de tensiones y controla la rigidez

- $OCR \geq \sim 2.0 \rightarrow \phi[OCR] > \phi_{cv}$  y la arcilla tiene mayor rigidez
- $OCR < \sim 2.0 \rightarrow \phi = \phi_{cv}$  y la arcilla tiene menor rigidez



# Ejercicio



Calcule el ángulo de fricción interna de una caolinita ( $\phi_{cv} = 30^\circ$ ) para

- Compresión triaxial, normalmente consolidada
- Compresión triaxial, preconsolidada con  $OCR = 3.0$
- Compresión plana, normalmente consolidada
- Compresión plana, preconsolidada con  $OCR = 3.0$

## Recordatorio

- Compresión triaxial  $\phi_{tc} = 1.00 \phi$
- Compresión plana  $\phi_{psc} = 1.10 \phi_{tc}$

# Índice



- Resistencia al corte drenado
- **Resistencia al corte no drenado**
- Arcillas inalteradas
- Relación tensión-deformación
- Un ejercicio integrador

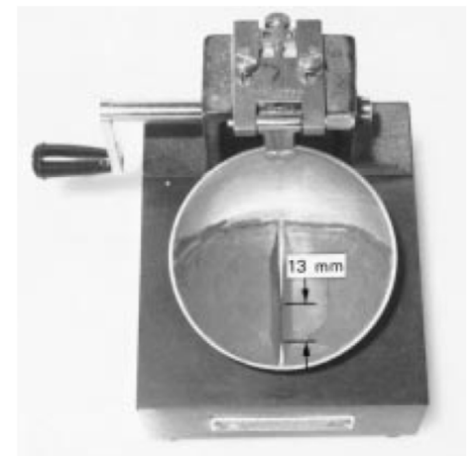
# Resistencia al corte no drenado de arcillas amasadas



Arcilla amasada: mezcla homogénea de partículas y agua (no tiene: edad, estructura, cementación, anisotropía...)

Su resistencia al corte no drenado es puramente función de la humedad

- Límite líquido: se aplican siempre los mismos 25 golpes, siempre falla igual
  - Todos los suelos tienen la misma resistencia al corte en el  $LL$
- A una misma humedad, dos arcillas con  $LL$  muy distintos tienen resistencias al corte muy distintas: se mide con  $I_L = (\omega - LP)/(LL - LP)$



$$s_u = f[IL] = f[p, OCR]$$

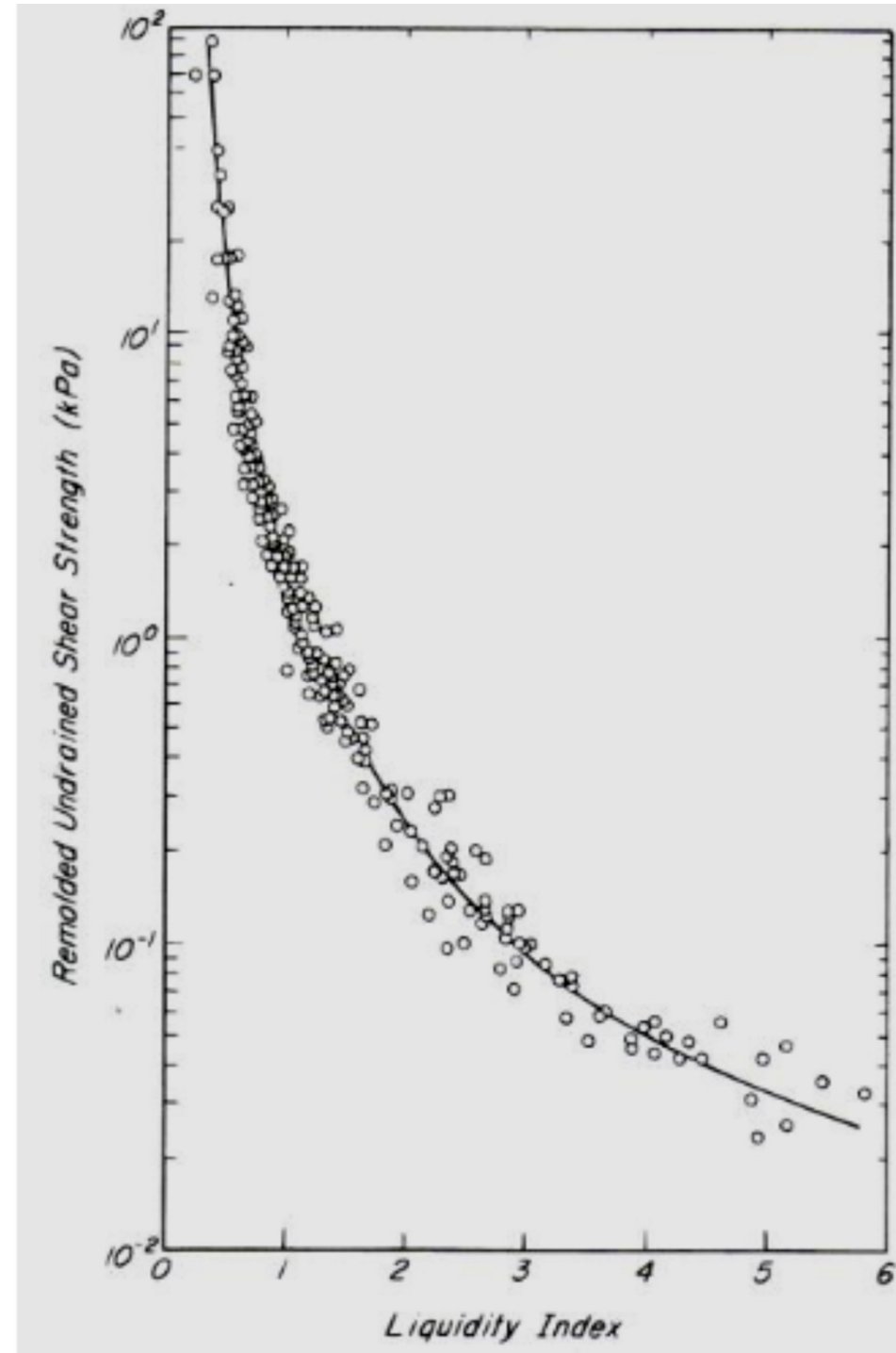
### Evidencia experimental

- $s_u = f[\omega] \cong 1.7e^{-4.6 I_L} p_{atm}$ 
  - $LL \rightarrow (I_L = 1) \rightarrow s_u \cong 1.7\text{kPa}$
  - $LP \rightarrow (I_L = 0) \rightarrow s_u \cong 170\text{kPa}$

De la teoría de compresión edométrica:  $\omega = f[p, OCR]$

### Uniendo ambas fuentes

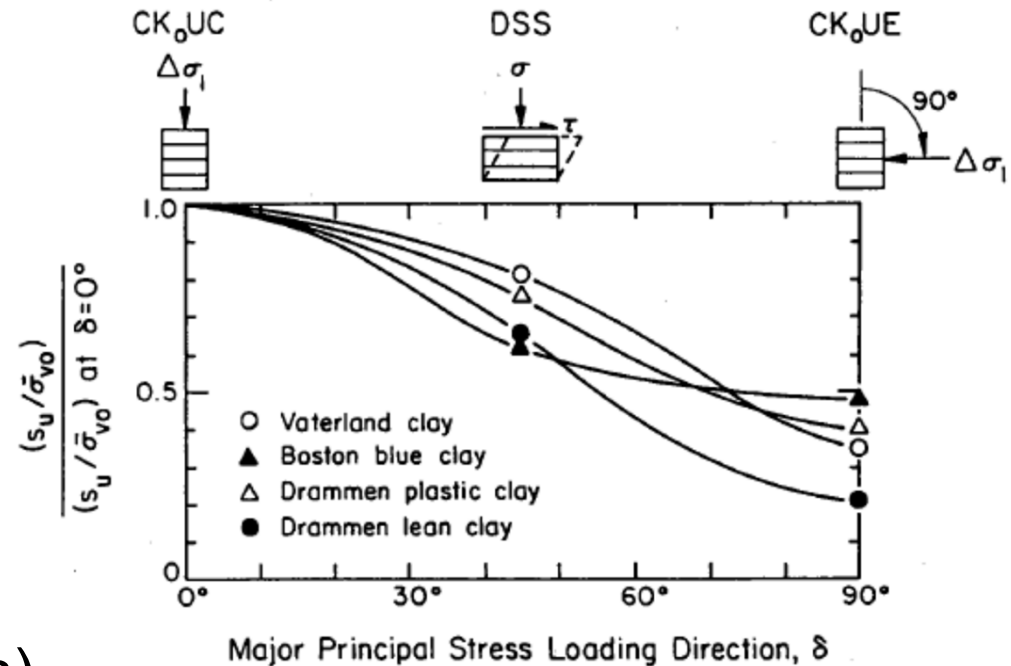
- $s_u \cong 0.23(\sigma'_v)^{C_s/C_c} (\sigma'_p)^{1-C_s/C_c}$
- $s_u \cong 0.23\sigma'_v(OCR)^{1-C_s/C_c}$



# Otras influencias en la resistencia al corte no drenado de arcillas amasadas



- Dirección de tensión de corte vs dirección de consolidación
  - Efecto distinto que en deformación drenada
  - Depende de relación tensión-deformación
- Velocidad de carga (siempre no drenado, válvulas cerradas)
  - Aumento de 10 veces de la velocidad de deformación: aumento de 10% de  $s_u$
  - Efectos viscosos



CK<sub>0</sub>UC: consolidación anisotrópica, compresión no drenada

DSS: corte directo simple

CK<sub>0</sub>UE: consolidación anisotrópica, extensión no drenada

# Ejercicio



Calcule la resistencia al corte no drenada de una caolinita ( $LL = 40$ ,  $LP = 29$ )

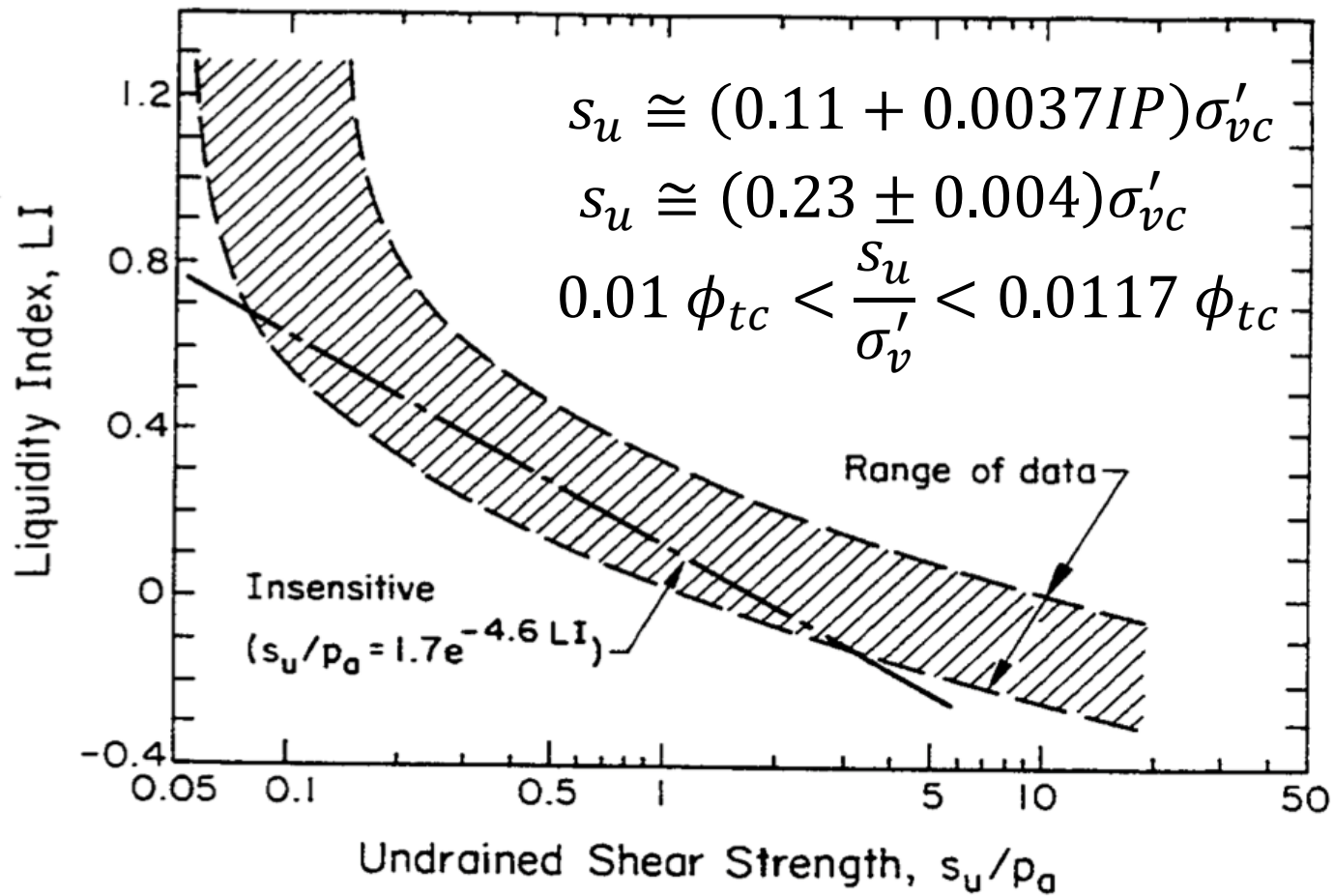
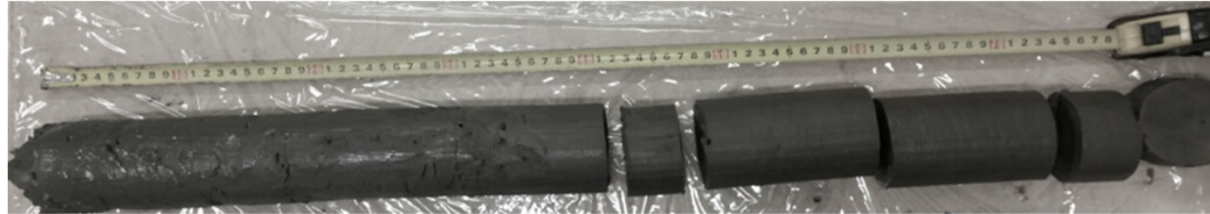
- en compresión triaxial para  $\omega = 50\%$ ,  $40\%$ ,  $30\%$ ,  $20\%$
- en extensión triaxial para  $\omega = 50\%$ ,  $40\%$ ,  $30\%$ ,  $20\%$
- en deformación plana para  $\omega = 50\%$ ,  $40\%$ ,  $30\%$ ,  $20\%$

# Índice



- Resistencia al corte drenado
- Resistencia al corte no drenado
- **Arcillas inalteradas**
- Relación tensión-deformación
- Un ejercicio integrador

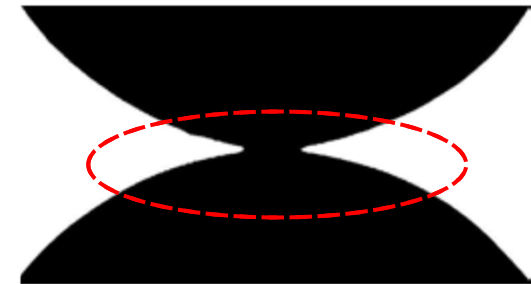


Arcillas inalteradas:  $s_u$ 

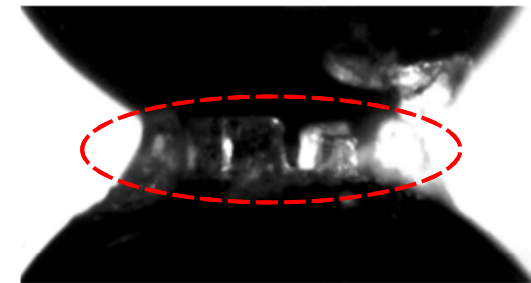
# Arcillas inalteradas: Cementación



Agua destilada (deionizada)



Agua con sales



*drying*

Figure 5. Evolution of unsaturation – Pendular regime. The lower spherical glass bead ( $d=2\text{mm}$ ) is being held by the meniscus. Top sequence: de-ionized water. Lower sequence: water has salt in solution, salts eventually precipitate rendering inter-particle cementation (Gathered with D. Fratta).

# Arcillas inalteradas: Sensitividad

$$S = \frac{s_u \text{ intacta}}{s_u \text{ remoldeada}}$$

Clay Description	$S_t$
Insensitive	$\approx 1$
Slightly sensitive	1 to 2
Medium sensitive	2 to 4
Very sensitive	4 to 8
Slightly quick	8 to 16
Medium quick	16 to 32
Very quick	32 to 64
Extra quick	> 64

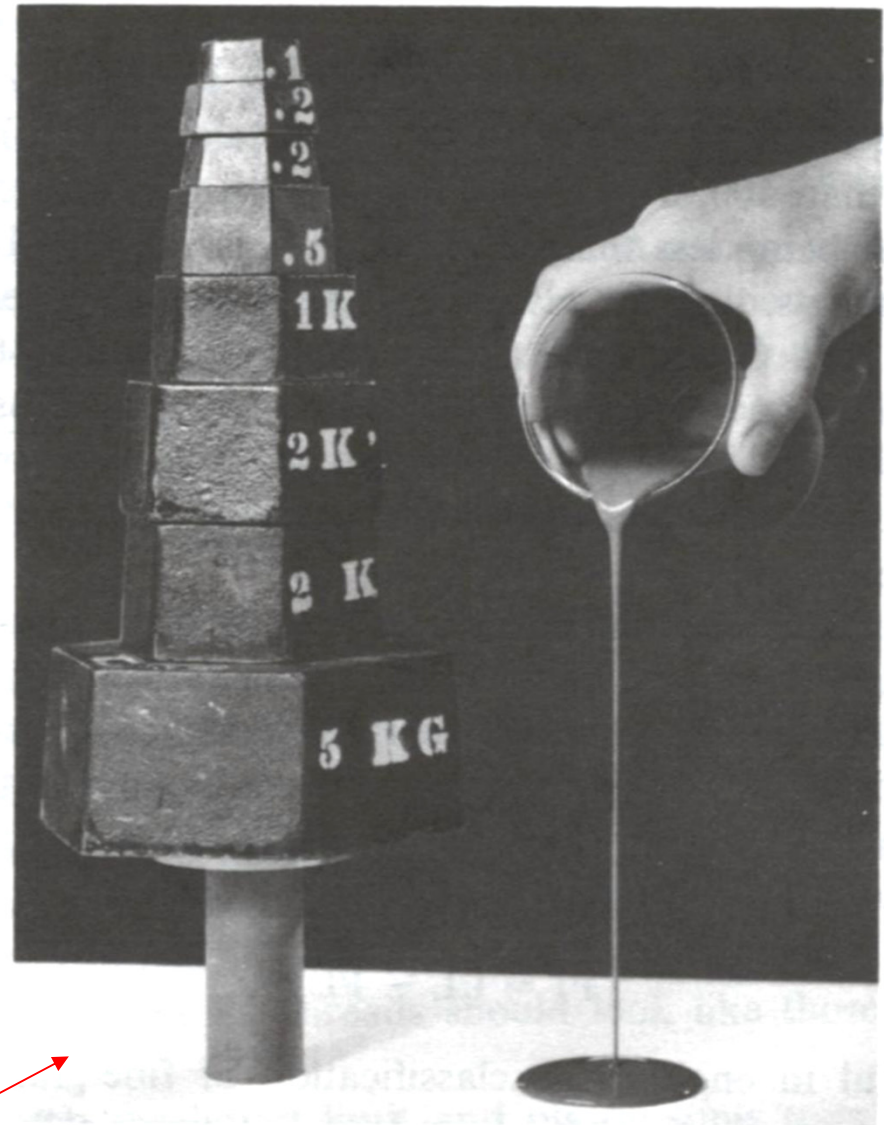


Fig. 2.9 (a) Undisturbed and (b) thoroughly remolded sample of Leda clay from Ottawa, Ontario. (Photograph courtesy of the Division of Building Research, National Research Council of Canada. Hand by D. C. MacMillan.)

# Índice



- Resistencia al corte drenado
- Resistencia al corte no drenado
- Arcillas inalteradas
- **Relación tensión-deformación**
- Un ejercicio integrador

# Módulo secante no drenado $E_u$



- Valores típicos
  - No drenado  $\nu = 0.50 \rightarrow E = 3G$

Consistency	Normalized Undrained Modulus, $E_u/p_a$
soft	15 to 40
medium	40 to 80
stiff	80 to 200

# Módulo inicial no drenado $E_{ui}$ : correlación $E_{ui}$ vs $OCR$

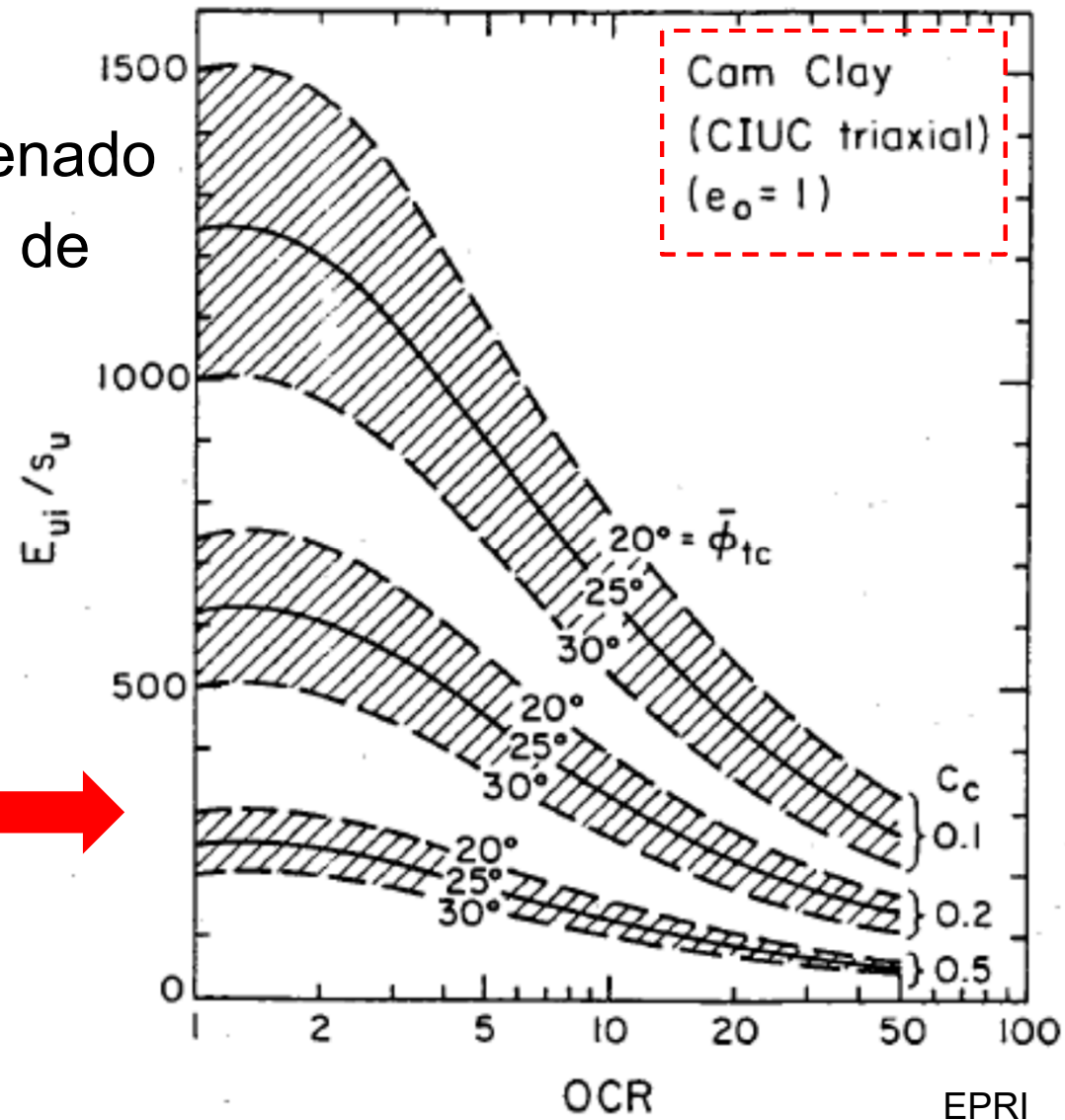


La rigidez al corte inicial no drenado de arcillas amasadas depende de

- Resistencia al corte
- Sobreconsolidación

Predicción de Cam-Clay  
(modelo constitutivo arcillas)

$$\frac{E_{ui}}{s_u} \cong \frac{64M(1+e)}{C_c OCR^{0.8}} (1 + \ln[OCR])$$





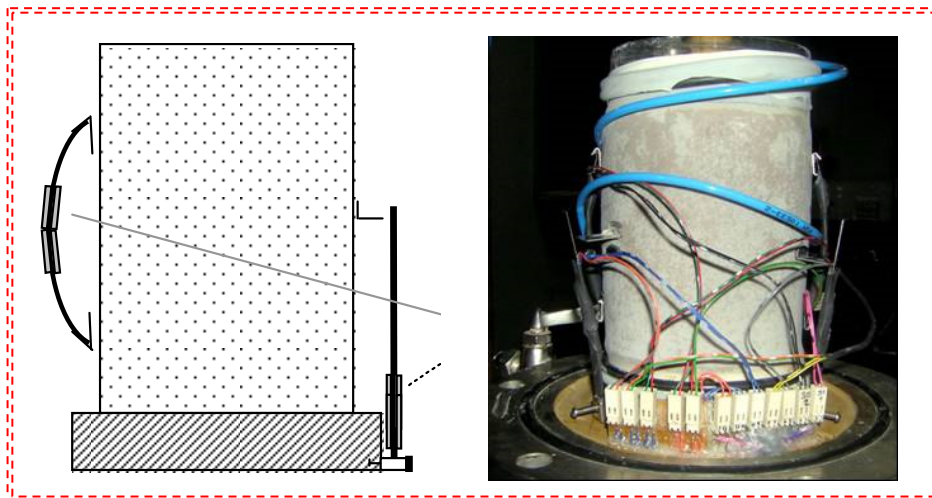
# El modelo hiperbólico en función de $s_u$



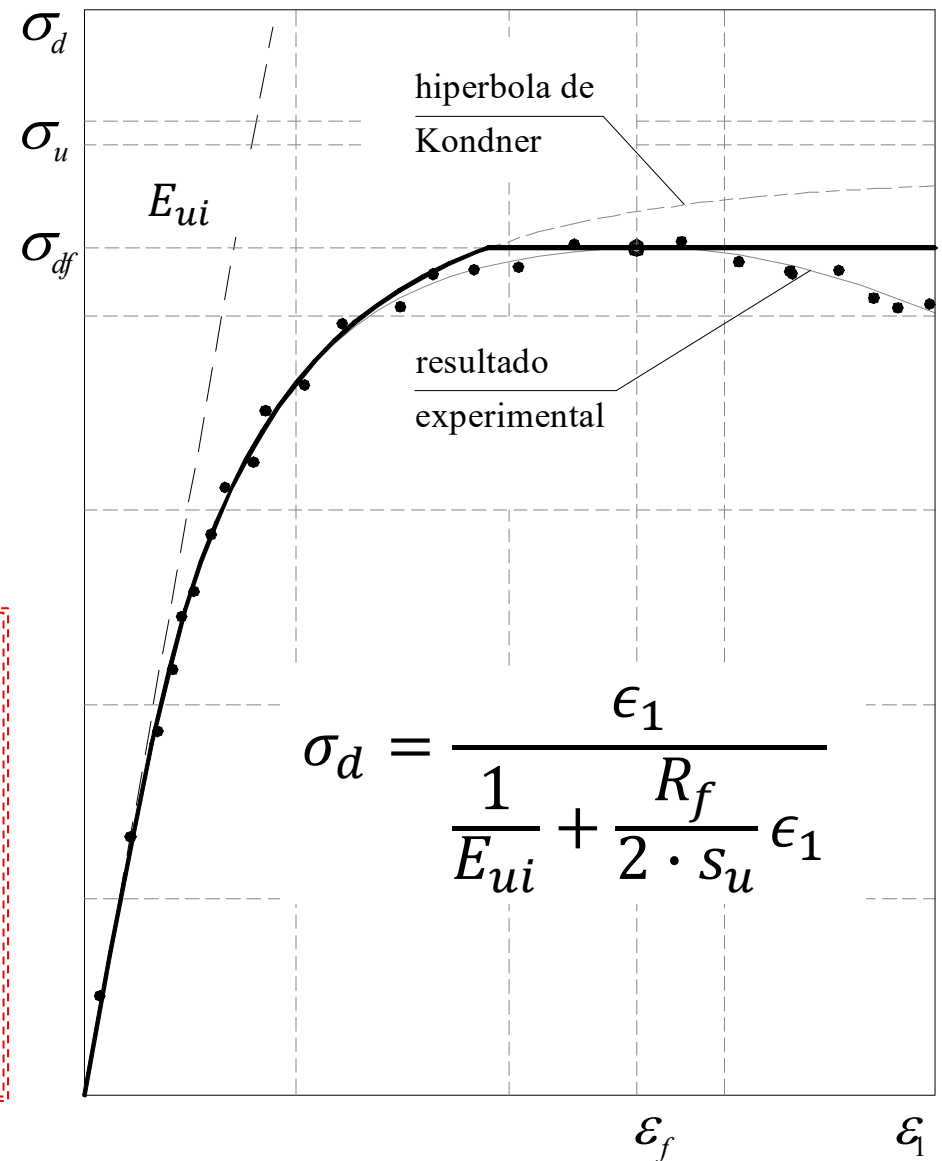
$$\sigma_d = \frac{\epsilon_1}{\frac{1}{E_{ui}} + \frac{R_f}{2 \cdot s_u} \epsilon_1}$$

$$E_{ui} = (500|600)s_u$$

$$R_f \cong 0.7|0.9$$



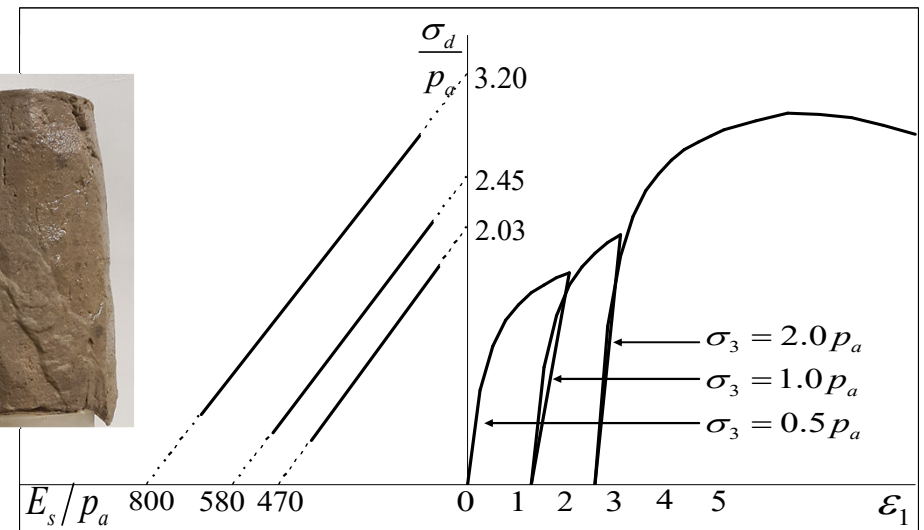
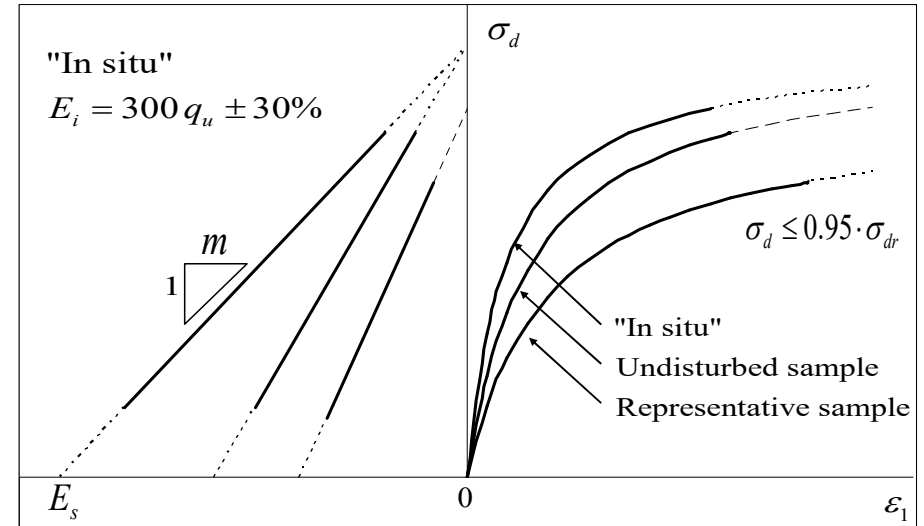
(Tesis P. Sagues, 2007)



# Suelos cementados ( $c' > 0$ ): ensayo triaxial escalonado



- En suelos cementados hay mucha dispersión de resultados
- (A veces) es mejor hacer 2 ó 3 escalones de carga sobre una misma muestra
- Un ensayo CIUC o CIDC con 3 escalones de carga puede durar por lo menos 4-5 días



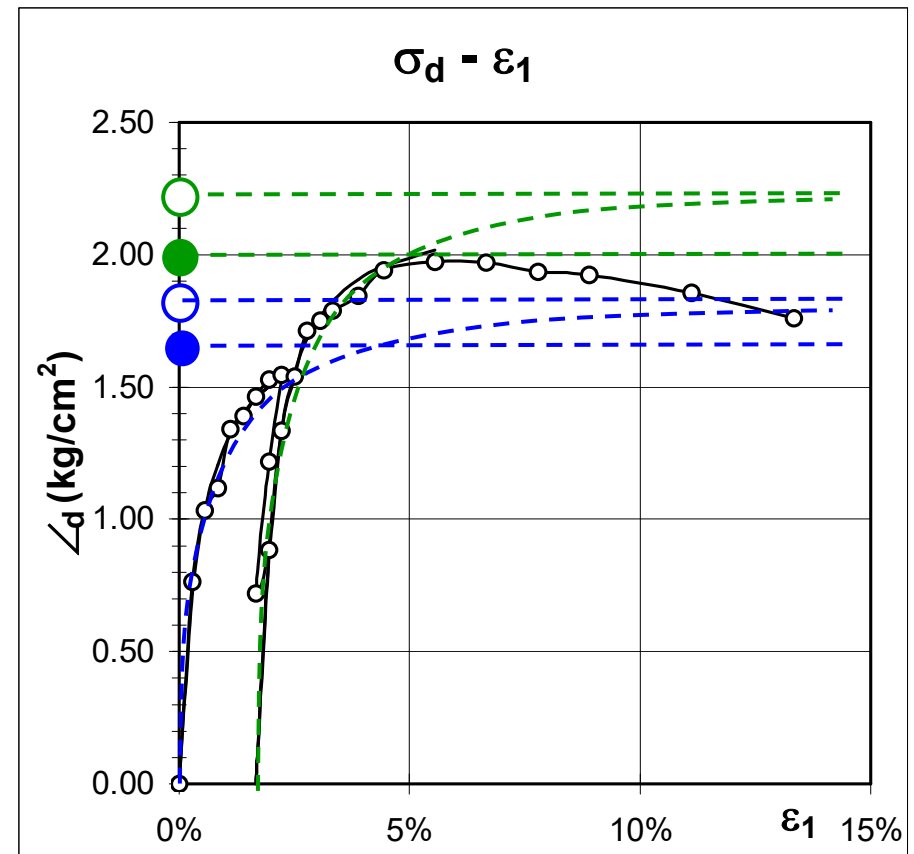
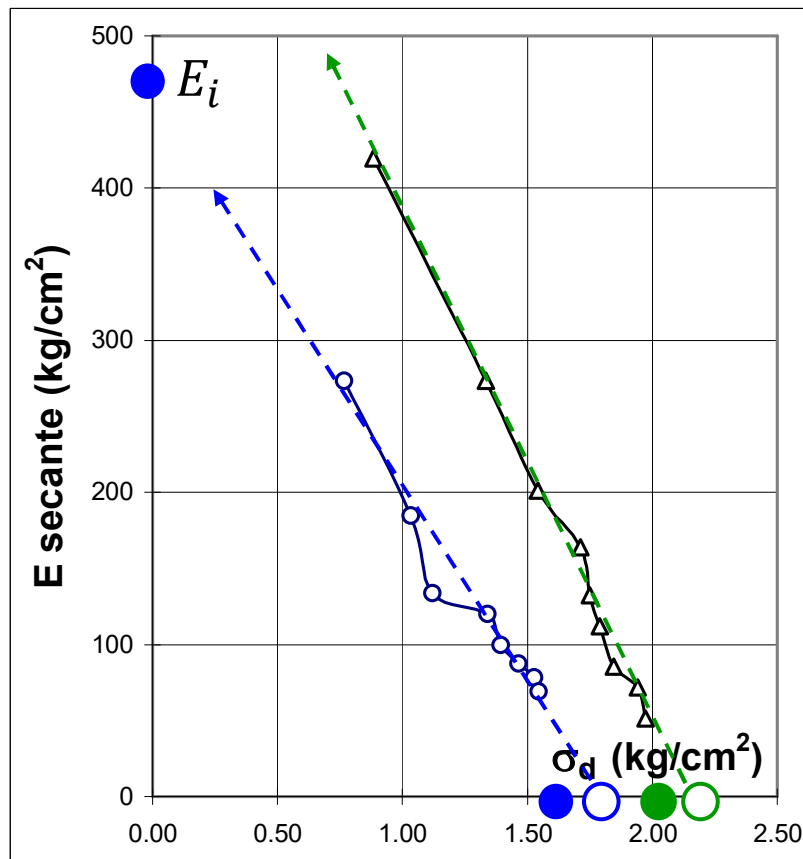




# Suelos cementados ( $c' > 0$ ): ensayo triaxial escalonado

Etapa 1: Se avanza hasta que la **línea** es clara

Etapa 2: Se llega a rotura



# Índice



- Resistencia al corte drenado
- Resistencia al corte no drenado
- Arcillas inalteradas
- Relación tensión-deformación
- **Un ejercicio integrador**



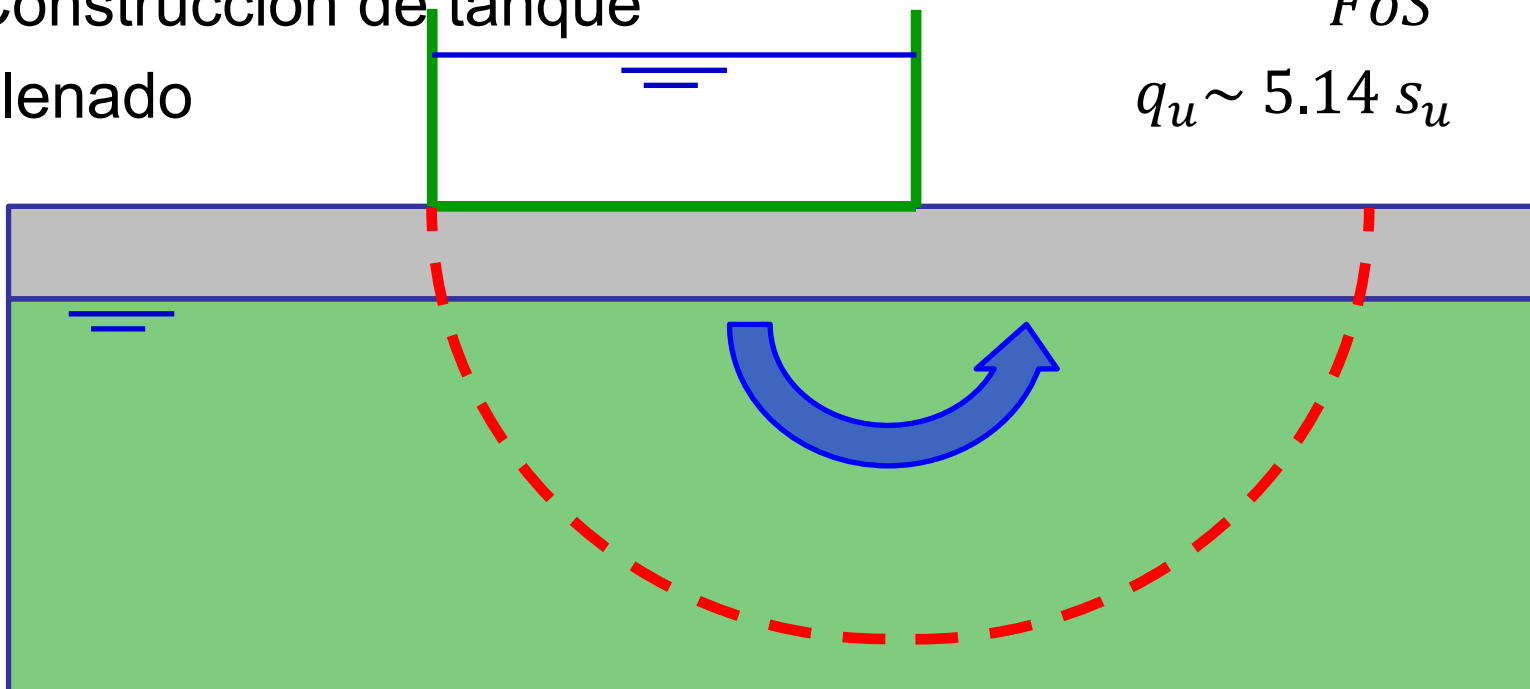
# Ejercicio: construcción de tanque sobre relleno de arcilla

## Etapas

- 1º Construcción de terraplén compactado
- 2º Construcción de tanque
- 3º Llenado

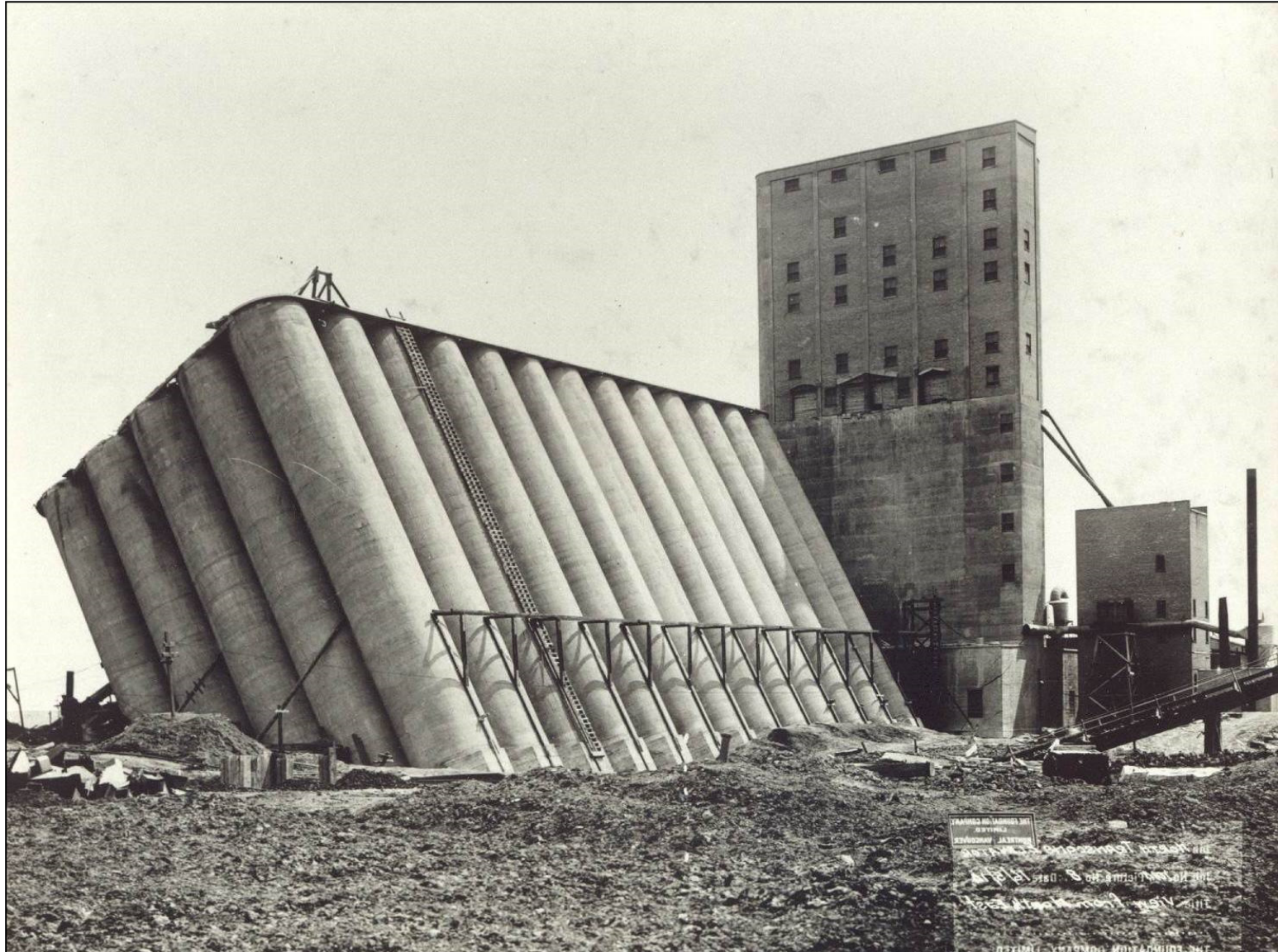
$$q_{adm} = \frac{q_u}{FoS}$$

$$q_u \sim 5.14 s_u$$





# El silo Transcona, 1913





# Ejercicio: construcción de tanque sobre relleno de arcilla

Construcción de terraplén compactado (gris) sobre terreno natural (verde= “blando” + bordó= “duro”)

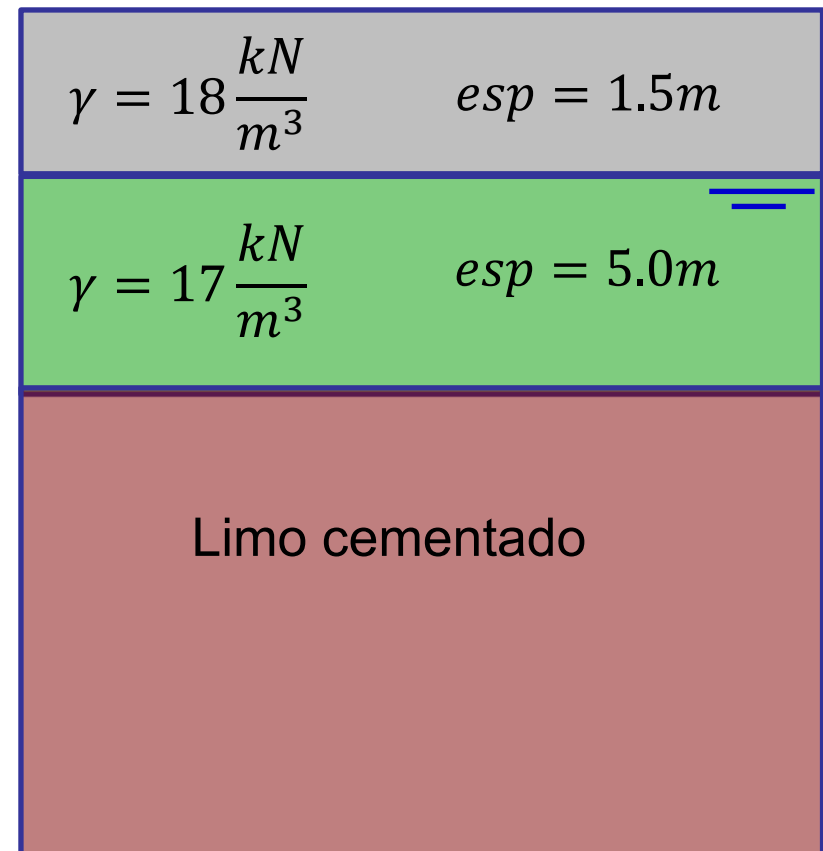
$$\sigma'_v = 18 \frac{kN}{m^3} 1.5m + 7 \frac{kN}{m^3} \frac{5.0m}{2}$$

$$\sigma'_v = 44kPa$$

$$s_u = 0.23\sigma'_v = 10.2kPa$$

$$q_u = 5.14 s_u = 52.4kPa$$

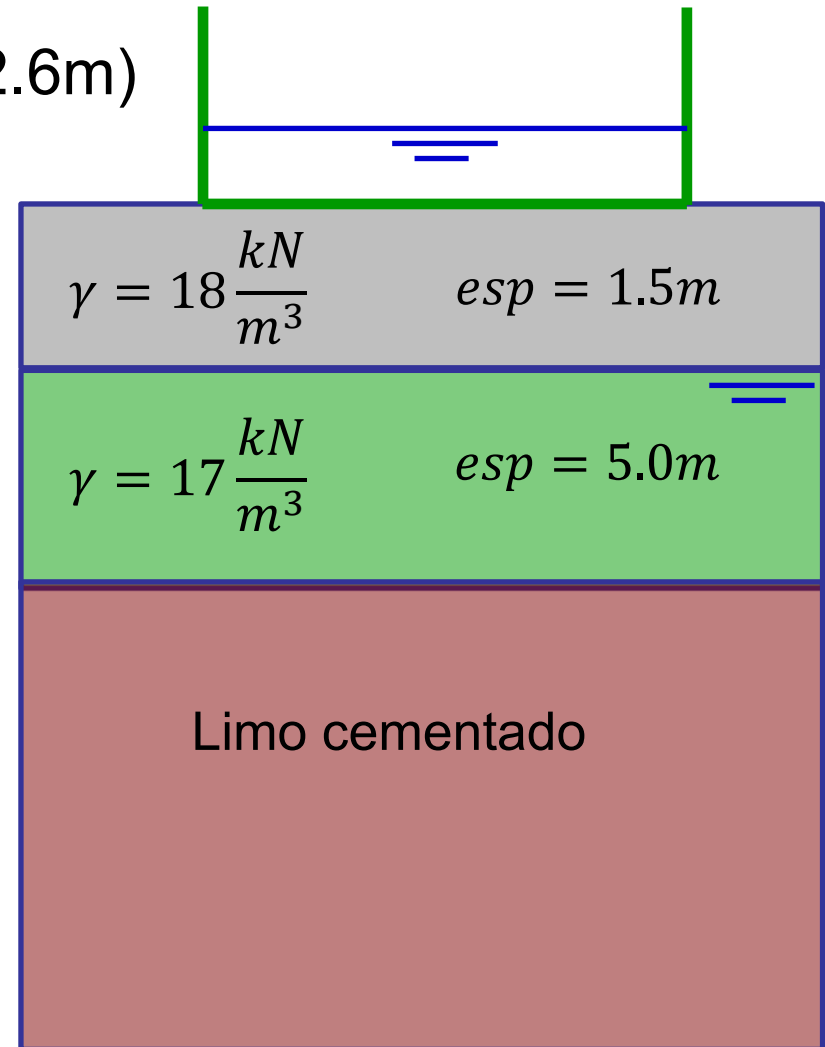
$$q_{adm} = \frac{q_u}{2} = 26.2kPa$$





# Ejercicio: construcción de tanque sobre relleno de arcilla

Construcción y llenado de tanque (2.6m)



$$\sigma'_v = 44.5kPa + 10 \frac{kN}{m^3} 2.6m$$

$$\sigma'_v = 70.5kPa$$

$$s_u = 0.23\sigma'_v = 16.2kPa \uparrow$$

$$q_u = 5.14 s_u = 83.3kPa$$

$$q_{adm} = \frac{q_u}{2} = 41.6kPa \uparrow$$



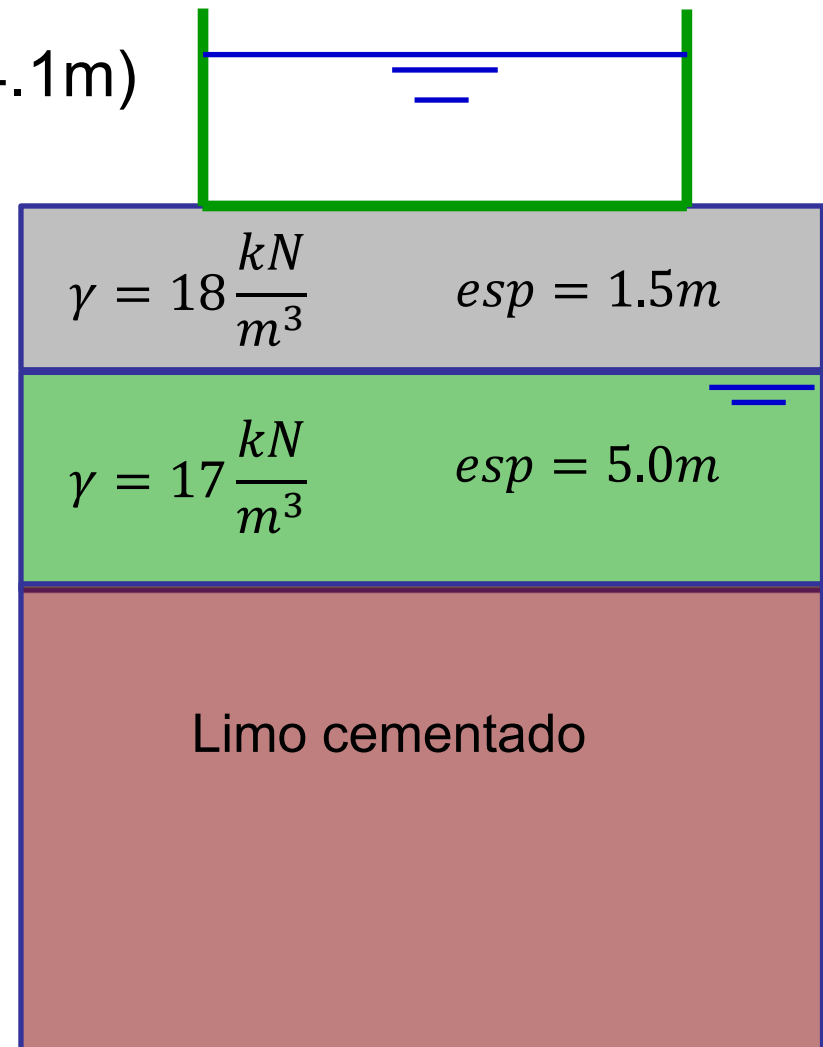
# Ejercicio: construcción de tanque sobre relleno de arcilla

Llenado del tanque final ( $2.6+1.5= 4.1m$ )

$$q_{adm} = \frac{q_u}{2} = 41.6kPa$$

**Se puede llenar el tanque hasta su altura final porque la presión aplicada en la primera etapa (2.6m) redujo la relación de vacíos y con ello aumentó la resistencia al corte no drenado del terreno**

(el cálculo real es más complejo, lo veremos más adelante)





# Bibliografía



## Básica

- Powrie. Soil Mechanics. 2<sup>da</sup> Ed. Spon Press

## Complementaria

- Mitchell. Fundamentals of soil behavior. Wiley.
- Terzaghi, Peck, Mesri. Soil Mechanics in Engineering Practice. 3<sup>ra</sup> Ed. Wiley
- Fredlund y otros. Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley