



CONCEPTOS BÁSICOS:

CONSOLIDACIÓN

CARGA CON Y SIN DRENAJE

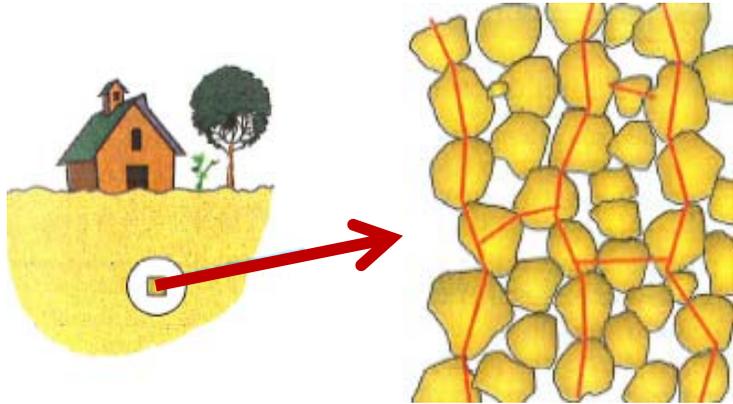
LA HISTORIA TENSIONAL DEL SUELO

Luis Ortuño
Ingeniero de Caminos, MSc. DIC
Profesor Asociado UPM
Uriel & Asociados

¿CÓMO SE DEFORMA EL SUELO SATURADO?

INTRODUCCIÓN A LA CONSOLIDACIÓN

Por su historia geológica el suelo tiene una estructura



A efectos prácticos, tanto las partículas del suelo como el agua son indeformables, de forma que los cambios de volumen o las distorsiones del suelo se deben a una reordenación de sus partículas, que giran y/o deslizan unas sobre otras:

Tomadas de González Vallejo, L. et al (2000)

MATERIAL		Compresibilidad volumétrica C (m ² /MN)	C/C _w
Partículas de suelo		1,5 - 3,0 · 10 ⁻⁵	0,03 – 0,06
Agua		0,0005	1
Esqueleto sólido del suelo	Baja compresibilidad	0,05	100
	Alta compresibilidad	1,5	300

$$\frac{\Delta V}{V} = C \Delta \sigma'$$

Si el suelo está saturado:

- Compresión:** No es más que una reducción de huecos y un reordenamiento de las partículas hacia una estructura más densa
- Hinchamiento:** Aumento de huecos, con reordenamiento de partículas hacia una estructura más abierta (menos densa)

¿CÓMO SE DEFORMA EL SUELO SATURADO?

INTRODUCCIÓN A LA CONSOLIDACIÓN

En definitiva:

Para que el **SUELO SATURADO REDUZCA SU VOLUMEN** se han de reducir los huecos, es decir, **SE HA DE EXPULSAR AGUA**. Las partículas se reordenan en una estructura más densa (más resistente)

Para que el **SUELO SATURADO AUMENTE SU VOLUMEN** han de aumentar los huecos, es decir, **HA DE ENTRAR AGUA**. Las partículas se reordenan en una estructura más abierta (menos resistente)

PERO.....

**!!!! EL AGUA SÓLO SE MUEVE POR
DIFERENCIAS EN ALTURA
PIEZOMÉTRICA !!!!**

$$h = z + \frac{u}{\gamma_w}$$

Definición de presión (tensión) efectiva (suelos saturados).

“Las tensiones en cualquier punto de un plano que atraviesa una masa de suelo pueden ser calculadas a partir de las tensiones principales totales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ que actúan en ese punto. Si los poros del suelo se encuentran rellenos de agua bajo una presión u , las tensiones principales totales se componen de dos partes. Una parte, u , llamada presión neutra o presión intersticial, actúa sobre el agua y sobre las partículas sólidas en todas direcciones y con igual intensidad. Las diferencias :

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u, \quad \sigma'_2 = \sigma_2 - u, \quad \sigma'_3 = \sigma_3 - u$$

representan un exceso de presión sobre la presión neutra u , y actúan exclusivamente en la fase sólida del suelo. Estas fracciones de las tensiones principales totales se denominan tensiones efectivas.

Cualquier efecto medible debido a un cambio de tensiones, tal como la compresión, la distorsión o la modificación de la resistencia al corte de un suelo, es debido exclusivamente a cambios en las tensiones efectivas”.

EL POSTULADO DE TERZAGHI (1936)

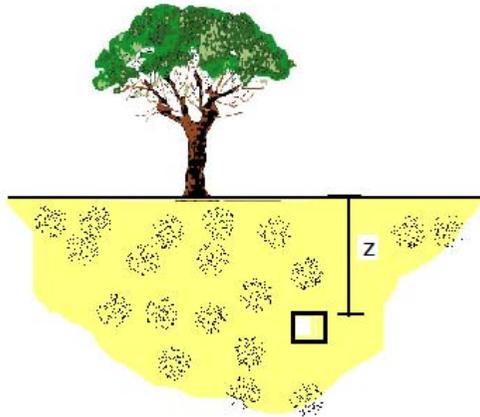
COROLARIOS:

- 1.- Si no hay cambio de volumen ni distorsión, no existe cambio en las tensiones efectivas
- 2.- Un aumento de σ' causa compresión y aumento de resistencia
- 3.- Una reducción de σ' origina entumecimiento (hinchamiento) y pérdida de resistencia

COMENTARIOS:

- 1.- El postulado no tiene en cuenta fenómenos dependientes del tiempo (fluencia, etc).
- 2.- Sirve sólo para suelos saturados.
- 3.- Es un concepto establecido empíricamente (una hipótesis de trabajo). No entra en la forma de transmisión de las tensiones entre las partículas de suelo.
- 4.- Tampoco indica cómo se distribuye u en las inmediaciones de las partículas. La presión intersticial u es la que mediría un piezómetro, mucho más grande que una partícula de suelo.

Sin nivel freático

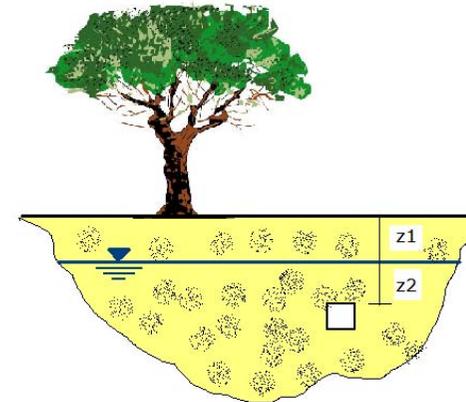


$$\sigma_v = \gamma_{ap} \cdot z$$

$$u = 0$$

$$\sigma'_v = \gamma_{ap} \cdot z$$

Nivel freático intermedio

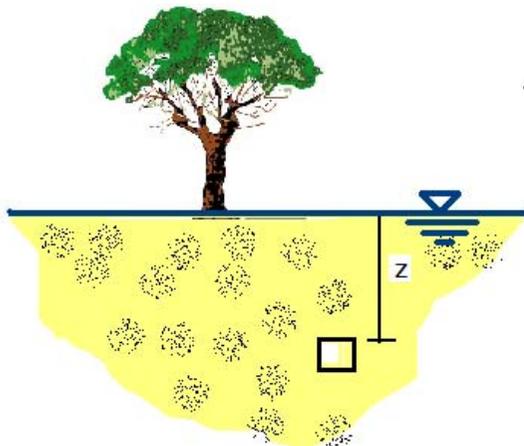


$$\sigma_v = \gamma_{ap} \cdot z_1 + \gamma_{sat} \cdot z_2$$

$$u = \gamma_w \cdot z_2$$

$$\sigma'_v = \gamma_{ap} \cdot z_1 + \gamma' \cdot z_2$$

Nivel freático en superficie



$$\sigma_v = \gamma_{sat} \cdot z$$

$$u = \gamma_w \cdot z$$

$$\sigma'_v = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot z = \gamma' \cdot z$$

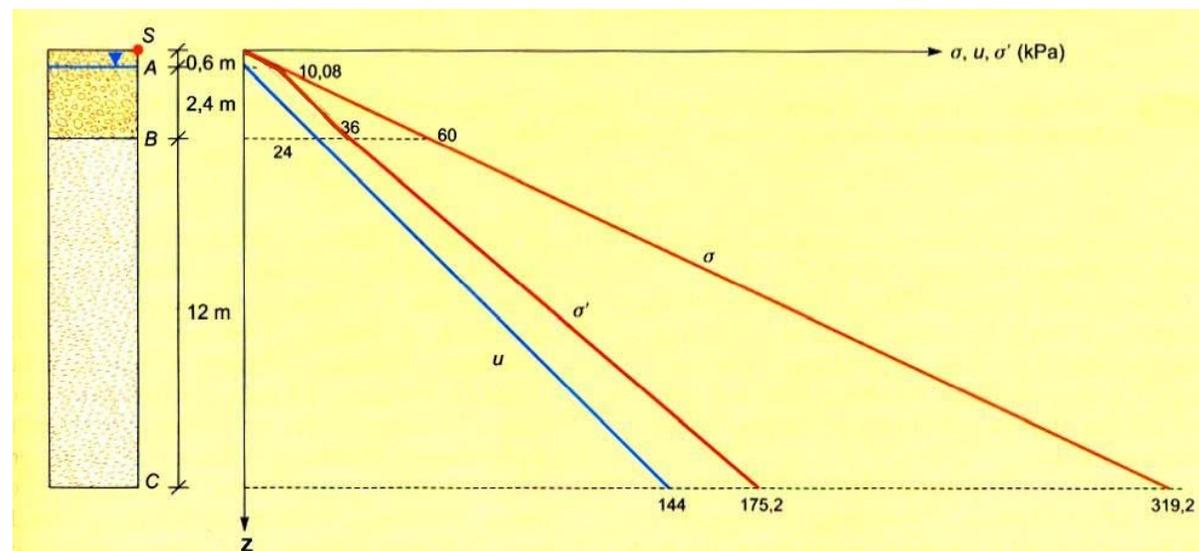
Ejercicio a resolver por los alumnos

La columna estratigráfica bajo la superficie horizontal de un ancho valle está formada por 3 m de gravas gruesas situadas sobre un depósito de 12 m de arcilla. Bajo las arcillas surge un estrato de areniscas fisuradas de permeabilidad elevada. Las condiciones hidrogeológicas resultan hidrostáticas, con un nivel freático situado a 0,60 m bajo la superficie del terreno. Las densidades aparentes de los distintos estratos de suelo son:

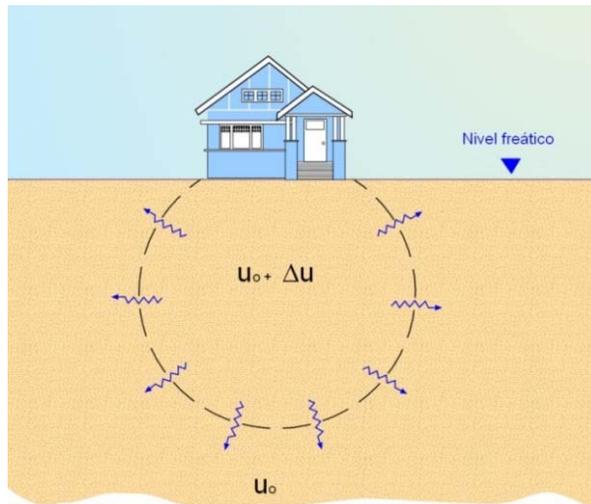
Gravas (por encima del N.F.):	$\gamma_g^1 = 16,8 \text{ kN/m}^3$
Gravas saturadas (por debajo del N.F.):	$\gamma_g^2 = 20,8 \text{ kN/m}^3$
Arcilla (saturada):	$\gamma_a = 21,6 \text{ kN/m}^3$

Se pide dibujar las leyes de tensiones verticales totales, presiones intersticiales y tensiones verticales efectivas en las capas de suelo ($\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$).

Solución:



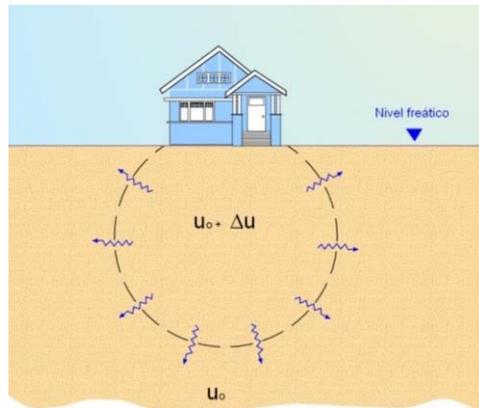
1.- Al cargar el terreno se producen cambios inmediatos en las tensiones totales que actúan sobre él ($\Delta\sigma_v$).



2.- Si el suelo se encuentra saturado, el postulado de Terzaghi establece que estos incrementos de tensión total podrán dirigirse a incrementar las tensiones efectivas y/o las presiones intersticiales:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

3.- Ahora bien. El efecto de una carga no infinitamente extensa está limitado a una cierta zona de influencia (ver figura). En consecuencia, será en esa zona donde el suelo sufrirá los cambios de tensión y, en particular, la eventual sobrepresión intersticial (Δu) generada por la carga. Fuera de ella, las condiciones iniciales de equilibrio (σ_0 , u_0) se mantendrán inalteradas



$$\Delta\sigma = \Delta\sigma' + \Delta u$$

4.- La diferencia de presión intersticial (y de altura piezométrica h) así producidas darán lugar a un flujo de agua, que se dirigirá “desde puntos de mayor h hacia puntos de menor h .”

En el caso de la figura, al ser $\Delta u > 0$ dentro de la zona de influencia, desde el interior de la misma hacia el exterior

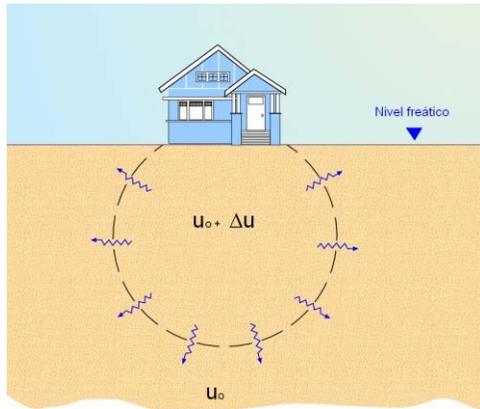
5.- A medida que el agua “escape”, la sobrepresión intersticial (Δu) irá disminuyendo y la presión efectiva ($\Delta\sigma'$) aumentando en la misma medida (para cumplir en todo momento el postulado de Terzaghi).

6.- Cuando finalmente se alcanza el equilibrio y desaparece la sobrepresión intersticial ($\Delta u = 0$), todo el incremento de tensión total aplicado en origen se habrá transformado íntegramente en tensión efectiva:

$$\Delta\sigma = \Delta\sigma'; \quad \Delta u = 0$$

EL PROCESO DESCRITO DE DISIPACIÓN DEL EXCESO DE PRESIÓN INTERSTICIAL GENERADO POR UNA APLICACIÓN DE CARGA EN EL TERRENO SE DENOMINA CONSOLIDACIÓN

VELOCIDAD DE CONSOLIDACIÓN



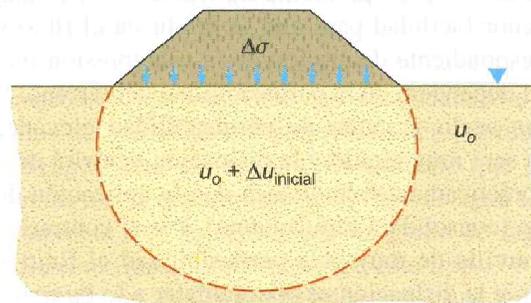
Como en todo problema de filtraciones, la mayor o menor facilidad para que se produzca el flujo (y, en este caso, la correspondiente disipación de la sobrepresión intersticial) dependerá, *entre otras cosas*, de la permeabilidad del terreno:

- En un suelo granular, de permeabilidad elevada, el flujo será muy rápido y la disipación ocurrirá de forma prácticamente simultánea con la aplicación de la carga (el suelo consolidará rápidamente).
- Por el contrario, en una arcilla de muy baja permeabilidad el flujo será lento, y la disipación se podrá dilatar a lo largo de un periodo de tiempo considerable (el suelo consolidará lentamente).
- Para estudiar estos fenómenos de asiento diferido en el tiempo hay ensayos y procedimientos específicos (se hablará de ello en el módulo de terraplenes)

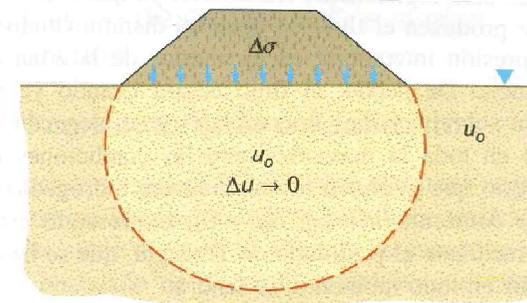
CONCEPTO DE CONSOLIDACIÓN

Con un poco más de generalidad, la mayor o menor rapidez en disipar excesos (o defectos) de presión intersticial dependerá de varios factores, entre los que cabe destacar:

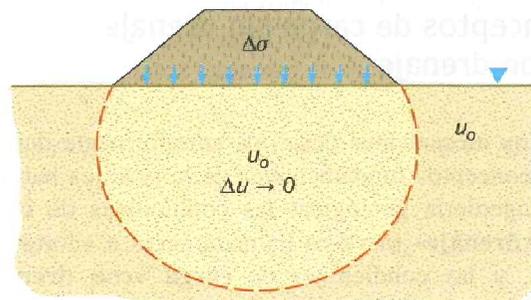
- ❑ la permeabilidad del terreno
- ❑ la velocidad de aplicación de la carga
- ❑ la existencia y proximidad de zonas o capas drenantes



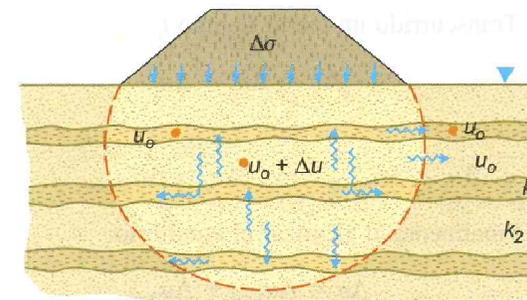
a) Terraplén sobre arcilla saturada (baja k).
Construcción a ritmo normal ⇒ Condiciones sin drenaje.



b) Terraplén sobre arcilla saturada (baja k).
Construcción suficientemente lenta ⇒ Condiciones drenadas.



c) Terraplén sobre suelo granular (k elevada).
Construcción a ritmo normal ⇒ Condiciones drenadas.

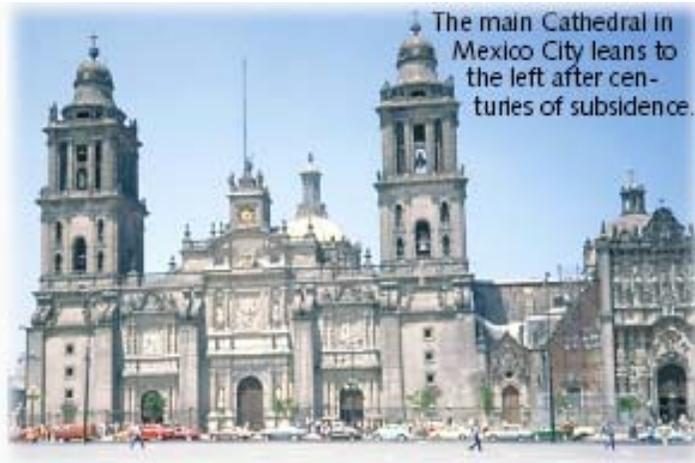


d) Terraplén sobre suelo estratificado ($k_1 \gg k_2$).
Construcción a ritmo normal ⇒ Condiciones de drenaje intermedias, incluso drenadas con estratigrafía favorable.

Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

A VECES EL SUELO ASIENZA MUCHO

A veces el suelo asienta mucho, en ocasiones de forma francamente espectacular. Un ejemplo clásico es México DF, construido en parte sobre una laguna colmatada con arcillas muy plásticas



Catedral



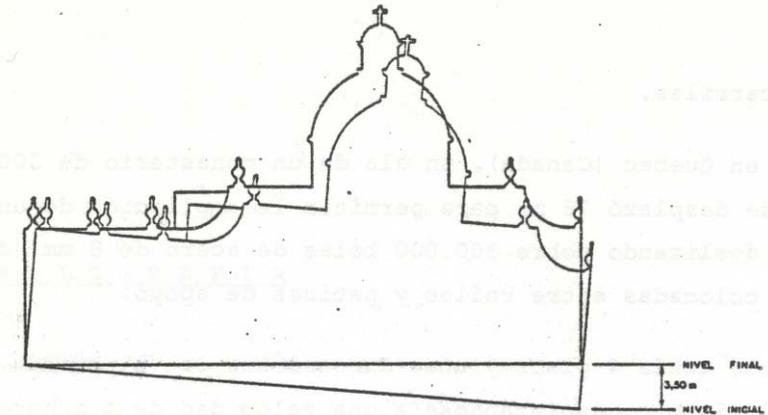
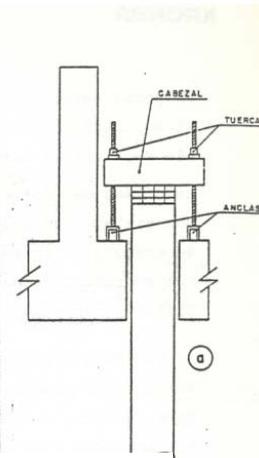
Basilica de Guadalupe
Introducción a la consolidación.

ii Los escalones no estaban en 1982!!

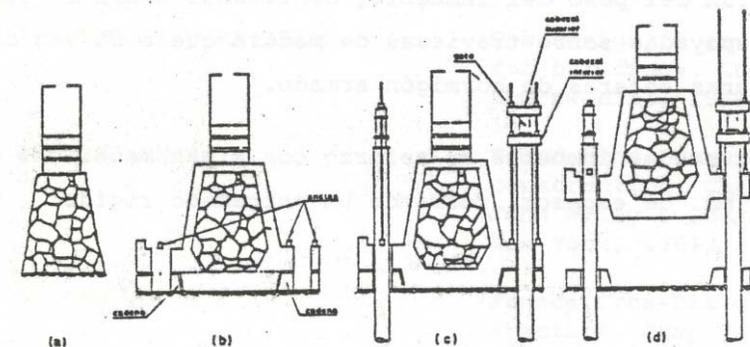


A VECES EL SUELO ASIENTA MUCHO

El Convento de las Capuchinas y los pilotes de control (Manuel González Florez), o cómo levantar un edificio 3,50 m



Levantamiento del Templo de las Capuchinas. Peso total 13.000 t. Transmisión de carga a base de 159 pilotes de control apoyados entre 15 y 30 m de profundidad. Levantamiento S-N 0,55 m. Levantamiento E-W 2,95 m. Elevación total en esquina SE 3,50 m.



Recalce del Templo de las Capuchinas (Méjico). a) Cimentación original de mampostería. b) Cimentación zunchada con hormigón armado. c) Pilotes de control con cabezas y gato adicional para levantar cimiento y edificio la cantidad que se precise. d) Proceso de levantamiento.



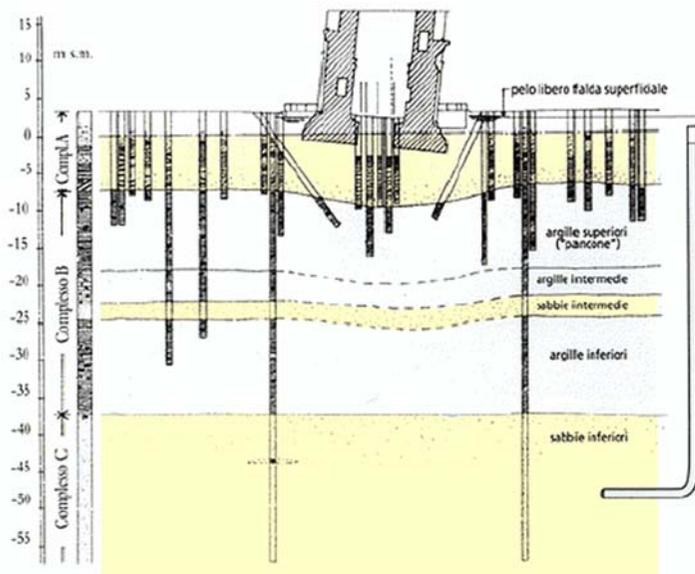
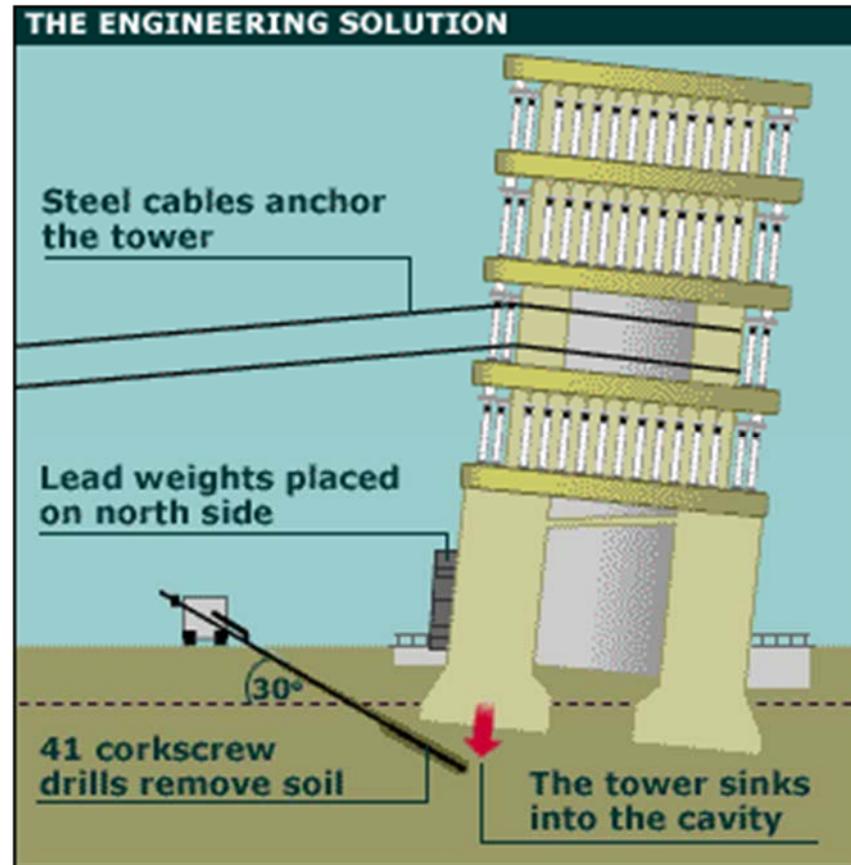
A VECES EL SUELO ASIENTA MUCHO

Las calles de México DF, las “aceras de sacrificio”, las casas con “patio inglés” (y, en definitiva, las apasionantes clases del Profesor Jiménez Salas)



A VECES EL SUELO ASIENTA MUCHO

La torre de Pisa, ligeramente enderezada bajo un suave abrazo (y las no menos apasionantes clases del Prof. John B. Burland)



Tomadas de internet (Prof's. Burland & Jamiolkovski)

A VECES EL SUELO ASIENTA MUCHO

Claro que hay otros sitios que "... " (esto es



Subsistencia

Figure 10.12 Land subsidence in California

Joe Poland, USGS scientist shows subsidence from 1925 and 1977 10 miles southwest of Mendota, CA. Sign reads "San Joaquin Valley California, BM S661, Subsidence 9M, 1925-1977" From USGS Professional Paper 1401-A, "Ground water in the Central Valley, California- A summary report" Photo by Dick Ireland, USGS, 1977

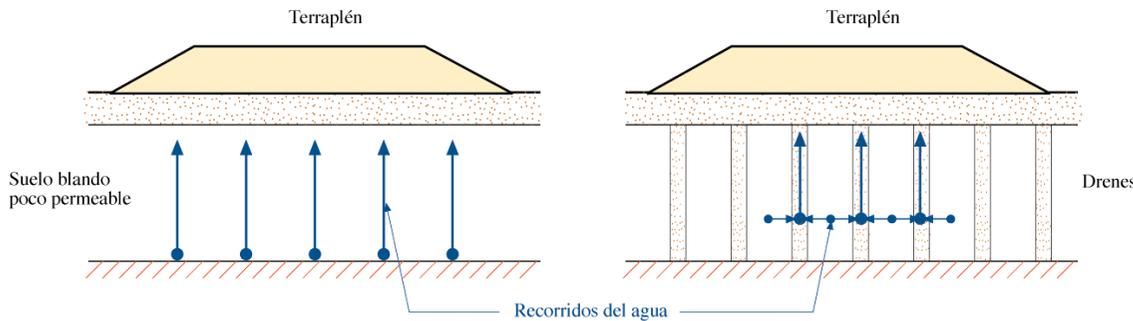
Tomada de internet

Y muchos más casos:

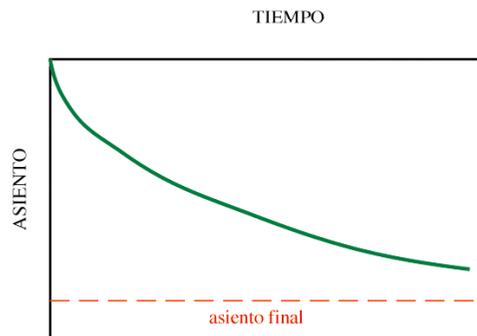
- Terraplenes sobre marismas y otros suelos blandos (asientos métricos)
- Diques, muelles y otras obras portuarias sobre lechos fangosos (asientos métricos)
- Subsistencia por bombeo de acuíferos ($\nabla u \rightarrow \Delta \sigma' \rightarrow$ asiento)
 - Deltas de Barcelona,
 - Delta Tordera,
 - Murcia,
 - México,
- Otros (con muy diversos grados de espectacularidad): Guayaquil (Ecuador), Coatzacoalcos (México), Toronto (Canadá).....

A VECES, ADEMÁS, EL SUELO TARDA MUCHO EN ASENTAR (CONSOLIDAR)

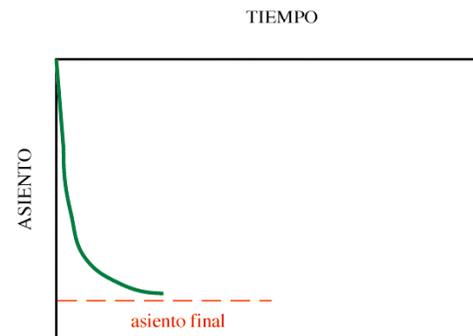
A veces la el tiempo que habría que esperar para que se produzcan los asentamientos esperados es excesivos. En estos casos se puede optar por instalar elementos de drenaje en el terreno, que **“acortan los recorridos del agua”** y por lo tanto aceleran la consolidación (esto es muy intuitivo, pero lo dejamos por ahora ahí)



Drenes hincados (drenan)

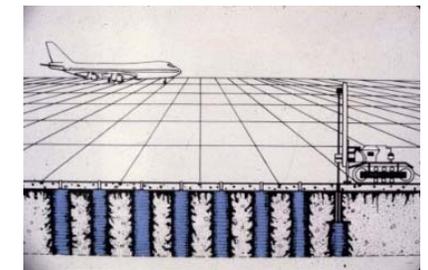
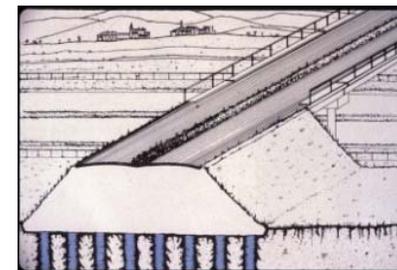


(a) SIN DRENES



(b) CON DRENES VERTICALES

Columnas de grava. Drenan y refuerzan

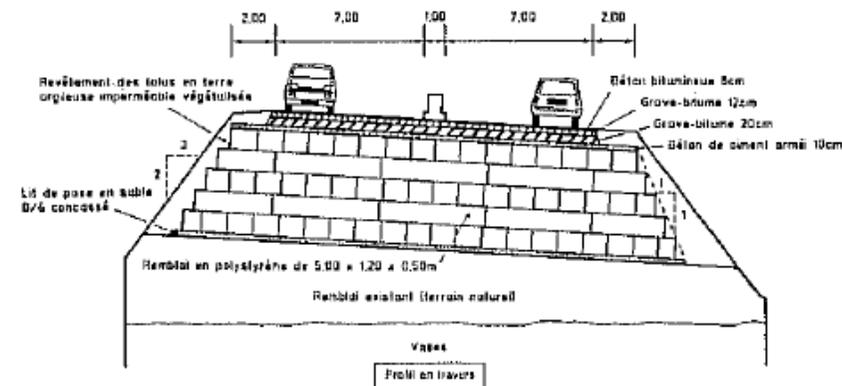


ESTO..... ES UN POCO DE TODO. MUCHO ASIENTO Y MUCHO TIEMPO

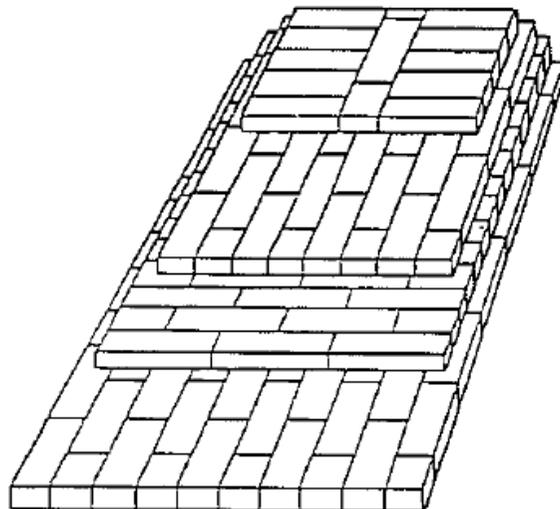
En caso extremo y poco habitual se aplica el criterio de... “Si no pesa, difícilmente se hunde o asienta, ¿verdad?”



Tomada de internet. www.mansonvilleplastics.com



“Doble estribo” lado Lebrija . L. Ortuño.

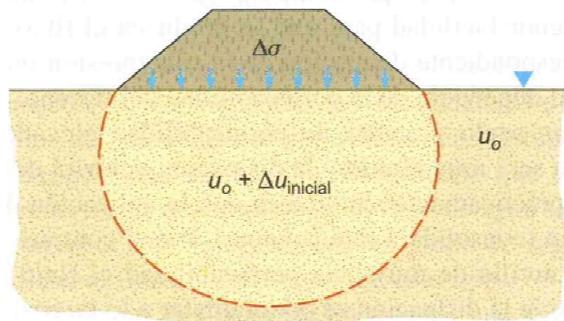


UN INCISO: LOS CONCEPTOS DE CARGA CON DRENAJE Y SIN DRENAJE

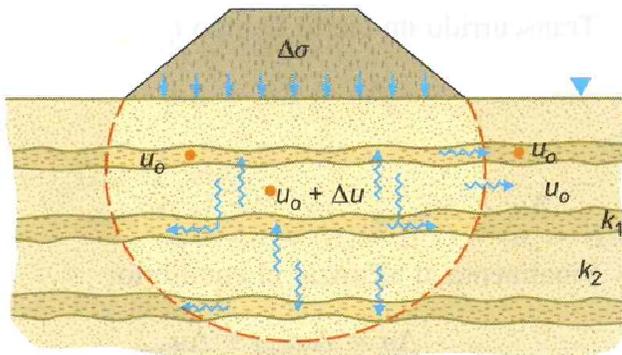
CARGA SIN DRENAJE SOBRE SUELO SATURADO. DISTRIBUCIÓN DE TENSIONES INICIALES

“CARGA SIN DRENAJE” Y “CARGA CON DRENAJE”

De los mecanismos descritos derivan dos conceptos fundamentales de la práctica geotécnica habitual: las condiciones de carga “**sin drenaje**” (a veces llamada, de forma un tanto confusa, carga “a corto plazo”), y las condiciones de carga “**con drenaje**” (también confusamente denominada en ocasiones “a largo plazo”).



□ Diremos que un proceso de carga se produce en **condiciones “sin drenaje”** cuando las condiciones existentes (velocidad de carga, permeabilidad del terreno, etc) hagan razonable suponer que en el momento de la situación a considerar o calcular, **no han comenzado a disiparse los excesos de presión intersticial** generados por la aplicación de la carga (final de la construcción de un terraplén sobre arcilla blanda saturada, por ejemplo)



□ El proceso será “**con drenaje**” en caso contrario, esto es, cuando para la situación a considerar o calcular pueda suponerse que **se han disipado por completo los excesos de presión intersticial** generados por las cargas aplicadas.

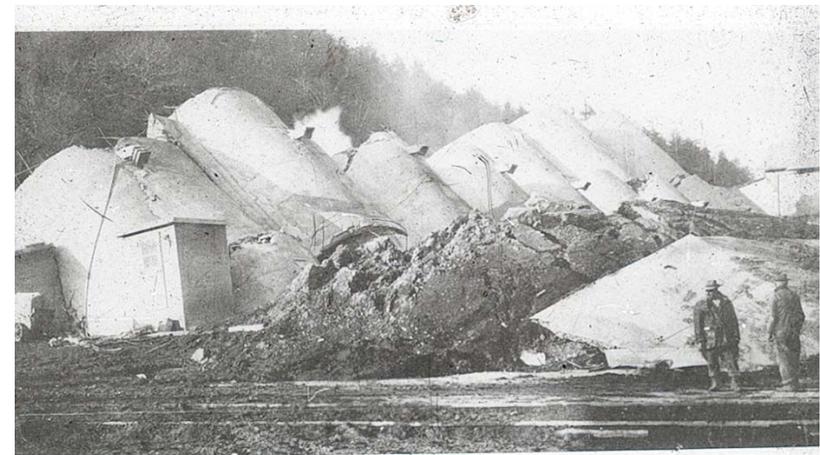
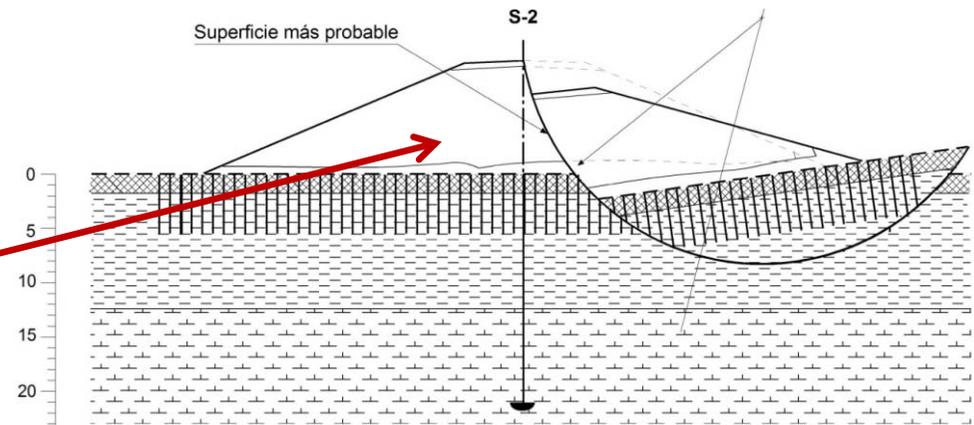
□ Obviamente existirá también toda la gama de situaciones intermedias, con drenaje o disipación parcial de Δu . No obstante, en general la situación más desfavorable suele ser alguna de las dos anteriores, lo que facilita los cálculos (no hay que deducir o calcular lo que queda de Δu en cada momento t).

EL “COMPLETO”: POCO RESISTENTE, MUCHO ASIENTO Y MUCHO TIEMPO: LOS SUELOS ARCILLOSOS BLANDOS

Desde el punto de vista de la resistencia o la estabilidad, cuando se construye sobre un suelo arcilloso blando y saturado, la situación más desfavorable suele ser la inicial, justo tras la carga, antes de que haya dado tiempo a que se disipen los excesos de presión intersticial (carga sin drenaje). De hecho, no es infrecuente que se produzcan roturas y hundimientos en estas condiciones.



Ejemplo de rotura “sin drenaje”. Terraplén sobre marisma (Variante de Lebrija, Sevilla).



Unos silos de la bibliografía (En estas construcciones las condiciones de carga rápida se cumplen con facilidad por las pruebas de estanqueidad)

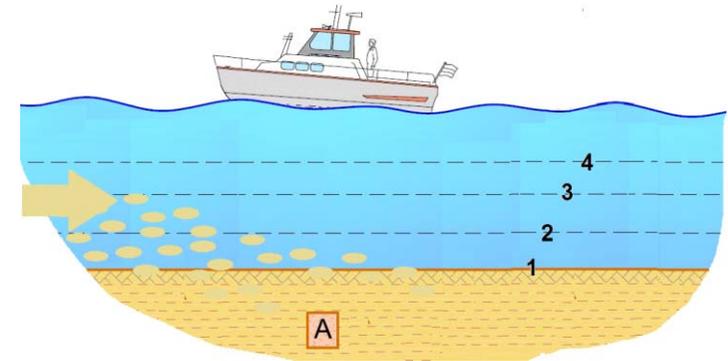
Cuando la resistencia y la estabilidad constituyen un problema, se puede reforzar el terreno (aunque a veces es suficiente llevar a cabo una construcción lenta, por etapas

LA HISTORIA TENSIONAL DE UN SUELO SEDIMENTARIO

LA HISTORIA DEL SUELO. SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y SUELOS SOBRECONSOLIDADOS

Conceptos básicos sobre el proceso natural de consolidación

A continuación se describe de forma sencilla la historia geológica que podría presentar una arcilla a medida que se produce su sedimentación o erosión. En todos los casos se supondrá que el área es muy extensa, indefinida a efectos prácticos, lo que implica que las presiones verticales y horizontales son principales y que sólo se producen deformaciones verticales (no horizontales). La figura muestra la historia del elemento de suelo (A), sometido a cambios tensionales por sedimentación y erosión con la siguiente secuencia temporal: 1, 2, 3, 4 (carga), 3', 2' (descarga).

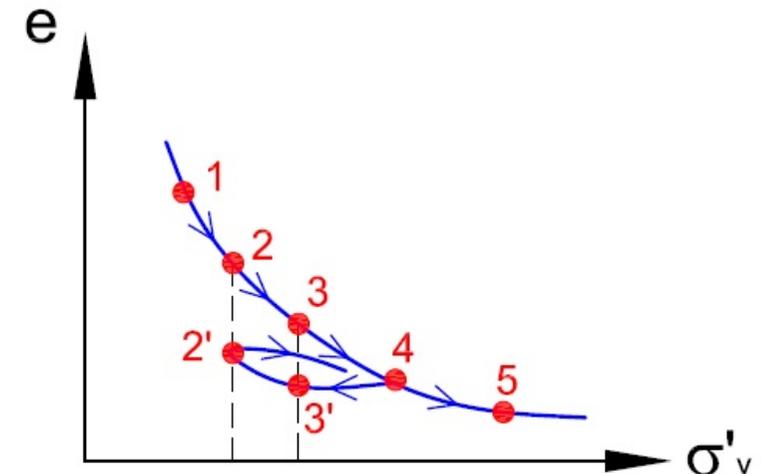


Proceso de sedimentación (carga): 1, 2, 3, 4:

□ A medida que va aumentando la tensión efectiva vertical, el suelo va reduciendo su índice de poros (disminuye de volumen) y se hace más denso.

□ En los estados 1, 2, 3 y 4 el elemento de suelo no ha soportado mayores tensiones efectivas que las que soporta en el momento de la observación: **ESTÁ NORMALMENTE CONSOLIDADO (NC)**.

□ La curva 1, 2, 3, 4 se llama “curva o línea de compresión noval (LCN)” o VCL (de “virgin consolidation line”).



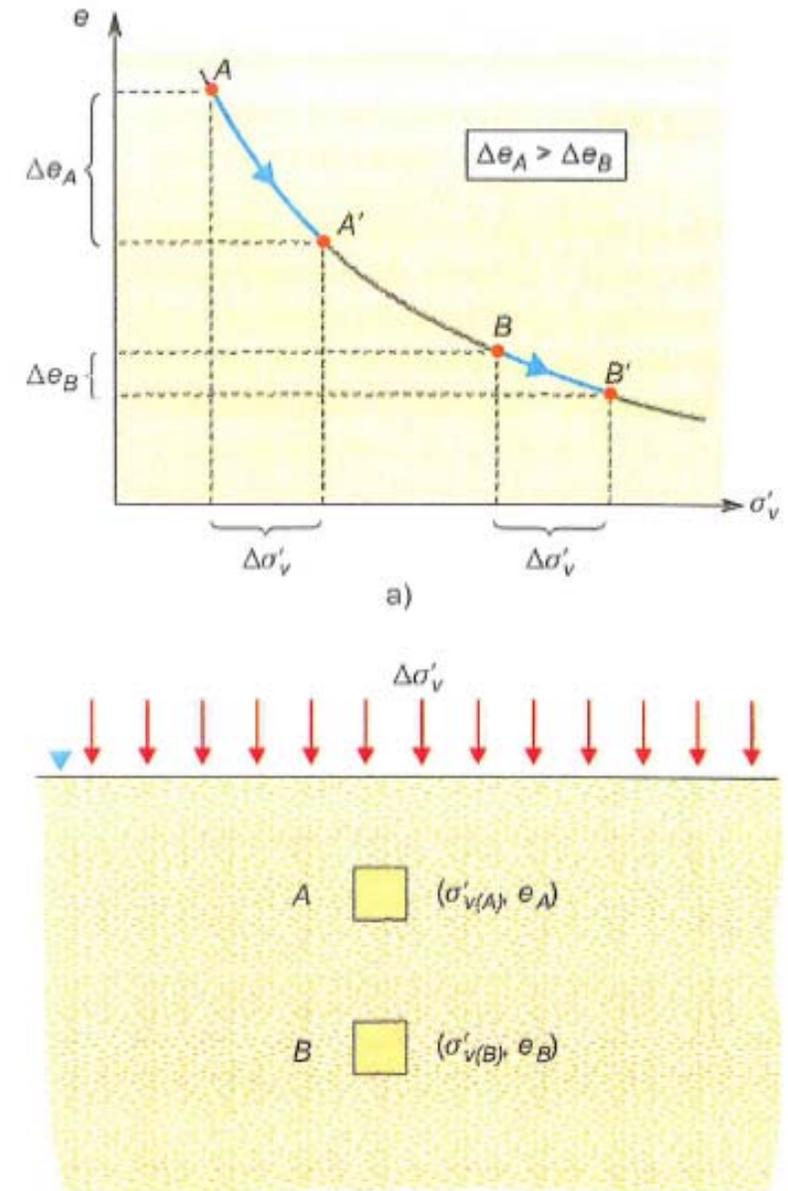
Observación de interés

La curva de la figura muestra el estado inicial de dos elementos de suelo normalmente consolidado (A y B en la VCL).

Si se aplica sobre ambos el mismo incremento de tensión efectiva ($\Delta\sigma'_v$), se observa que la reducción del índice de poros (la compresión) de A es mayor que la de B:

UN SUELO NC ES MÁS RÍGIDO CUANTO MAYOR ES SU NIVEL INICIAL DE TENSIONES

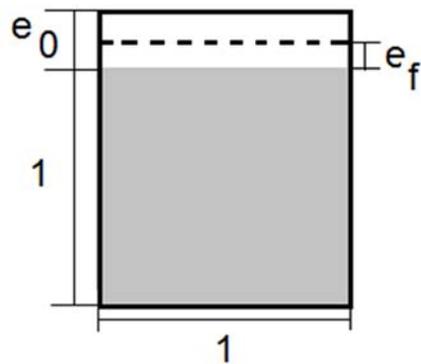
(o menor su índice de poros, o está más profundo y confinado, o es más denso..... que todo viene a ser lo mismo)



Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

Expresión de la deformación volumétrica (δv)

El cambio de volumen se puede expresar en función del índice de poros:

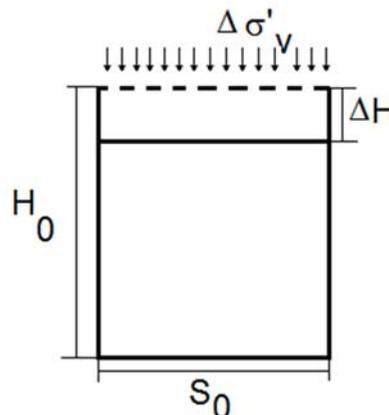


$$V_0 = 1 + e_0 ; \quad V_f = 1 + e_f$$

$$\delta v = -\frac{V_f - V_0}{V_0} = -\frac{(1 + e_f) - (1 + e_0)}{1 + e_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

Para el caso particular de condiciones “unidimensionales”, o de deformación lateral nula (carga muy extensa en comparación con el espesor de suelo compresible) sólo puede haber deformación vertical, luego la deformación volumétrica ha de ser igual a la vertical:



$$\delta \varepsilon_v = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta H \cdot S_0}{H \cdot S_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \delta v$$

$$\frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta V}{V_0} = \frac{e_0 - e_f}{1 + e_0}$$

Cambio de situación: Descarga (4, 3', 2')

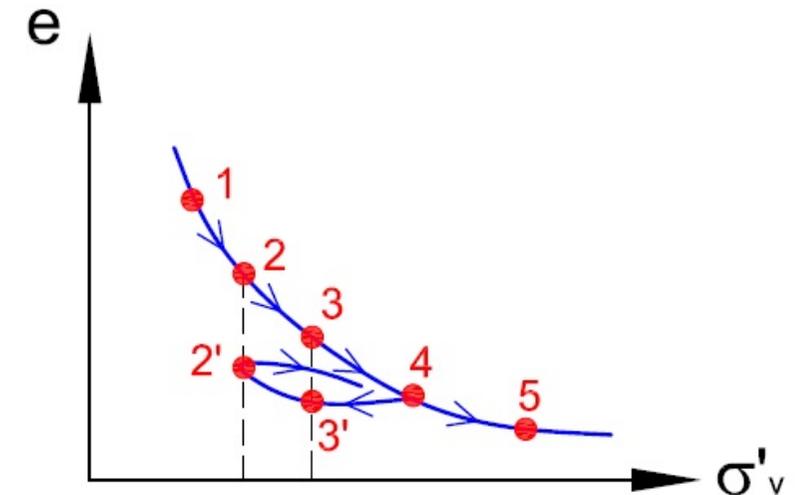
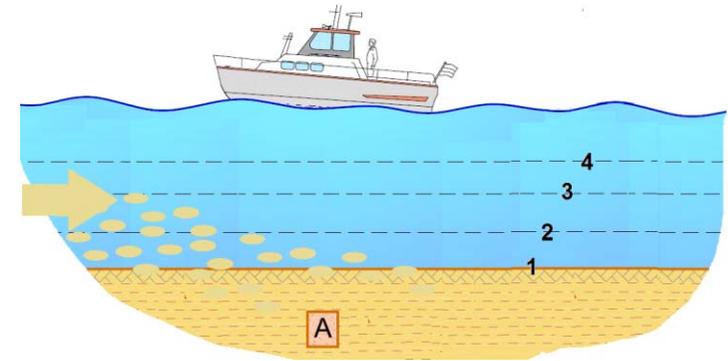
Si se produce una descarga (erosión) desde un estado (4) cualquiera de la VCL, se observa:

- ❑ El recorrido de tensiones no vuelve por el mismo camino, sino que lo hace por otra curva, que llamaremos “rama de descarga” (RD) 4, 3', 2'.
- ❑ La pendiente de RD es menor que la de VCL, lo que indica que el suelo es más rígido en la descarga que en la compresión normal. De hecho, comparando dos estados de igual tensión, 2 y 2', se observa que el suelo en 2' es más denso que en 2.

$$e_{2'} < e_2$$

- ❑ En los estados 3' y 2' (RD), la tensión efectiva es inferior a la máxima soportada a lo largo de la historia del elemento (tuvo la correspondiente al estado 4) y:

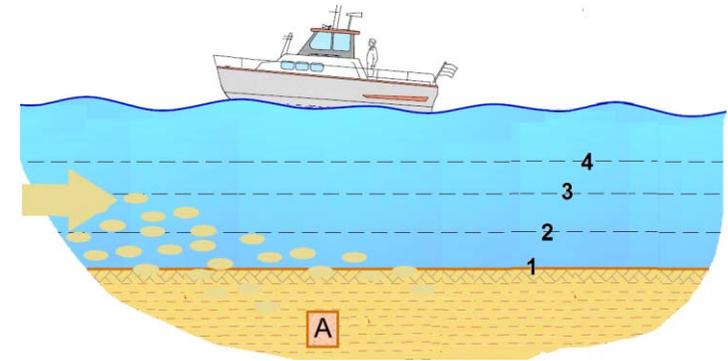
SE DICE QUE EL SUELO ESTÁ SOBRECONSOLIDADO (SC ó OC)



PARAMETROS DE LA SOBRECONSOLIDACIÓN

Presión de sobreconsolidación

También llamada presión de “preconsolidación” (σ'_p). Es la tensión efectiva vertical máxima del elemento de suelo a lo largo de su historia geológica

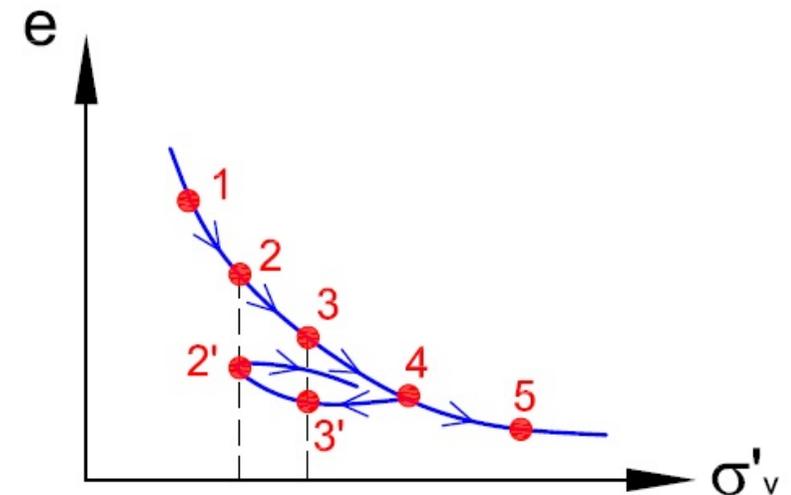


Grado de sobreconsolidación

Es la relación entre la presión de preconsolidación y la tensión efectiva vertical actual

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v \text{ actual}}}$$

OCR: Overconsolidation Ratio



Ejemplos

$$OCR(1) = \frac{\sigma'_v{}^1}{\sigma'_v{}^1} = 1$$

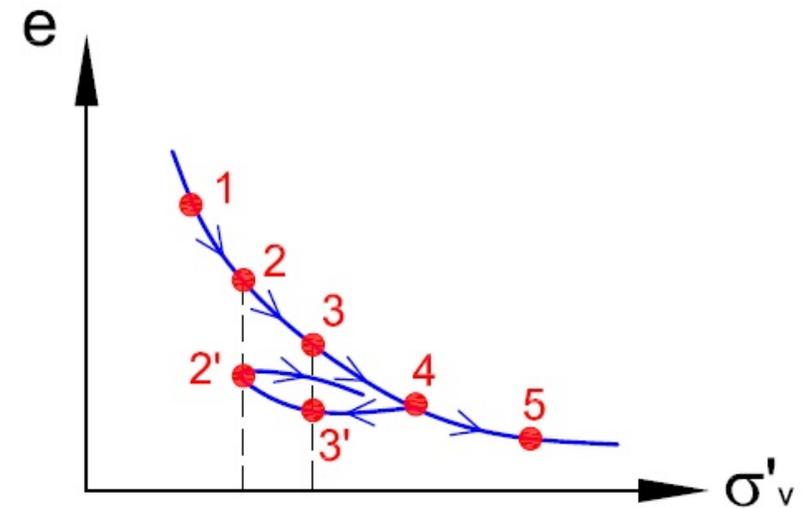
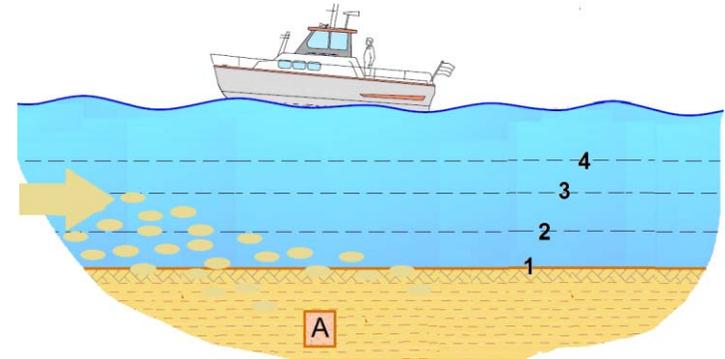
$$OCR(2) = \frac{\sigma'_v{}^2}{\sigma'_v{}^2} = 1$$

$$OCR(3) = \frac{\sigma'_v{}^3}{\sigma'_v{}^3} = 1$$

$$OCR(4) = \frac{\sigma'_v{}^4}{\sigma'_v{}^4} = 1$$

$$OCR(3') = \frac{\sigma'_v{}^{i4}}{\sigma'_v{}^{i3'}} > 1; \quad \sigma'_p = \sigma'_v{}^{i4}$$

$$OCR(2') = \frac{\sigma'_v{}^{i4}}{\sigma'_v{}^{i2'}} > OCR(3'); \quad \sigma'_p = \sigma'_v{}^{i4}$$



Procesos de consolidación

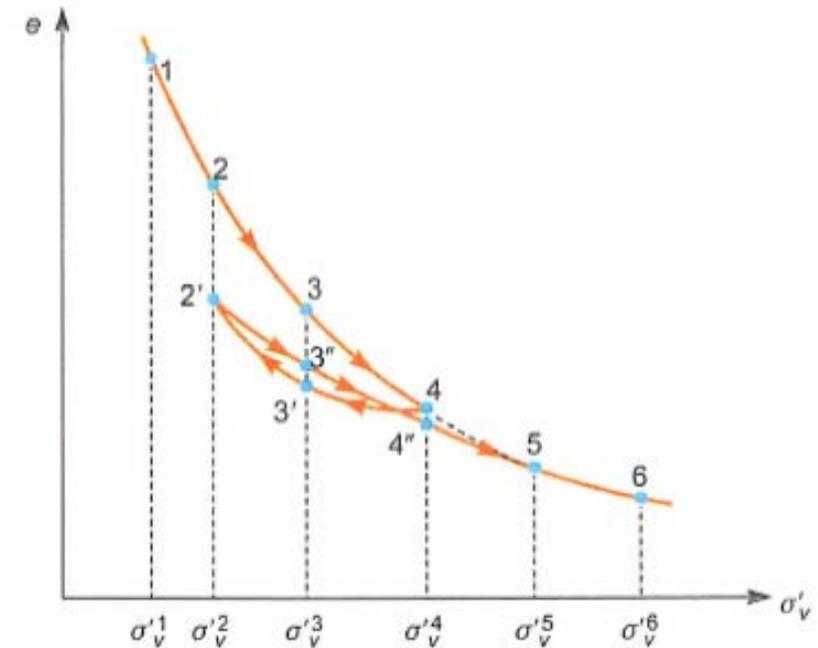
Además de la descarga por erosión, el suelo puede sobreconsolidar por:

- Retirada de mantos de hielo (arcilla glaciaria, morrenas)
- Deseccación por exposición temporal en superficie. En estas condiciones suele formarse una costra superior de desecación (situación típica: capa dura arriba y debajo capa blanda)
- Al descender el nivel freático y volver a elevarse, aunque el suelo no llegue a desecarse por efecto de la capilaridad
- Por flujo descendente durante un periodo de tiempo suficientemente prolongado

Cambio de situación: Recarga. Elasticidad?

Si al llegar a 2' finaliza la erosión y comienza de nuevo la sedimentación, se observa:

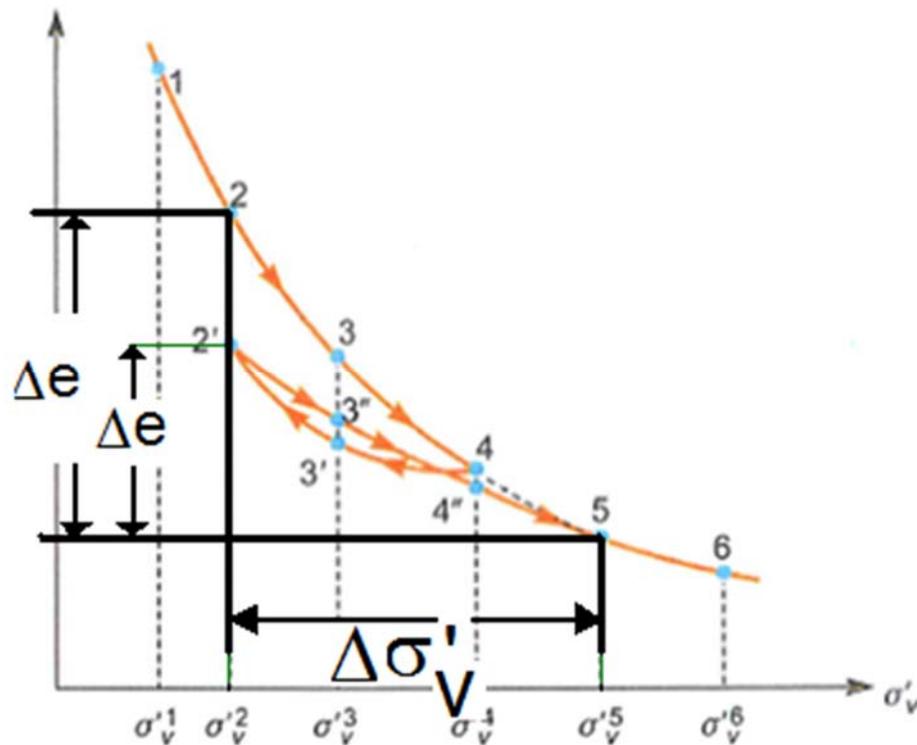
- ❑ En el tramo 2', 3'', 4'', el recorrido de tensiones sigue una nueva curva, llamada “rama de recarga (RR)”.
- ❑ RR no coincide con RD, pero se aproximan mucho, al menos para descargas previas discretas (4 - 2'). En este caso además la tensión en 4'' es muy parecida a la de 4. Esto equivale a un comportamiento casi elástico
- ❑ En el tramo 4'', 5, 6, a medida que el estado tensional alcanza la presión de preconsolidación y la sobrepasa, el recorrido de tensiones se incorpora nuevamente a la VCL, y el suelo vuelve a estar normalmente consolidado.
- ❑ En estas circunstancias el suelo va perdiendo “la memoria” y “no recuerda” haber sido descargado y recargado. En 5 y en 6 ya se comporta como si no hubiera habido descargas intermedias (NC).



Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

OBSERVACIÓN DE INTERÉS. LA RIGIDEZ DE LOS SUELOS NC Y LOS SC

Si desde dos estados de partida, 2 y 2' con la misma presión efectiva inicial σ'_{v2} se aplica el mismo incremento de presión, el suelo OC asienta menos que el NC.



A IGUALDAD DEL RESTO DE FACTORES, UN SUELO SOBRECONSOLIDADO ES MENOS DEFORMABLE QUE UNO NORMALMENTE CONSOLIDADO

$$\frac{\Delta V}{V_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}$$

UNA SUERTE: LA REPRESENTACIÓN EN ESCALA SEMILOGARÍTMICA

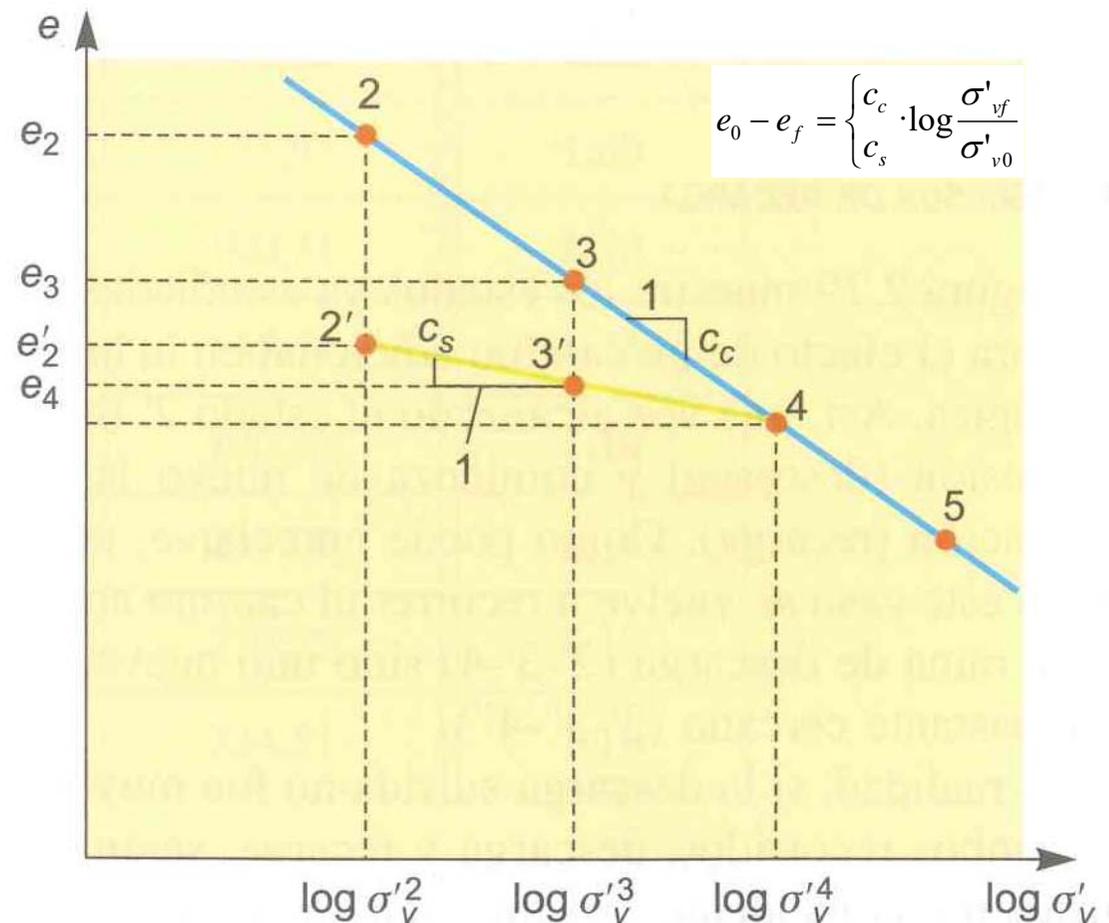
Para muchos suelos las curvas anteriores se pueden aproximar a rectas al emplear una escala logarítmica para el eje de presiones efectivas verticales. Esto resulta muy práctico, porque pocas cosas hay más simples que la ecuación de una recta

□ **Suelo NC**
$$e_2 - e_3 = c_c \log \frac{\sigma'_v{}^3}{\sigma'_v{}^2}$$

Donde c_c se conoce como índice de compresión

□ **Suelo OC**
$$e_{2'} - e_{3'} = c_s \log \frac{\sigma'_v{}^3}{\sigma'_v{}^2}$$

Donde c_s se conoce como índice de entumecimiento



Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

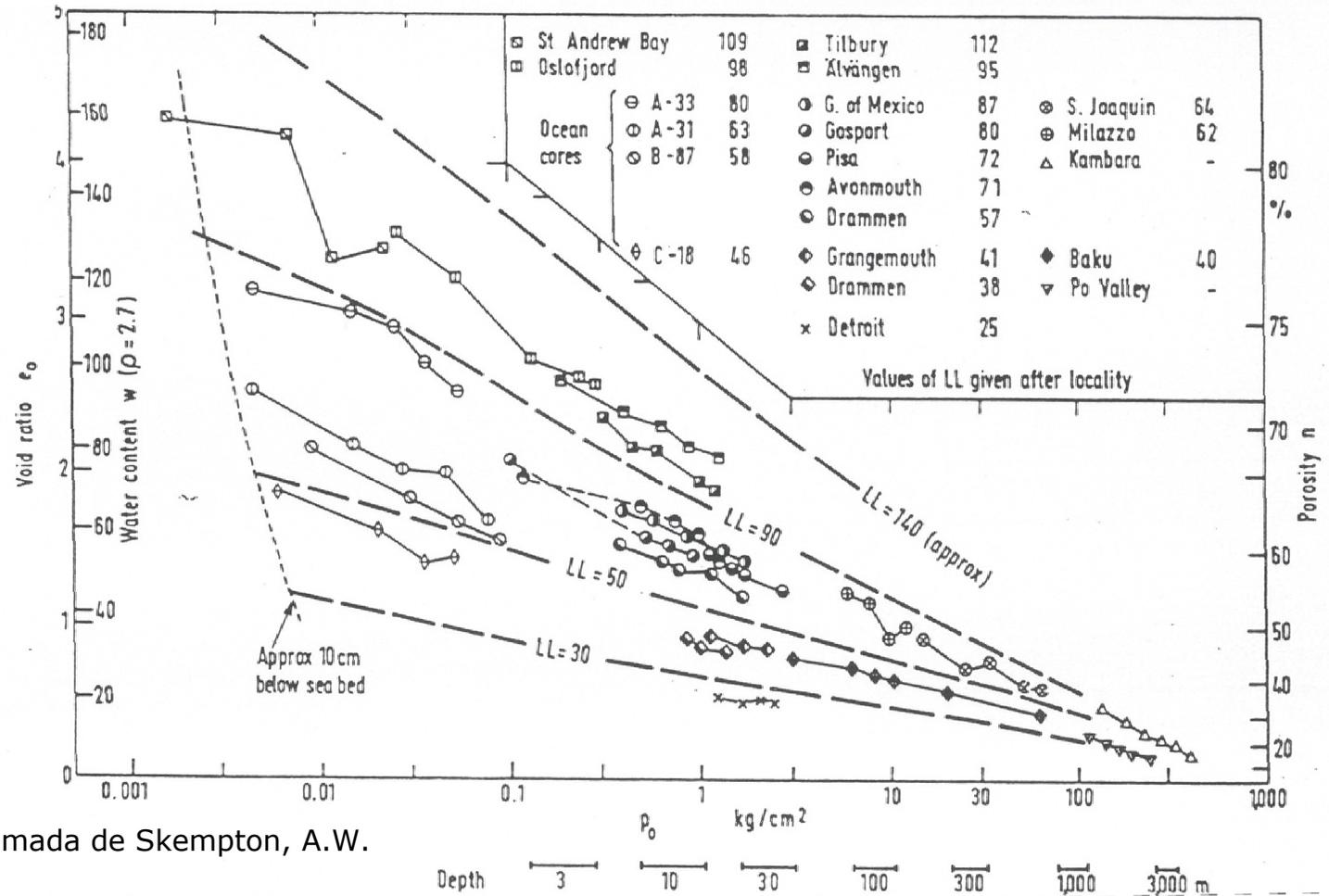
LA HISTORIA DEL SUELO. SUELOS NORMALMENTE CONSOLIDADOS Y SUELOS SOBRECONSOLIDADOS

UNA SUERTE: LA REPRESENTACIÓN EN ESCALA SEMILOGARÍTMICA

Ejemplos de arcillas “naturales”

La figura muestra puntos (e , $\log \sigma'_v$) obtenidos de muchas muestras de un buen número de arcillas naturales.

NOTA: Los índices de poros se determinaron en laboratorio, y las presiones efectivas verticales a partir de la profundidad de las muestras y los pesos específicos correspondientes.



Se observa:

- ❑ Los puntos sucesivos de un mismo suelo se ajustan bien a líneas rectas (peor con presiones muy bajas, quizás por alteraciones en la muestra)
- ❑ La pendiente (o índice de compresión c_c) de cada suelo aumenta con la plasticidad (a igualdad de circunstancias, un suelo más plástico es más compresible)

Estimación empírica de c_c (G&C I, pág 177-180)

Aunque hay ensayos para determinar c_c ó c_s , existen algunas correlaciones empíricas en la literatura que permiten estimar de forma grosera la compresibilidad del terreno a partir de parámetros más o menos sencillos (proporcionan solamente una idea del orden de magnitud. Los valores más fiables deben obtenerse de ensayos)

Skempton. Arcillas amasadas:

$$c_c = 0,007(w_l - 10)$$

Skempton. Arcillas NC (tixotropía normal)

$$c_c = 0,009(w_l - 10)$$

Suelos españoles NC o ligeramente SC (páginas 178 y 180 del G&C I)

$$c_c = 0,0097(w_l - 16,4) \quad c_c = 0,99w^{1,315}$$

En cuanto a c_s , suele oscilar entre $\frac{1}{4}$ y $\frac{1}{10}$ de c_c

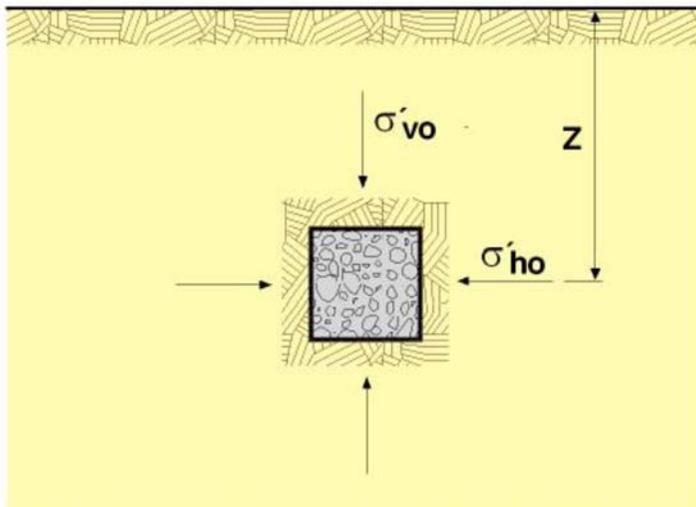
INTRODUCCIÓN A LAS TENSIONES HORIZONTALES EN EL TERRENO (K_0)

Las tensiones verticales, totales o efectivas, se pueden calcular con facilidad a partir de los pesos específicos aparentes de los diferentes estratos existentes y de las condiciones hidrogeológicas de contorno.

Sin embargo, las tensiones horizontales constituyen un problema especial ya que, al igual que el índice de poros, dependen muy directamente de la historia tensional del suelo

La tensión “efectiva” horizontal in situ suele expresarse de forma proporcional a la vertical.

Cuando el suelo está “en su estado natural original”, al coeficiente de proporcionalidad se le denomina coeficiente de empuje al reposo (K_0):



$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

TENSIONES HORIZONTALES EN EL TERRENO (K_0)

En cualquier punto del terreno (por ejemplo un macizo rocoso), existe un determinado estado tensional “inicial”, producto de su historia geológica. Las actuaciones sobre el terreno suponen una modificación de esas tensiones (que da lugar a las correspondientes deformaciones, plastificaciones, etc). Resulta evidente por tanto la necesidad de estimar las tensiones iniciales. Son el “punto de partida”.

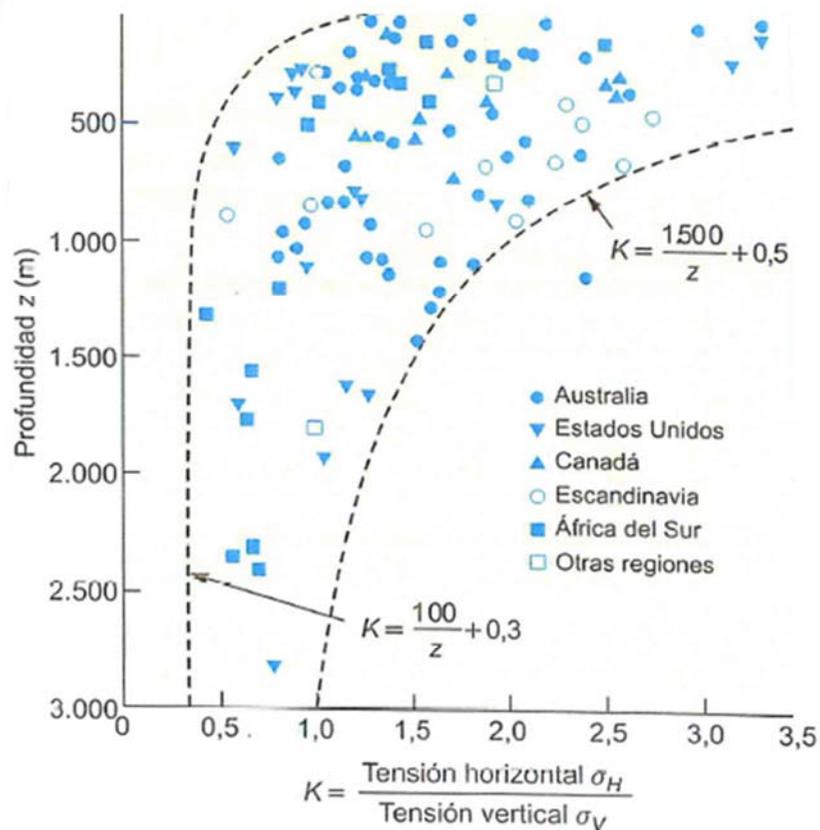


Figura 3.119 Variación de la relación σ_H/σ_V con la profundidad (Hoek y Brown, 1980).

Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

A profundidad “somera” la dispersión es muy grande, con presiones horizontales frecuentemente muy superiores a las verticales.

A gran profundidad, K_0 reduce su dispersión y se aproxima al rango 0,5-1 (hidrostático).

El asunto es complicado, y HAY QUE MEDIR (al menos para proyectos “grandes”)

Algunos factores a tener en cuenta:

Topografía

Erosión

Tensiones residuales

Inclusiones (diques, diapiros, batolitos)

Tensiones tectónicas,

Fracturas y discontinuidades

INTRODUCCIÓN A LAS TENSIONES HORIZONTALES EN EL TERRENO (K_0)

En los suelos normalmente consolidados:

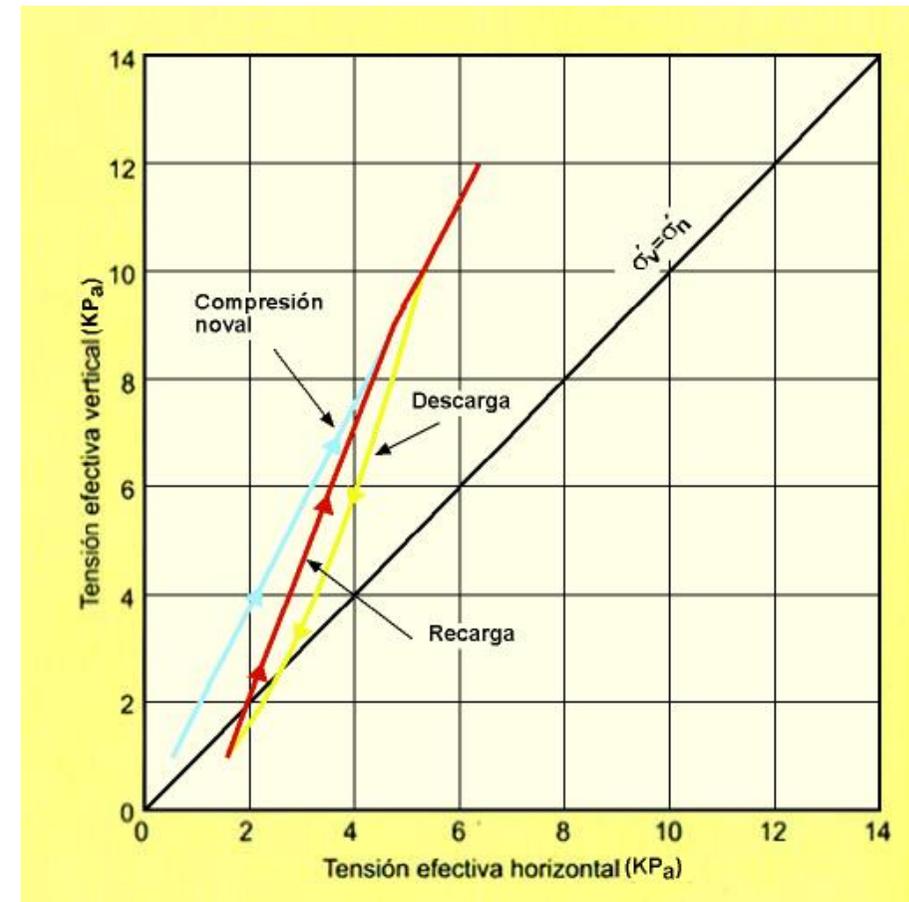
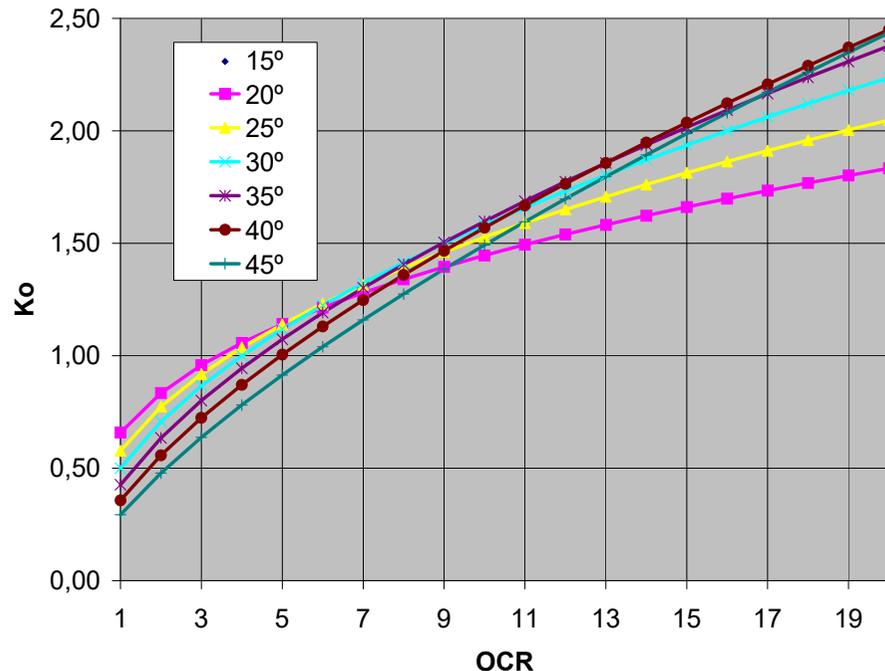
$$K_0^{NC} = 1 - \text{sen } \phi'$$

ϕ' es el ángulo de rozamiento interno del suelo (ver más adelante en el curso)

$$\sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_v$$

En los suelos sobreconsolidados:

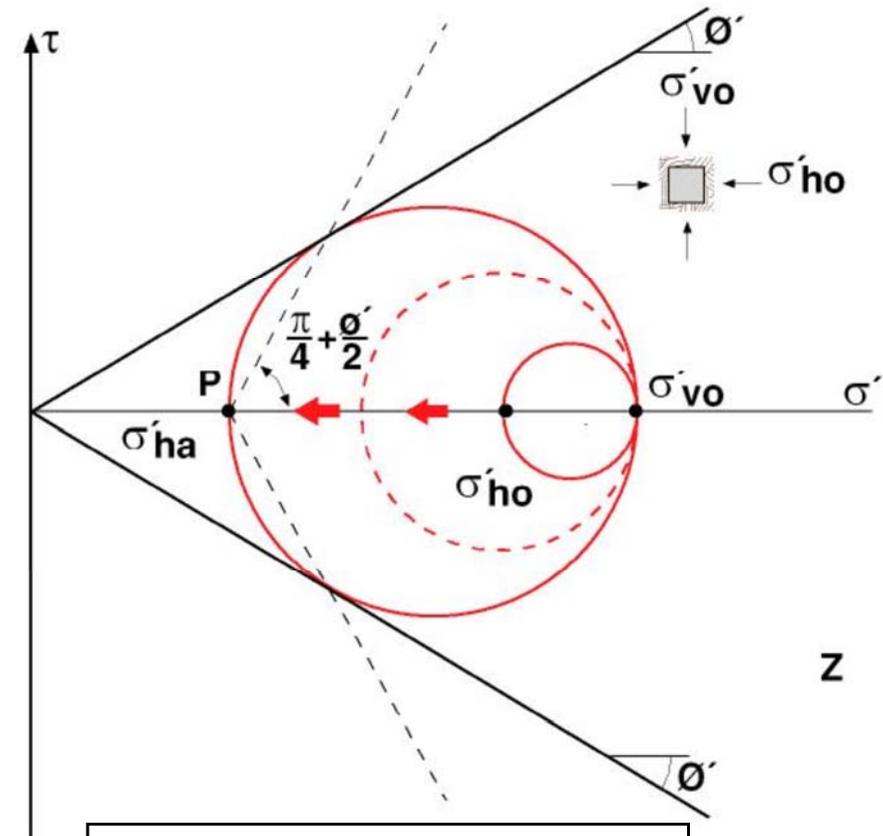
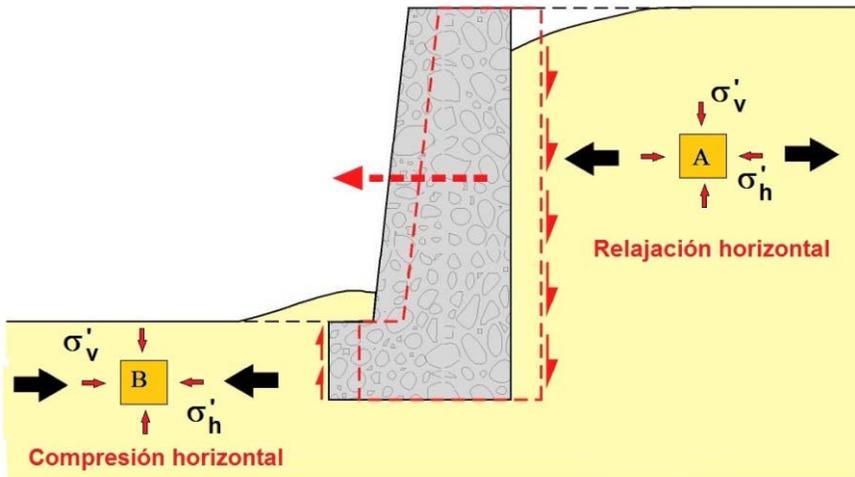
$$K_0^{OC} \approx (1 - \text{sen } \phi') \cdot [\text{OCR}]^{\text{sen } \phi'}$$



Tomada de González Vallejo, L. et al (2000)

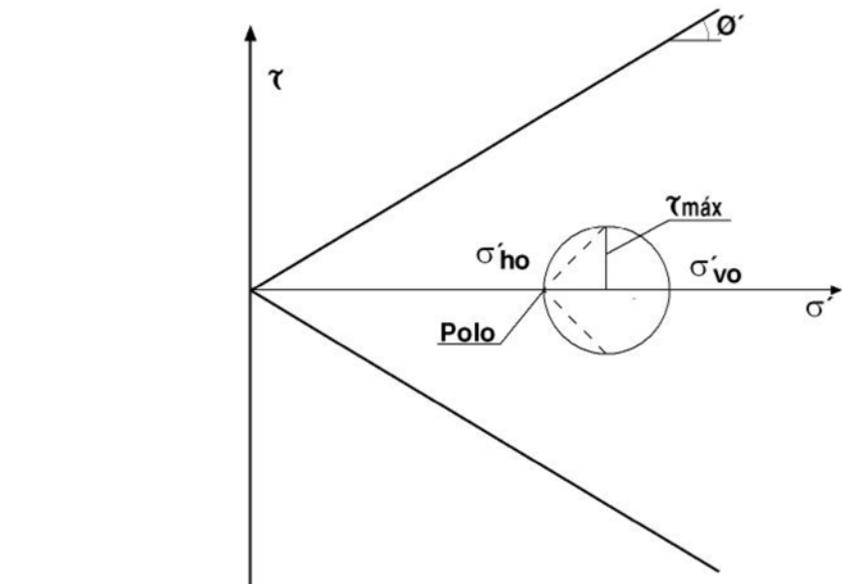
INCISO: A VECES SE UTILIZAN OTRAS "K". ES PRÁCTICO

El "empuje activo de Rankine", K_a :



$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \sigma'_{v0}$$

$$\sigma'_{ha} = K_a \cdot \gamma \cdot z \Rightarrow E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$



- ❑ González de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L. & Oteo, C. (2002): “Ingeniería Geológica”. Prentice Hall. Madrid.
- ❑ Jiménez Salas, J.A. y Justo Alpañés, J.L. (1975): Geotecnia y Cimientos I. Cap. 5. Ed Rueda. Madrid.
- ❑ Jiménez Salas, J.A. et al. (1976): Geotecnia y Cimientos II. Editorial Rueda. Madrid.
- ❑ Lancellotta, R. (1991): Geotecnica. Cap. 5. Processi di consolidazione. Nicola Zanichelli editore S.p.a. Bologna.
- ❑ Sowers, J.P. et al (2007): Construction Dewatering and Groundwater Control. 3rd edition. John Wiley & Sons, Inc.
- ❑ Terzaghi, K. (1936). The shearing resistance of saturated soils Proc. I ICSMF, V. 1, pp. 54-56.