

## CAPÍTULO 9

### CONSOLIDACIÓN DE SUELOS

#### 9.1 Principio de esfuerzo efectivo

Perpendicular a un plano cualquiera (oblicuo o no), que pase por el elemento A del terreno, existe un esfuerzo total  $\sigma$  y una presión intersticial o de poros,  $U$ , a una profundidad  $Z$ . Ahora, el esfuerzo efectivo  $\sigma'$  se define como el valor de la diferencia entre el esfuerzo total  $\sigma$  y la presión de poros (p.p.)  $U$ .

$$\sigma' = \sigma - U \quad (9.1)$$

En la masa de suelo existen esfuerzos dentro del esqueleto mineral  $\sigma'$ , que actúan interpartícula, y existen esfuerzos  $U$  dentro del fluido intersticial que ocupa los poros. La suma de ambos es igual al esfuerzo total  $\sigma$ .

En las caras del elemento A, de área  $a^2$ , las partículas de suelo ejercen fuerzas en dirección normal y tangencial,  $N$  y  $T$ , como se muestra en la figura. Los esfuerzos serán, en ambas caras:

$$s_v = \frac{N_v}{a^2}; \quad s_h = \frac{N_h}{a^2}; \quad t_v = \frac{T_v}{a^2}; \quad t_h = \frac{T_h}{a^2} \quad (9.2)$$

Si se carga súbitamente el terreno, toda la masa de suelo se afecta. El agua recibirá las nuevas fuerzas, empezará a fluir, los esfuerzos pasarán, poco a poco, al esqueleto mineral, y cuando drene el suelo, habrá disminuido  $U$  y aumentado  $\sigma'$ .

#### 9.2 Analogía del pistón con orificio estrecho

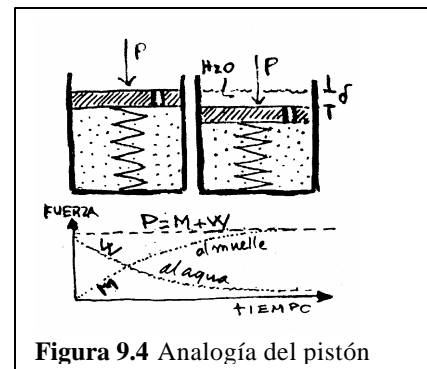
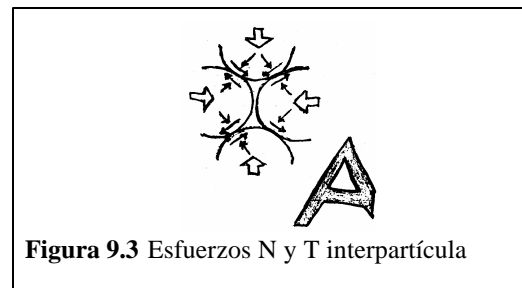
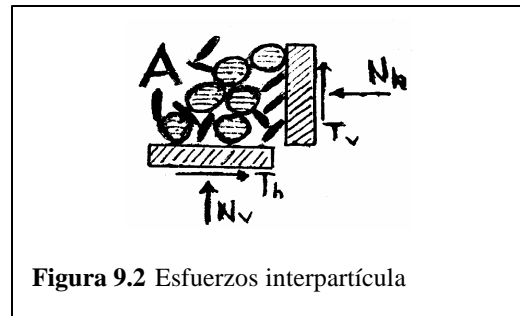
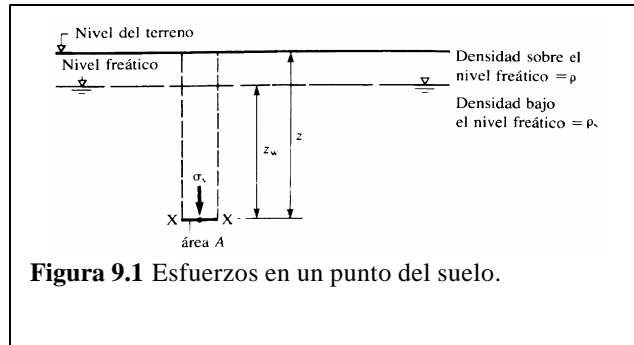
El esqueleto mineral se puede asociar con un resorte o muelle que se comprime por las cargas impuestas al terreno. Conforme al agua sale por el estrecho orificio del pistón, el muelle se deforma; los esfuerzos, antes soportados por el agua, los soporta ahora el muelle:

Si  $P = M + W$  también  $\sigma = \sigma' + U$ , donde:

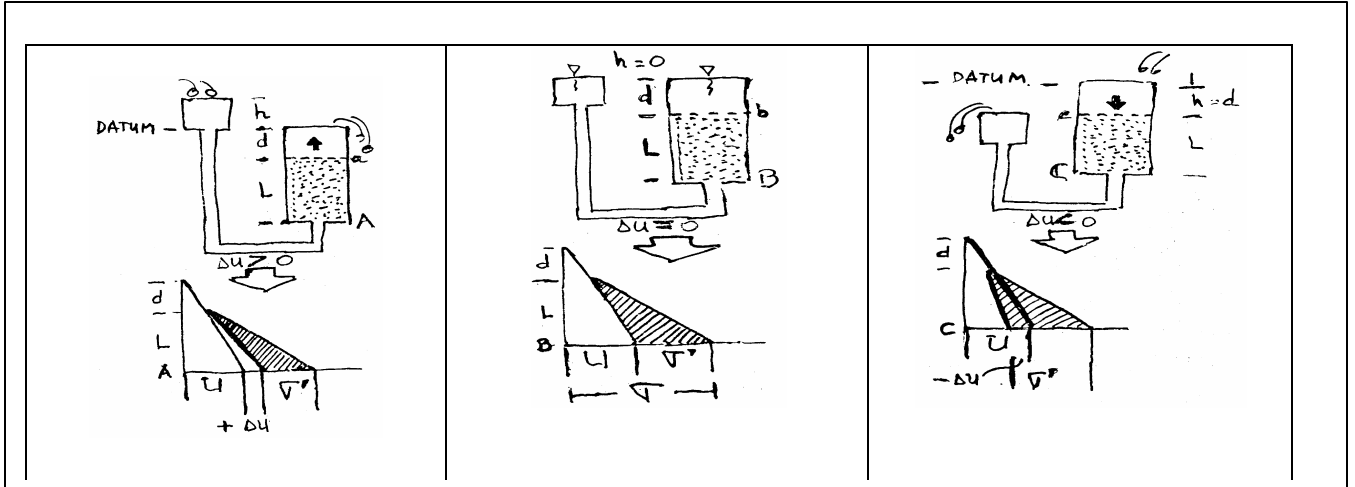
$\sigma$  = Presión total o esfuerzo total.

$\sigma'$  = Presión intergranular o esfuerzo efectivo.

$U$  = Presión de poros o esfuerzo neutro (p.p.)



VARIACIONES EN  $s'$  POR FLUJO



Aumenta  $U$  en  $\Delta U$   
 Disminuye  $\sigma'$  en  $\Delta U$

$$\Delta U = +g_w h$$

$$s = g_{SAT} * L + g_w * d$$

$$U = g_w (L + d)$$

$$s' = g' * L$$

$$s' = (g_{SAT} - g_w) L$$

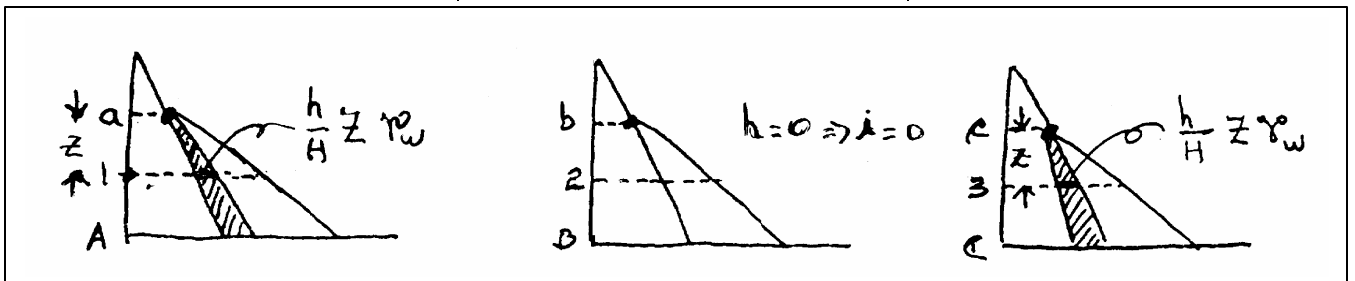
$$s = g_{SAT} * L + g_w d$$

Disminuye  $U$  en  $\Delta U$   
 Aumenta  $\sigma'$  en  $\Delta U$

$$\Delta U = -g_w h$$

$$s = g_{SAT} L + g_w d$$

Con flujo ascendente (A)				Sin flujo (B)				Con flujo descendente (C)			
PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT	PTO	CE	CP	CT
A	-d	d	0	B	-d	d	0	c	-d	h	h - d
A	-d - L	L + d + h	h	B	-d - L	d + L	0	C	-d - L	L	-d
$P_A - P_a = +h$				$P_B - P_b = 0$				$P_C - P_c = -h$			
ESFUERZOS en A $U_A = (d + L + h)g_w$ $s' = g' L - g_w h$				ESFUERZOS en B $U_B = (d + L)g_w$ $s' = g' L$				ESFUERZOS en C $U_C = (d + L - h)g_w$ $s' = g' L + g_w h$			
$\Delta$ ESFUERZOS en 1				$\Delta$ ESFUERZOS en 2				$\Delta$ ESFUERZOS en 3			



$$+ \Delta U = -\Delta s' = -i * Z * g_w$$

$$\Delta U = \Delta s' = 0$$

$$- \Delta U = +\Delta s' = +i * Z * g_w$$

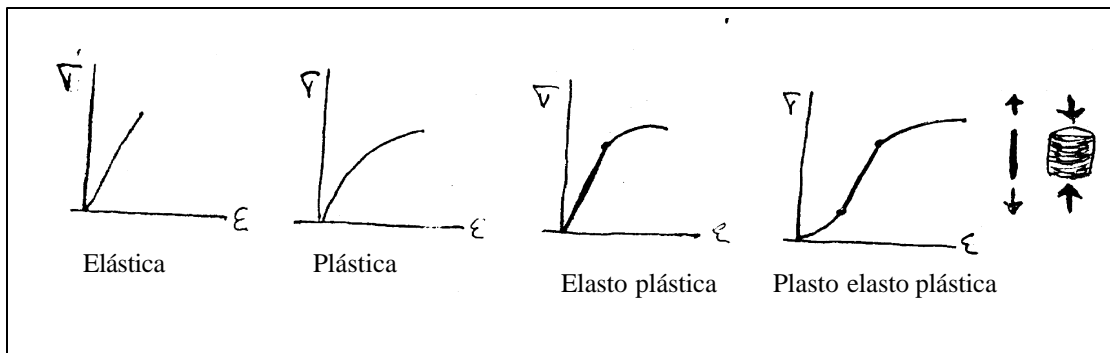
### 9.3 Presión de percolación. ( $P_c$ ).

Es la presión generada por el flujo al interior del suelo. Su valor es, en flujo vertical,  $P_c = i * Z * \gamma_w$ .

Vectorialmente, la fuerza de infiltración es  $\vec{J} = i \vec{g}_w$ , donde  $i$  es el gradiente hidráulico, y su dirección, la de las líneas de corriente.

### 9.4 Deformaciones en el suelo ( $\sigma$ = esfuerzo; $\epsilon$ = deformación)

Un suelo puede presentar deformaciones permanentes o no, a causa de las cargas que soporta. Las deformaciones pueden ser:



**9.4.1 Deformación elástica:** El suelo puede recobrar forma y dimensiones originales, cuando cesa la fuerza de deformación.

**9.4.2 Deformación plástica:** Se da corrimiento de la masa del suelo pero la relación de vacíos permanece más o menos constante. Al retirar las cargas el suelo queda deformado, pero su volumen casi se mantiene.

**9.4.3 Deformación compresiva:** En este caso, existe Reducción de volumen en el suelo sometido a carga, y la deformación se conserva después de esa acción. Esta deformación puede ser por **CONSOLIDACIÓN** o por **COMPACTACIÓN**.

**a) Consolidación:** Es la reducción gradual de volumen del suelo por compresión debido a cargas estáticas. También puede darse por pérdida de aire o agua, o por un reajuste de la fábrica textural.

**b) Compactación:** Es la densificación del suelo, lograda por medios dinámicos, con el propósito de mejorar sus propiedades ingenieriles.

**9.5 CONSOLIDACION:** Cuando el suelo se somete a una sobrecarga  $q$  los esfuerzos totales se incrementan en esa misma cuantía. En suelos saturados, esto conduce al incremento de la presión de poros; pero dado que el agua no resiste esfuerzos cortantes, sin que se modifique el nuevo esfuerzo total, el exceso de presión intersticial se disipa a una velocidad controlada por la permeabilidad  $k$  del suelo, con lo que el esfuerzo efectivo se va incrementando a medida que el

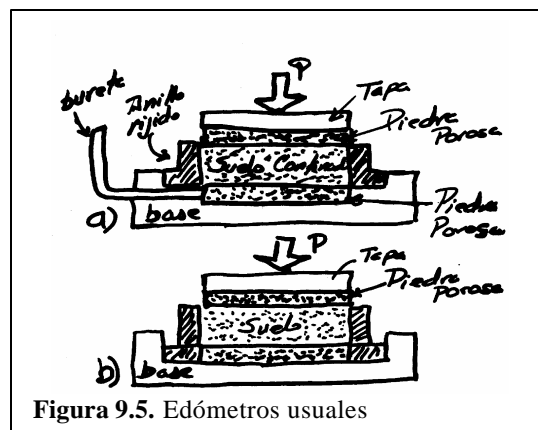


Figura 9.5. Edómetros usuales

agua fluye. Así, en la cuantía de la sobrecarga  $q$ , cuando se reduce la presión de poros que se habían incrementado se incrementa el esfuerzo efectivo: esto significa reducción de la relación de vacíos e incremento del esfuerzo efectivo. Por lo anterior se da el asentamiento del terreno por deformación del suelo que se ve afectado con el incremento de esfuerzos causado por la sobrecarga y el incremento de la resistencia al corte del suelo después de disiparse el exceso de presión de poros.

Clases de consolidación. Puede ser PRIMARIA o SECUNDARIA. Primaria, cuando cargado el suelo, la reducción de volumen se debe a la expulsión del agua, fenómeno en el que se transfiere la carga soportada por el agua al esqueleto mineral, esta es la consolidación propiamente dicha, típica del caso de los suelos de Ciudad de México y de la Torre de Pisa, y con la que nace la Mecánica de Suelos (Terzaghi, 1925). Secundaria, cuando la consolidación se da por reajuste del esqueleto mineral y luego de que la carga está casi toda soportada por este y no por el agua.

Evaluación de asentamientos. La *consolidación* impone la necesidad de evaluar la magnitud y la velocidad de los asentamientos. Si las deformaciones totales del terreno varían en la dirección horizontal, se producen asentamientos diferenciales. Si el suelo es altamente deformable, las sobrecargas altas producen asentamientos excesivos. Si el suelo es un limo arenoso, la permeabilidad puede ofrecer asentamientos rápidos que suelen darse durante la construcción. Si el suelo es limo arcilloso, los asentamientos pueden prolongarse un tiempo importante después de terminada la obra.

Análisis de asentamientos. Pueden considerarse dos casos: asentamientos por una sobrecarga  $q$  en un área infinita, o asentamiento por sobrecarga  $q$  en un área de tamaño finito. Lo anterior se define según la extensión del área cargada en comparación con el espesor de la capa de subsuelo que se considera deformable.

Para el caso de un área cargada de extensión infinita, según Terzagui, las deformaciones y el flujo de agua se dan en una dimensión que es la dirección vertical, e interesa la permeabilidad vertical del suelo. En este caso se considerará el efecto de la sobrecarga constante a cualquier profundidad del terreno deformable.

Para el segundo caso, cuando el área cargada es pequeña como suele darse en el caso de una zapata, es evidente la deformación tridimensional del subsuelo. Esta evaluación se hará teniendo en cuenta la variación del esfuerzo en profundidad y la rigidez o flexibilidad de la cimentación causante de la sobrecarga.

### 9.5.1 EDÓMETRO o consolidómetro

Es un aparato de laboratorio útil para conocer la compresibilidad de un suelo que va a ser objeto de una consolidación. La muestra es un cilindro aplanado y el ensayo es condiciones de compresión confinada.

Al aplicar la carga, el agua se evacua por dos piedras porosas, superior e inferior. La carga es incremental, para registrar las deformaciones (en el extensómetro) contra el tiempo. También carga Vs relación de vacíos.

Las cargas se van doblando cada vez y los incrementos se hacen cada 24 horas. Finalmente, la descarga se hace gradual.

Las curvas que relacionan  $P$ ,  $e$  y  $dt$  son:

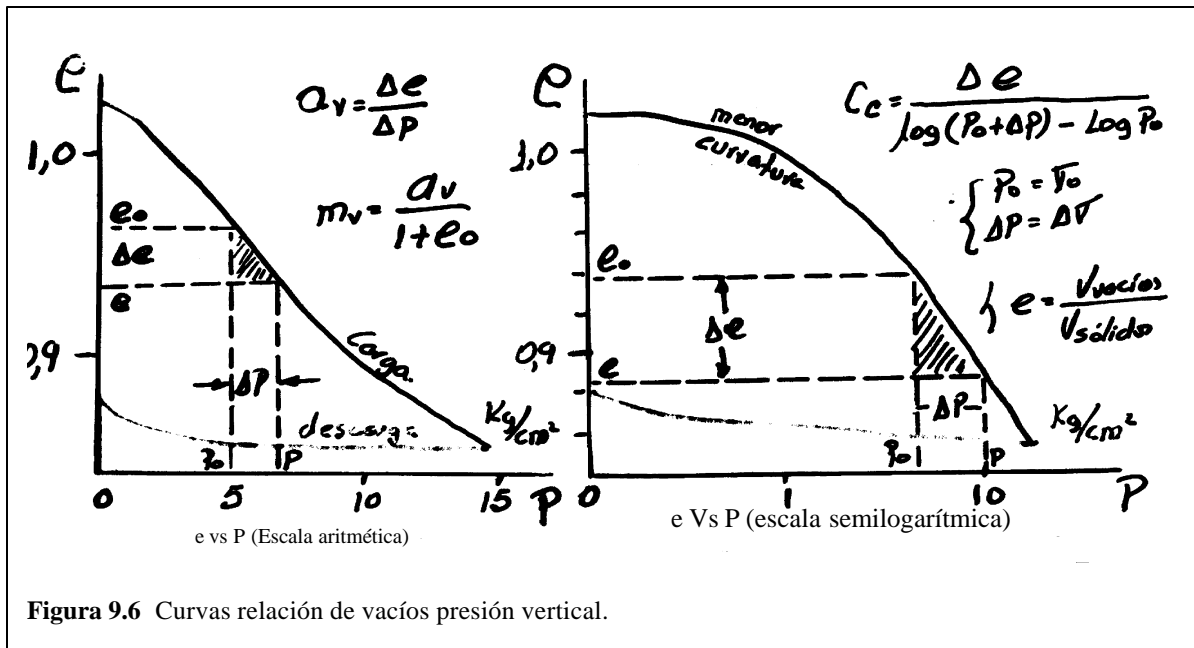


Figura 9.6 Curvas relación de vacíos presión vertical.

De estas gráficas se obtienen COEFICIENTES (magnitud adimensional) y MÓDULOS (magnitud con dimensión) que califican la compresibilidad del suelo así:

$a_v$ , coeficiente de compresibilidad (unidades  $L^2/F$ ):  $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta P}$  (9.2)

$m_v$ , coeficiente de compresibilidad volumétrica ( $L^2/F$ ), en el que

$e_0$  es la relación de vacíos del suelo antes de un incremento de carga específico y de interés para el

geotecnista:  $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$  (9.3)

$C_c$ , índice de compresión (adimensional), de la curva semilogarítmica.

$C_v$ , coeficiente de consolidación ( $L^2/F$ ). Para su cálculo es necesario tener la curva de asentamiento Vs tiempo (escala semilogarítmica), cuyo ajuste consiste en sobreponer la escala  $U_v$  a la escala  $d$ .

Si se extiende el tiempo se logra representar la fase de consolidación secundaria.

Figura 9.8. Curvas raíz de tiempo contra deformación unitaria, y logaritmo del tiempo contra deformación unitaria:



origen con grado 0% de consolidación promedio está arriba del punto 1, una cantidad  $Z_1 = \bar{U}_{v2} - \bar{U}_{v1}$ . Encontrados el 0% y el 100% de  $\bar{U}_v$ , termina el ajuste.

Las anteriores curvas e Vs P, no son rectas, como lo son las curvas  $\sigma - \epsilon$  (que siguen la ley de HOOKE) donde la pendiente da una medida del grado de rigidez o de deformabilidad del material (módulo de YOUNG "E").

Aquí la compresibilidad cambia con la magnitud del esfuerzo, y el valor  $a_v$  debe ser la pendiente que corresponda con las presiones del terreno.

NOTA:  $C_v = f(t_i, T_v, H_i)$ : tiempo, factor tiempo y espesor de la muestra en  $t_i$ .

CURVA  $\epsilon - \sqrt{t}$  : Otra forma de obtener  $C_v$  es dibujando esta curva en escala semi aritmética con la raíz del tiempo en las abscisas y transformar las ordenadas donde va la deformación unitaria, en grado de consolidación U. Esto requiere un ajuste para obtener  $t_{90}$ , así: La curva se inicia recta desde el origen M. Se prolonga esa parte inicial, que es lineal y sobre la cual se busca el punto B, que habrá de quedar sobre AD = ordenada para  $\epsilon_{90\%}$ . Debe buscarse al tanteo la altura de AD que satisfaga la condición de que  $AC = 1,15 AB$ , siendo C un punto de la curva con coordenadas  $(\epsilon_{90\%}; \sqrt{t_{90\%}})$ . Finalmente se leen las coordenadas de C que es el punto correspondiente al 90% de la consolidación promedio  $\bar{U}_v$  para calcular  $C_v$ . En esta curva, con  $\bar{U}_v = 0\%$  y  $\bar{U}_v = 90\%$ , sobrepongo  $U_v$ .

**9.6 Coeficiente de consolidación secundaria  $C_{\mu}$**

Con la tangente desde I y la asíntota desde B, se obtiene el punto A, cuya ordenada da el 100% de consolidación PRIMARIA. Debajo de A, entre A y B, tenemos la curva de consolidación secundaria. Para Terzaghi la consolidación terminaba en A, al disiparse por completo la presión de poros; pero en realidad, el asentamiento continúa a una velocidad que es función del logaritmo del tiempo (el flujo del suelo es viscoso).

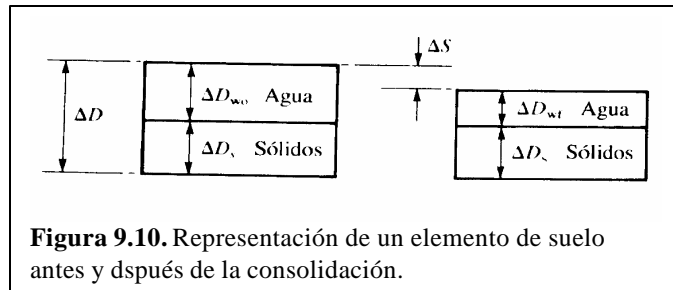
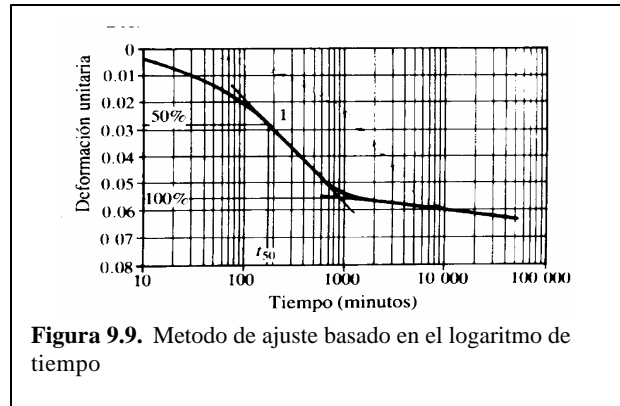
Si MN es un ciclo logarítmico, y M está debajo de A,  $C_{\infty}$  es:

$C_{\infty}$  = cambio de relación de vacíos para el ciclo  $\log_{10}$  después de A.

**9.7 Asentamiento "S" en el ensayo de consolidación**

(Deformación vertical, confinamiento lateral, material compresible)

Para expresar el asentamiento total (de laboratorio), en función de las características de compresibilidad de la muestra, podemos hacer analogía entre S y  $\Delta\epsilon$ .



$h$  = altura inicial de la muestra.

$S$  = asentamiento total de la muestra.

$$hV_0 = \text{altura inicial de vacíos} = \frac{\text{Volumen inicial de vacíos}}{\text{área de la muestra}}$$

$$hV = \text{altura final de vacíos} = \frac{\text{Volumen final de vacíos}}{\text{área de la muestra}}$$

$$h_s = \text{altura de sólidos} = \frac{\text{Volumen de sólidos}}{\text{área de la muestra}}$$

La muestra pierde volumen a expensas de los vacíos.  $V_v$  cambia pero no  $V_s$ , entonces:

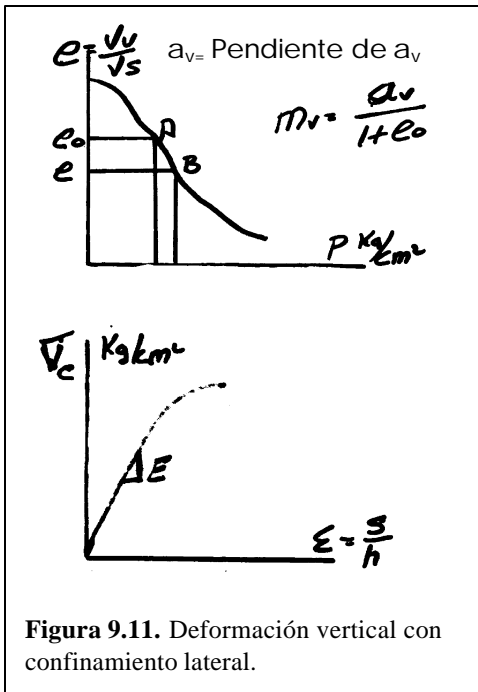


Figura 9.11. Deformación vertical con confinamiento lateral.

$$S = hV_0 - hV = \frac{hV_0 - hV}{hV_0 + h_s} \quad h = \frac{\frac{hV_0}{h_s} - \frac{hV}{h_s}}{\frac{hV_0}{h_s} + \frac{hV}{h_s}} h \therefore$$

$$S = \frac{e_0 - e}{1 + e_0} h = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h = \Delta e h \quad (9.4)$$

$$S = \frac{a_v}{1 + e_0} \Delta P \times h$$

Pero de (9.2);  $\Delta e = a_v * \Delta P$

$\therefore$  trayendo (9.2)

$$S = m_v \Delta P h \quad \text{asentamiento} \quad (9.5)$$

**9.8 Analogía de la expresión 9.5 con la ley de Hooke.** El  $m_v$ , coeficiente de compresibilidad (también llamado módulo edométrico) para el asentamiento, y el módulo de elasticidad  $E$  de la curva esfuerzo deformación ( $\sigma - \epsilon$ ) aparecen en estas dos relaciones:

$$1) \quad S = m_v \Delta P h$$

$$2) \quad e = \frac{P}{A} * \frac{L}{E} = s * \frac{L}{E}$$

$P/A$  es esfuerzo y  $L$  longitud del material con deformación  $\epsilon$ ; entonces  $h$  y  $L$  son análogos (longitud);  $\Delta P$  y  $\sigma$  son análogos (esfuerzo), y  $S$  con  $\delta$  son análogos ( $L$ ). Así  $m_v$  con  $1/E$  tienen analogía ( $L^2/F$ ).  $m_v$  y el inverso de  $E$  expresan COMPRESIBILIDAD y RIGIDEZ respectivamente. Rigidez es, en efecto, lo opuesto a la deformabilidad.



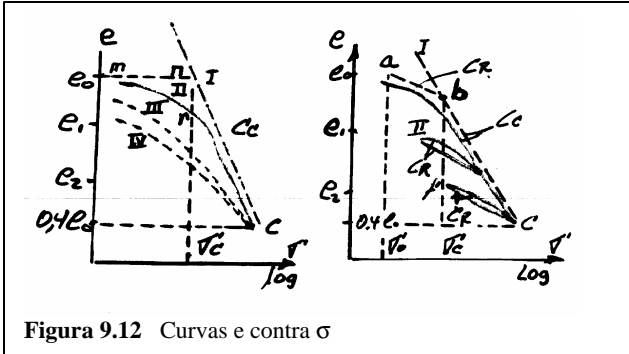


Figura 9.12 Curvas e contra  $\sigma$

**9.9 Índices de compresión  $C_c$  y recompresión  $C_R$ .**

Sometiendo a compresión confinada un espécimen, las curvas de  $e$  Vs  $(P = \sigma') \log$ , son:

- I Curva teórica =  $nc = bc$ .
- II Curva de laboratorio para muestras inalteradas.
- III Curva de laboratorio para muestras disturbadas.
- IV Muestra remoldeada.

Las curvas muestran el tramo virgen  $bc$  o  $rc$ , cuya pendiente es  $C_c$ . También muestran el tramo de recompresión, con menor pendiente  $C_R$ . ( $C_R =$  índice de recompresión) en los cuales el suelo se somete a procesos de carga – descarga ( $ab || cf$ ). Para calcular  $C_c$  o  $C_R$  aplico la expresión (9.6)

$$C = \frac{(e_1 - e_2)}{\log\left(\frac{s'_2}{s'_1}\right)} = \frac{\Delta e}{\Delta \log P} \quad (9.6)$$

Dependiendo del tramo seleccionado, estaremos obteniendo  $C_c$  o  $C_R$ .

Las curvas I, II, III y IV convergen en  $c$ , punto para el cual  $e = 0,4e_0$ . También, después de cada ciclo de carga – descarga, la trayectoria continúa por el “tramo virgen” con pendiente  $C_c$ . Las condiciones reales me dirán si el suelo estará con  $\sigma'_{REAL} \leq \sigma'_c$

**NOTA:** Existe correlación entre el límite líquido y  $C_c$ :

$C_c = 0,009(LL - 10)$ : para arcillas normalmente consolidadas (\*)

$C_c = 0,007(LL - 10)$ : para arcillas remoldeadas.

(\*) Este concepto se discutirá más adelante.

**9.10 Cálculo de asentamiento:  $S = f(C_c)$**

De (9.6) se puede obtener  $\Delta e = C_c * \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right)$  (9.7)

Llevando (9.7) a (9.4), para calcular  $S = f(C_c)$

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H * \log\left(\frac{P_0 + \Delta P}{P_0}\right) \quad \text{Asentamiento} \quad (9.8)$$

**9.11 Consolidación y permeabilidad  $k$  del suelo compresible**

Dos relaciones básicas:  $K = C_v m_v \gamma_w$  (9.9)

Donde se expresa la permeabilidad en función del coeficiente de consolidación y del coeficiente de compresibilidad volumétrica, evidencias de que la deformación se puede evaluar por el volumen de agua drenada en el tiempo, y

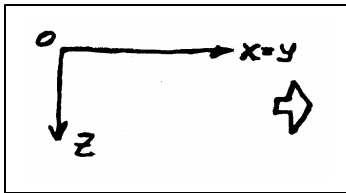
$$K = \frac{m_v * H^2}{t} g_w \quad (9.10)$$

donde la permeabilidad se expresa en función del coeficiente de deformación volumétrica  $m_v$ , del tiempo de consolidación  $t$  y del espesor  $H$  de la capa drenante (ver  $H = H_0$  o  $H = H_0/2$ , figura 9.16).

El tiempo necesario para la consolidación completa del suelo es directamente proporcional a  $H^2 m_v$ , e inversamente proporcional a la permeabilidad  $K$ . Entre dos suelos, las mayores diferencias de consolidación se explican por diferencias en el espesor del suelo y la permeabilidad.

**9.12 Módulo de young y relación de poisson**

El módulo de elasticidad de Young,  $E$ , y el coeficiente o relación de Poisson  $\mu$ , NO son constantes de un suelo sino magnitudes que describen su comportamiento. En función de variaciones de esfuerzo  $\sigma$  y deformación  $\epsilon$  son:



$$E = \frac{(\Delta s_z + 2\Delta s_x)(\Delta s_z - \Delta s_x)}{\Delta s_x(\Delta e_z - 2\Delta e_x) + \Delta s_z \Delta e_z} ; m = \frac{\Delta s_x \Delta e_z - \Delta s_z \Delta e_x}{\Delta s_x(\Delta e_z - 2\Delta e_x) + \Delta s_z \Delta e_z} \quad (9.11)$$

**9.13 Relaciones entre ‘parámetros de s - e en compresión confinada**

$D = \frac{\Delta s_v(1+e_0)}{\Delta e_v}$	$D = \frac{1}{m_v}$	$D = \frac{1+e_0}{a_v}$	$D = \frac{(1+e_0)s_{va}}{0,435C_c}$
$m_v = \frac{1}{D}$	$m_v = \frac{\Delta e_v}{\Delta s_v(1+e_0)}$	$m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$	$m_v = \frac{0,45C_c}{(1+e_0)s_{va}}$
$a_v = \frac{1+e_0}{D}$	$a_v = (1+e_0)m_v$	$a_v = \frac{-\Delta e}{\Delta s_v}$	$a_v = \frac{0,435C_c}{s_{va}}$
$C_c = \frac{(1+e_0)s_{va}}{0,435D}$	$C_c = \frac{(1+e_0)s_{va}}{0,435} m_v$	$C_c = \frac{a_v s_{va}}{0,435}$	$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log s_v}$

Se han discutido el coeficiente de deformación volumétrica  $m_v$ , el coeficiente de compresibilidad  $a_v$  y el índice de compresión  $C_c$ .

$D$  es módulo de confinamiento o módulo de compresión confinada que es teoría elástica para  $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  es:

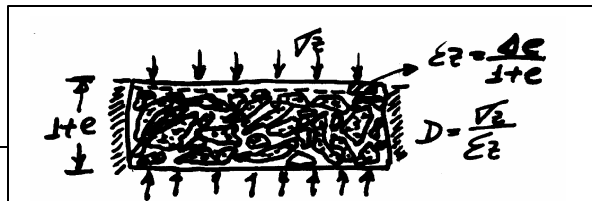


Figura 9.13. Módulo de compresión confinada

$$D = \frac{E(1-m)}{(1+m)(1-2m)} = \frac{1}{m_v} \quad (9.12)$$

**Ejercicio 9.1:** Calcular el módulo de elasticidad de Young E, el coeficiente o relación de Poisson  $\mu$  y el módulo de confinamiento de un suelo si en pruebas de esfuerzo – deformación, con un equipo triaxial, se obtienen los siguientes valores (todos al final del segundo ciclo de carga):

$\Delta\sigma_z = 2,35$ ;  $\Delta\sigma_x = \Delta\sigma_y = 0,69$ ; las deformaciones para esas variaciones en la carga son  $\Delta\varepsilon_z = 0,0067$  y  $\Delta\varepsilon_x = 0,00029$  ( $\Delta\sigma$  en  $\text{Kg/cm}^2$  y  $\varepsilon$  en %)

Solución: Aplicando fórmulas de la página 92, para E y  $\mu$ , y pág. 93 para D:

$$E = \frac{(2,35 + 2 * 0,69)(2,35 - 0,69)}{0,69(0,0067 - 2 * 0,00029) + 2,35 * 0,0067} = 311 \text{ Kg/cm}^2$$

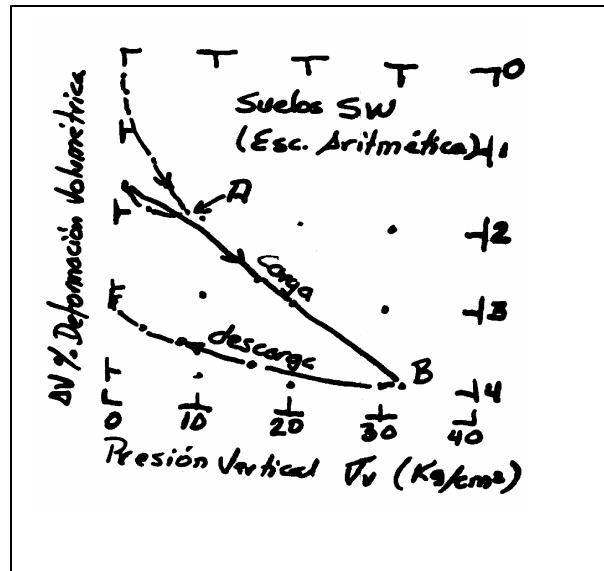
$$m = \frac{0,69 * 0,0067 - 2,35 * 0,00029}{0,69(0,0067 - 2 * 0,00029) + 2,35 * 0,0067} = 0,20 \text{ (adimensional)}$$

$$D = \frac{311(1-0,20)}{(1+0,20)(1-2 * 0,20)} = 346 \text{ Kg/cm}^2 \left( \text{comparable a } D = \frac{235}{0,0067} = 351 \text{ Kg/cm}^2 \right)$$

**Ejercicio 9.2:** Obtener la curva de deformación volumétrica contra presión vertical (en escala aritmética todo) con los siguientes resultados de una arena calcárea, SW, sometida a un ensayo edométrico. Comente la curva.

$\sigma_v = \text{Kg/cm}^2$	$\Delta \text{Volumen } \%$	$\sigma_v$	$\Delta V \%$
0,13	0,36	(nuevo ciclo)	
0,26	0,54	16,00	2,77
0,52	0,68	32,00	4,01
2,00	1,39	16,00	3,80
4,00	1,86	8,00	3,57
8,00	1,90	4,00	3,42
4,00	1,65	1,00	3,23
0,50	1,64	0,00	3,10

**Comentario:** En la curva aparecen los dos ciclos de carga, el ensayo con edómetro en la primera descarga, la deformación recuperada es del 0,32 (1,96 menos 1,64) y en el segundo ciclo, 0,89 (4,01 menos 3,10). Esto significa que la deformación recuperada en cada ciclo es del 16% (0,32 sobre 1,96) y del 22% (0,89 sobre 4,01). La deformación residual se debe a fracturas no reversibles.



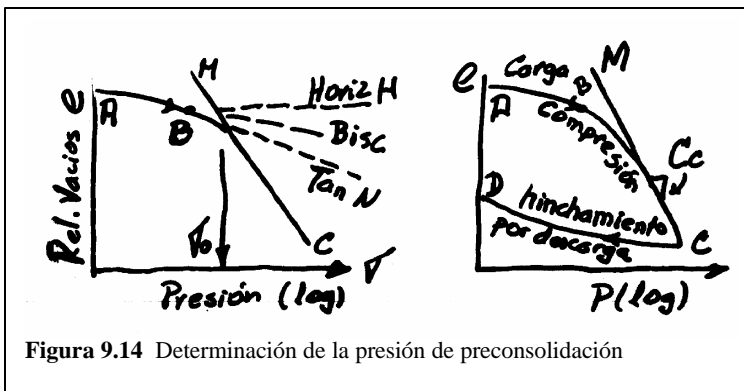
También, en el segundo ciclo, la arena inicia con menor rigidez que en el primer ciclo (observando las presiones menores que A la segunda curva es más tendida o menos inclinada). Esto porque ya se han producido deslizamientos entre partículas a esos niveles de carga, y fracturas como se comentó.

Para cargas mayores, entre A y B, la curva  $\sigma - \Delta V$  es esencialmente la misma, como si no hubiera habido una descarga previa.

**9.14 Carga de preconsolidación**

Todo suelo tiene una historia geológica de esfuerzos que puede investigarse en las curvas del ensayo de consolidación. En la figura 9.12.A se tiene un set que muestra comportamientos diferentes entre suelos remoldeados (IV) e inalterados (II); la figura 9.12.B permite diferenciar, en un ciclo CARGA – DESCARGA, el tramo de recompresión y el tramo virgen de la curva  $e - \sigma(\log)$ , que se corresponden con dos situaciones así: Presiones ya soportadas por el suelo y nunca antes sobrellevadas por él, de conformidad con lo discutido en el ejercicio 9.2 (comentarios a la curva).

Arturo Casagrande desarrolló el método para conocer la PRESIÓN DE PRECONSOLIDACIÓN



AB = Tramo de recompresión.  
 BC = Tramo virgen.  
 CD = Tramo de descarga.  
 B = Punto de mayor curvatura.  
 Cc = Índice de compresión.

Figura 9.14 Determinación de la presión de preconsolidación

Se escoge el punto de mayor curvatura B, en escala semilogarítmica; se traza la horizontal DH y la tangente BN a ese punto. Luego se obtiene la bisectriz del ángulo NBH. Se traza la asíntota MC al tramo virgen, y la intersección de MC con la bisectriz genera un punto, cuya abscisa corresponde a la presión de preconsolidación  $\sigma_0$ .

- a) ARCILLA PRECONSOLIDADA: Es aquella que recibe hoy cargas menores de las que en su historia geológica ha tenido. Esta arcilla es más dura.
- b) ARCILLA NORMALMENTE CONSOLIDADA: Es aquella que nunca en su historia geológica ha soportado las cargas actuales. Esta es más compresible.

Relación de sobreconsolidación RS

$$RS = \frac{\text{Esfuerzo de Preconsolidación } (P_0)}{\text{Presión de sobrecarga efectiva actual}} \quad (9.13)$$

Si  $RS < 1$ , estaremos con cargas inferiores a la presión de preconsolidación, el suelo responde como suelo duro (situación 1).

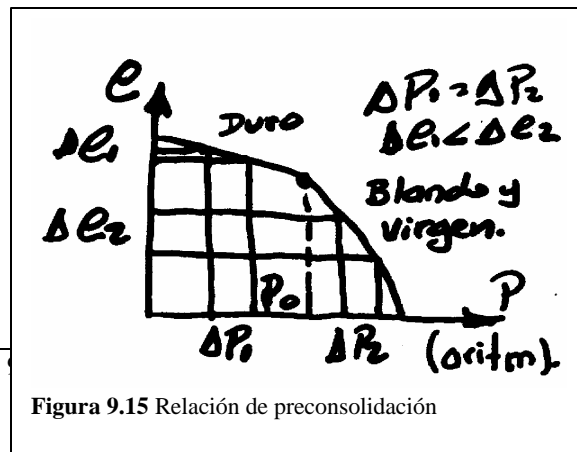


Figura 9.15 Relación de preconsolidación

Si  $RS > 1$ , estaremos con cargas superiores a la presión de preconsolidación  $P_0$  y el suelo se comporta como blando (situación 2).

Obsérvese que para un incremento de esfuerzo  $\Delta P = \Delta P_1 = \Delta P_2$ , la deformación del suelo  $\Delta e_1$  es menor que la deformación  $\Delta e_2$ .

### 9.15 Teoría de la consolidación. (Terzaghi 1925)

Útil para conocer aproximadamente la rata de asentamiento de un suelo por cargas, con base en el resultado del ensayo de consolidación (laboratorio).

#### Hipótesis

- Estrato de suelo homogéneo, isótropo y de espesor constante.
- Estrato saturado 100% entre 1 ó 2 superficies más permeables.
- Compresibilidad del agua y los granos, despreciable.
- Acciones similares de masas infinitesimales o masas grandes.
- Compresión unidimensional, en dirección normal a la capa de suelo.
- Validez de la ley de Darcy.
- Valores constantes de las profundidades del suelo (algunas cambian).
- Relación lineal (idealizada) entre relación de vacíos y presión.
- Deformaciones lentas que permitan despreciar las fuerzas de inercia.

NOTA: Asumamos que se consolida en medio de dos capas de arena. La capa superior es un estrato de arena horizontal con carga uniforme. (ver figuras 9.16 a y b; esta situación es la del experimento de la figura 9.6).

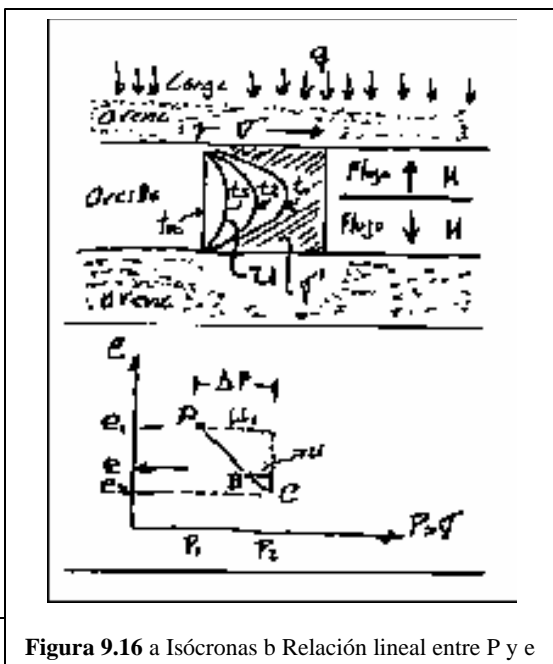


Figura 9.16 a Isócronas b Relación lineal entre  $P$  y  $e$

Fig. 9.16a: Isócronas mostrando cómo se disipa la presión de poros  $U$  en el tiempo  $t_i$ . Como  $\sigma = \text{cte.}$ ,  $\sigma'$  aumentará a medida que el agua sale del estrato compresible de arcilla hacia las capas de arena, superior e inferior.

Fig. 9.16 b: Hipótesis de relación lineal entre  $P$  y  $e$ . (ABC = recta)

Fig. 9.17 a: Estratificación horizontal con flujo vertical y carga  $q$  uniforme. Un estrato de arcilla que se consolida entre dos suelos más permeables.

Fig. 9.17 b: En un elemento de altura  $dz$ , comprimido, fluye agua verticalmente. En el tiempo  $dt$ , entra un volumen de agua  $dv_z$  y sale un volumen  $dv_1$ .

El movimiento de agua es producido por la diferencia de presiones de poros  $U_1$  y  $U_2$  entre los puntos 1 y 2.

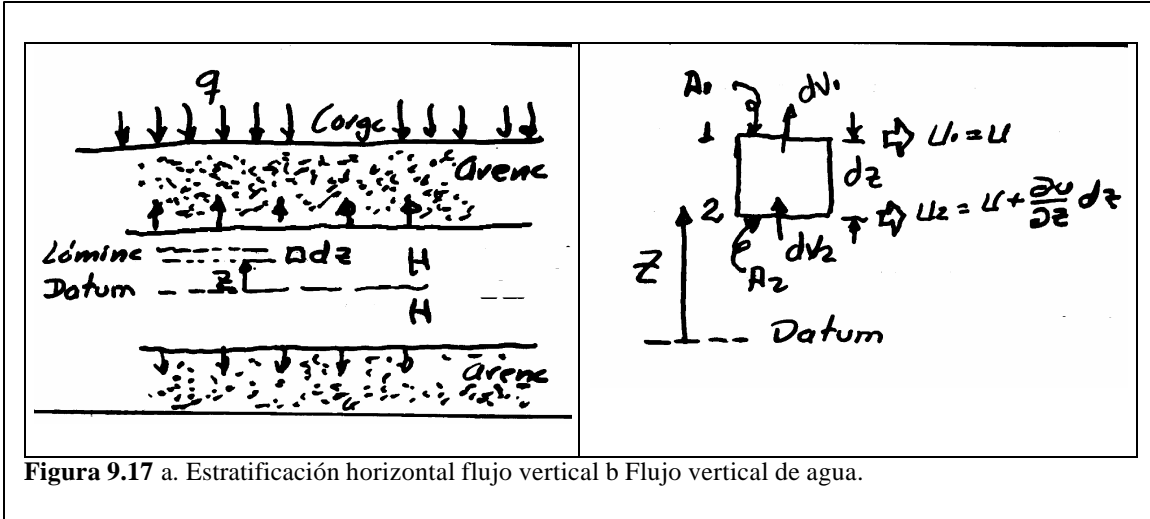


Figura 9.17 a. Estratificación horizontal flujo vertical b Flujo vertical de agua.

La ordenada del elemento infinitesimal es  $Z$  (fig. 9.17a).

El elemento infinitesimal perderá volumen a causa de la

salida de agua. La pérdida de agua se estima de dos modos:

- a) Diferencia entre  $dv_1$  y  $dv_2$
- b) Cambio de volumen en función de  $m_v$

Para el elemento de suelo escogido, fig. 9.17a y 9.17b, el agua sube, y el flujo se debe a la diferencia de presión entre 1 y 2 que es  $U_1 - U_2$ :

$$U_1 = U \quad \text{subpresión hidrostática en 1} \quad (9.14)$$

$$U_2 = U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \quad \text{subpresión hidrostática en 2} \quad (9.15)$$

Los gradientes hidráulicos  $i_1$  e  $i_2$  en 1 y 2 son:

$$i_1 = \frac{1}{g_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} \quad (9.16)$$

$$i_2 = \frac{1}{g_w} * \frac{\partial}{\partial Z} \left( U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \right) \quad (9.17)$$

Las pérdidas de volumen del suelo (por consolidación), evaluada por el agua que pierde o expulsa y que depende de la permeabilidad (1ª forma), se valora expresando su volumen en función de  $m_v$  (2ª forma). El valor de  $dV$  será:

1ª forma (DARCY)

El volumen  $dV_1$  de agua que sale durante el tiempo  $dt$ , es:

$$dV_1 = K \frac{1}{g_w} * \frac{\partial U}{\partial Z} dt \quad (\text{asumimos Area} = 1)$$

El volumen  $dV_2$  de agua que entra durante el tiempo  $dt$ , es:

$$dV_2 = \frac{K}{g_w} * \frac{\partial}{\partial Z} \left( U + \frac{\partial U}{\partial Z} dz \right) dt$$

Restando,  $dV_2 - dV_1$ , obtenemos  $\Delta dV$ , el volumen perdido:

$$\Delta dV = \frac{K}{g_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz dt \quad (9.18)$$

2ª forma

Coefficiente de compresibilidad volumétrico  $m_v$ ; (Sección 9.7).

$$\text{Recordando, } S = \frac{\Delta e}{1 + e_0} h \quad \text{o sea: } \Delta dV = \frac{de}{1 + e_0} dz; \quad (\text{área} = 1)$$

Pero  $\Delta e = a_v \Delta P$ , o sea,  $de = a_v d\sigma'$  (Figura 9.6)

Siendo  $d\sigma'$  la diferencia en el esfuerzo efectivo (o presión efectiva)

$$\Delta dV = dV_1 - dV_2 = \frac{a_v * d\sigma'}{1 + e_0} \bullet dz = m_v d\sigma' dz \quad (\text{Sección 9.7})$$

Pero, la carga del terreno es constante; entonces, aunque varían  $U$  y  $\sigma'$ , no variará  $\sigma$  y siempre  $\sigma = U + \sigma'$ . Esto sugiere, además, que  $0 = dU + d\sigma'$ , que es lo mismo que  $dU = -d\sigma'$ .

$$\text{Luego: } \frac{\partial U}{\partial t} = - \frac{d\sigma'}{dt} \Rightarrow d\sigma' = - \frac{\partial U}{\partial t} dt$$

Entonces, reemplazando  $d\sigma'$  en la anterior expresión de  $\Delta dV$ :

$$\Delta dV = -m_v \frac{\partial U}{\partial t} dt dz \quad (9.19)$$

Igualando (9.18) y (9.19), en valor absoluto, obtenemos:

$$m_v = \frac{\partial U}{\partial t} dt dz = \frac{K}{g_w} \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} dz dt$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{K}{m_v g_w} * \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2}$$

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U}{\partial Z^2} \quad (9.20) \quad \text{“ECUACIÓN DIFERENCIAL DE CONSOLIDACIÓN”}$$

En (9.20),  $C_v = \frac{K}{m_v g_w} = \frac{T_v H^2}{t} = \text{coeficiente de consolidación}$  (Figura 9.7) (Ecuación 9.10)

**Nota:** La solución de una ecuación diferencial es una integral. La integral se resuelve con base en sumatorias (por intermedio de series). Estos resultados se llaman ábacos.

**9.16 Solución a la ecuación de comportamiento** (Ecuación diferencial de consolidación)

Si la extensión de la carga sobre el terreno es ilimitada y la presión aplicada  $q$  es constante con la profundidad, inicialmente los esfuerzos los asume el agua intersticial en la forma de un exceso de presión de poros,  $U_{0e}$ .

- En consecuencia, la llamada **CONDICIÓN DE FRONTERA INICIAL** es: Para tiempo  $t = 0$ ,  $U_e = U_{0e} = q$ , para  $0 \leq Z \leq H$
- Contrariamente, disipación de la p.p., la **CONDICIÓN FINAL DE FRONTERA** es: Para tiempo  $t = \infty$ ,  $U_e = 0$ , para  $0 \leq Z \leq H$
- La **CONDICIÓN DE FRONTERA** para cualquier tiempo  $t$  será:

$$\text{Para } 0 < t < \infty: \frac{\partial U_e}{\partial Z} = 0 \text{ en } Z = 0; U_e = 0 \text{ en } Z = H$$

La solución de la ecuación (9.20) está dada por:

$$\frac{U_e}{U_{0e}} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[ M \left( 1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_v) \quad (9.21)$$

donde  $M = \frac{p}{2}(2m + 1)$  con  $m = 1, 2, 3, \dots, \infty$

$H$  = longitud máxima de la trayectoria de drenaje

$T_v$  = Factor (adimensional) de tiempo vertical;  $T_v = \frac{C_v t}{H^2}$  (9.22)

(no confundir  $T_v$  con  $t$ )

Ahora, el **GRADO DE CONSOLIDACIÓN** de un elemento de suelo  $U_v$  se define como:

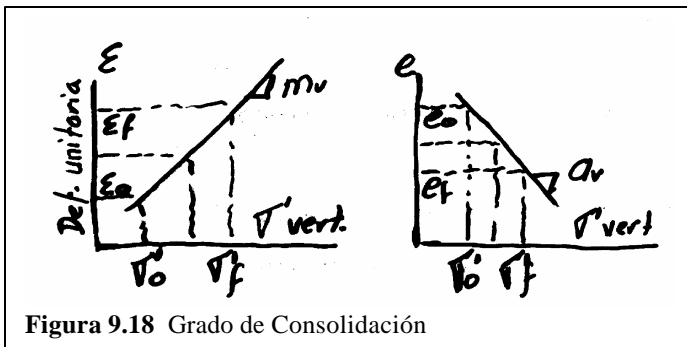


Figura 9.18 Grado de Consolidación

$$U_v = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} \quad (9.23)$$

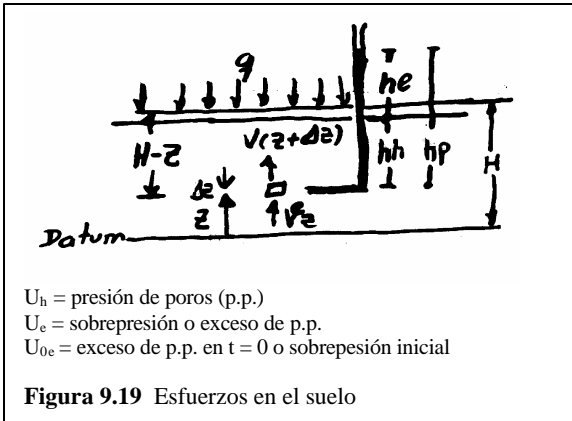
si  $\frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} = \frac{s' - s'_0}{s'_f - s'_0}$  (9.24) (4)



$$(9.25) \quad U_V = \frac{s' - s'_0}{s'_f - s'_0}$$

(no confundir  $U_V$  con  $U$ )

Al aplicar el principio de esfuerzos efectivos  $\sigma = \sigma' + U$  para  $t = 0$  y antes de aplicar la carga  $q$  en la superficie, se tiene:

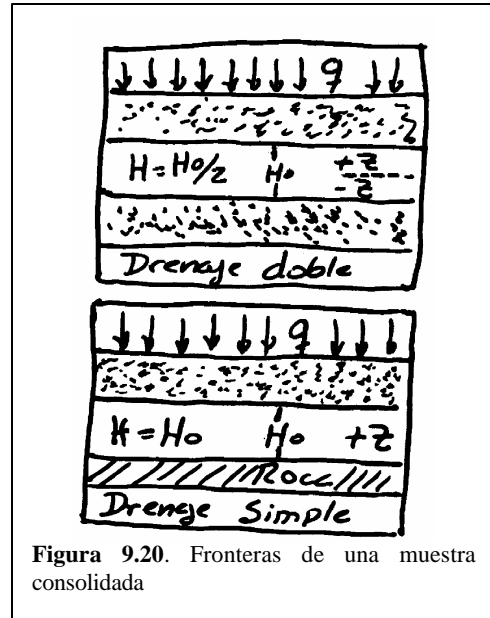


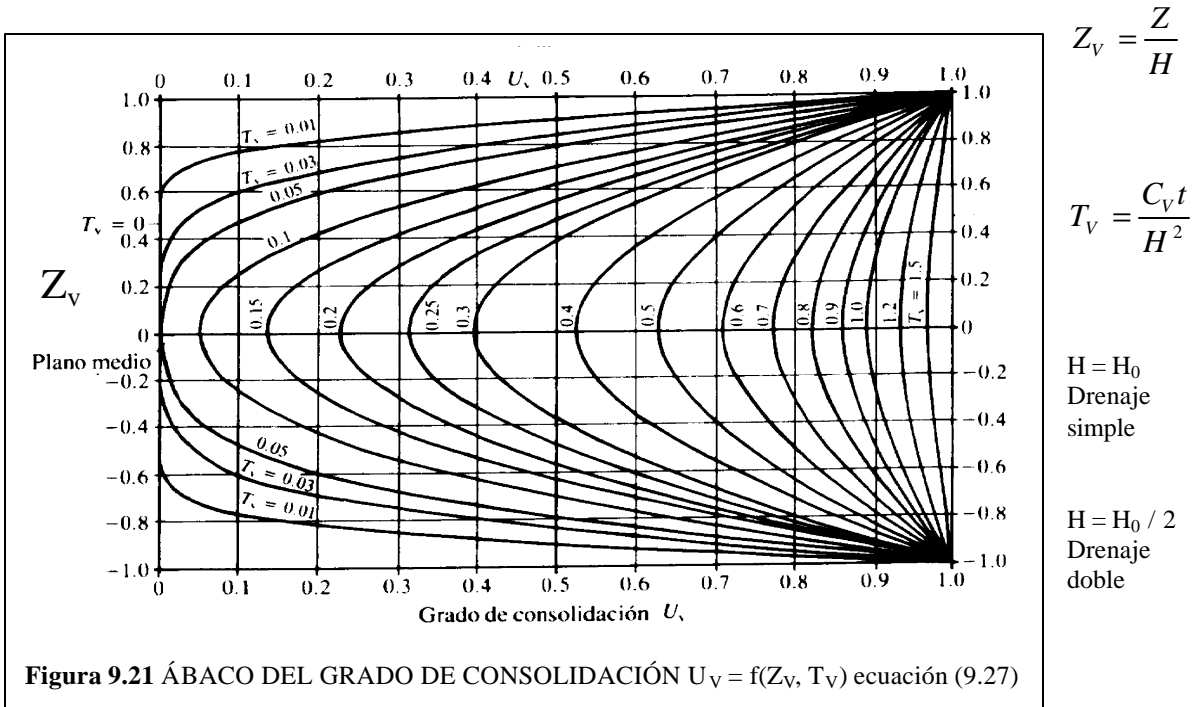
$\gamma_s (H - Z) = \sigma'_0 + u_h$   
 y luego de aplicar la carga  $q$   
 para  $t = 0$   $q + \gamma_s (H - Z) = \sigma'_0 + u_h + U_{0e}$   
 para  $t = t$   $q + \gamma_s (H - Z) = \sigma' + u_h + U_e$   
 para  $t = \infty$   $q + \gamma_s (H - Z) = \sigma'_f + u_h$   
 $\therefore U_V = 1 - \frac{U_e}{U_{0e}}$  (9.26)

El grado de consolidación es igual al grado de disipación del exceso de presión de poros; si se sustituye  $U_e / U_{0e}$  en (1) se tiene:

$$U_V = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[ M \left( 1 - \frac{Z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_V) \quad (9.27)$$

La ecuación 9.27 puede resolverse para varios valores de  $U_V$  en función de  $Z/H$  y de  $T_V$ . Podemos hacer  $Z_V = \frac{Z}{H}$ . Si la lámina de agua reposa en una frontera impermeable y sólo drena hacia arriba, lo que se denomina drenaje simple, se trabaja con la mitad superior del ábaco  $U_V$ ,  $T_V$ ,  $Z_V$ , y en drenaje doble, con todo el ábaco. La figura aludida refleja el proceso de consolidación, ya que muestra la rapidez de aquel en las fronteras drenantes y la lentitud en la frontera impermeable. Además, muestra cómo la consolidación avanza en el tiempo, a medida que aumentan los valores de  $\sigma'$ .





Pero además de los valores  $U_v$ , también se requiere el grado promedio de consolidación  $\bar{U}_v$ , que refleja el asentamiento en toda la superficie horizontal. Por analogía en la ecuación (9.26) y teniendo en cuenta la ecuación (9.21)

$$\bar{U}_v = 1 - \frac{\bar{U}_e}{U_{0e}} = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \frac{U_e}{U_{0e}} dz \quad (\text{reemplazo } \frac{U_e}{U_{0e}})$$

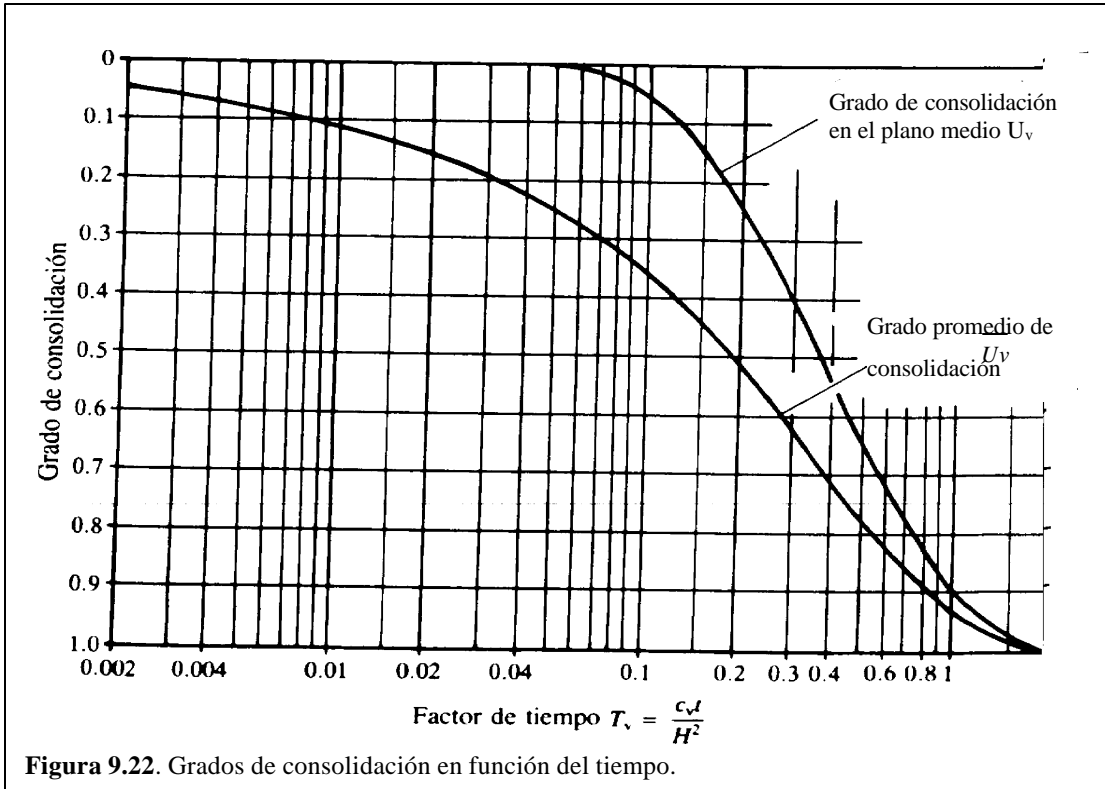
$$\bar{U}_v = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[ M \left( 1 - \frac{Z}{M} \right) \right] \exp(-M^2 T_v) dz$$

$$\bar{U}_v = 1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M} \exp(-M^2 T_v) \quad (9.28)$$

Para valores dados de  $T_v$  puede calcularse el  $\bar{U}_v$  correspondiente. En la gráfica de la figura 9.22

$U_v$  = Consolidación en el plano medio

$\bar{U}_v$  = Consolidación promedio.



### 9.17 Velocidad de consolidación

La velocidad de compresión secundaria (sección 9.6) depende de las propiedades físico – químicas del suelo y es independiente de su espesor.

- La línea de compresión secundaria representa un FLUJO VISCOSO.
- La línea de compresión primaria corta la línea de FLUJO VISCOSO en un tiempo  $t$  que depende de  $H^2$  (en la fórmula de la figura 9.17,  $T_v = C_v t / H^2$ )

Si comparo dos muestras con espesores diferentes  $H_a$  y  $H_b$ , los tiempos  $t_a$  y  $t_b$  para alcanzar el mismo grado de consolidación están relacionados así:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v}; \text{ para a y b } \Rightarrow \frac{t_a}{t_b} = \frac{C_{vb} T_{va}}{C_{va} T_{vb}} * \frac{H_a^2}{H_b^2} \quad (9.29)$$

Para el mismo suelo y en virtud de que  $U_a = U_b$ , cancelo  $C_v$  y  $T_v$

$$\therefore \frac{t_a}{t_b} = \left[ \frac{H_a}{H_b} \right]^2 \quad (9.30)$$

Debe recordarse que, si existe doble drenaje, el problema considera  $H = H_0 / 2$ , y si existe drenaje simple,  $H = H_0$ , por lo que con doble drenaje el tiempo se reduce a la cuarta parte.

### 9.18 Grado de consolidación promedio, (usar ábaco de la figura 9.22)

El grado promedio de consolidación es de utilidad para el ingeniero por que refleja el asentamiento en superficie donde se encuentran las obras de ingeniería (pavimentos, casa, etc.). Se utiliza entrando con un  $T_v$  dado para obtener un  $\bar{U}_v$  en el ábaco de la figura 9.22. Este ábaco da, además, el grado de consolidación de una lámina (\*) que pasa por la mitad horizontal de la capa que se consolida, o por la frontera impermeable si el suelo experimenta drenaje simple ((\*) lámina de espesor  $dz$  y de material compresible de la figura 9.17.

**Ejercicio 9.3:** En el perfil anexo, se tiene una capa de arcilla compresible, doblemente drenada y sometida a un efecto de consolidación; se estima que en un período de 5,7 años el NAF baja 15,5m. Elabore un diagrama de esfuerzos para el estrato de arcilla, mostrando la situación inicial y final anunciadas en los dos contactos con la arena y en A.

**Solución:**  $\sigma' = \sigma - U$  (Consideremos el punto A con  $Z = 29,50\text{m}$ ). Con NAF alto,

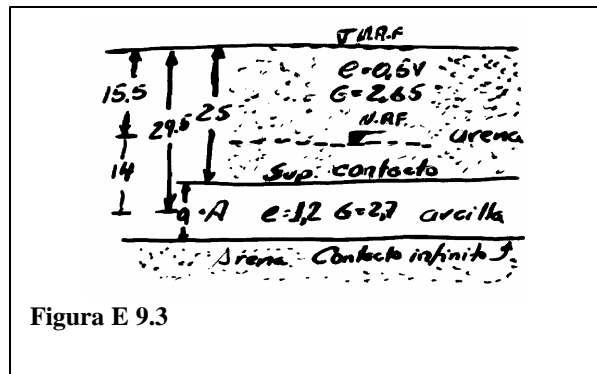


Figura E 9.3

$$s'_{0A} = \frac{2,65 + 0,54}{1 + 0,54} (9,81)(25) + \frac{2,70 + 1,2}{1 + 1,2} (9,81)(4,5) - 9,81(29,5) \quad \text{Si}$$

$$= 296,87 \text{ KPa} \Rightarrow \text{con NAF - 1}$$

desciende el NAF a 15,5 m, y asumiendo que la arena puede retener 9% de su peso en agua, tenemos:

$$s'_{fA} = \frac{2,65(1 + 0,09)}{1 + 0,54} (9,81)(15,5) + \frac{2,65 + 0,54}{1 + 0,54} (9,81)(9,5) + \frac{2,70 + 1,2}{1 + 1,2} (9,81)(4,5) - 9,81(14) = 377,14 \text{ KPa} \Rightarrow \text{con NAF - 2}$$

$$g_{SAT} = \frac{G + e}{1 + e} g_w$$

$$g' = \frac{G - 1}{1 + e} g_w$$

$$g_d = \frac{G}{1 + e} g_w$$

$$g = \frac{G + S^* e}{1 + e} g$$

Cuadro y diagrama de esfuerzos (KPa): En los contactos, el cálculo es similar. Además,  $\Delta\sigma' = \sigma'_f - \sigma'_0$

Punto	Zm	$S_0$	$U_0$	$S'_0$	$S_f$	$U_f$	$S'_f$	$DS'$
Contacto superior	25	508,02	245,25	262,77	478,25	93,20	385,05	+122,28
Punto medio A	29,5	586,27	289,40	296,87	556,50	137,34	419,16	+122,29
Contacto inferior	34	664,53	333,54	330,99	634,76	181,49	453,27	+122,28

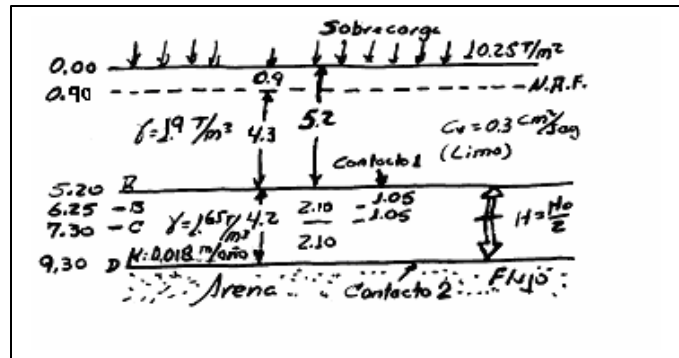
Situación con NAF – 1

Situación con NAF – 2



**Ejercicio 9.4.** (de LAMBE) Se muestra el perfil de un suelo, en el que se construyó un relleno. Determinar los efectos de esa sobrecarga en los puntos A, B, C y D de una arcilla, 4 meses después, si se da drenaje doble hacia el limo y la arena del perfil.

Se adjuntan los resultados de la prueba edométrica y los pesos unitarios del limo y la arcilla, y la permeabilidad de la arcilla. La arcilla es normalmente consolidada.



1) Esfuerzos iniciales (TT/m<sup>2</sup>)

PUNTO	Z (m)	descripción	Esfuerzo parcial	TT/m <sup>2</sup>	S <sub>v</sub>	U	s = s' - U	s' + q
DATUM	0,00	Superficie	5,20 * 1,90 = 9,86		0,00	0,00	0,00	10,25
A	5,20	Contacto #1	1,05 * 1,65 = 1,73		9,86	4,30	5,56	15,81
B	6,25	Arcilla (int)	1,05 * 1,65 = 1,73		11,57	5,35	6,24	16,49
C	7,30	Arcilla (pto medio)	2,10 * 1,65 = 3,47		13,32	6,40	6,92	17,17
D	9,40	Contacto #2			16,79	8,50	8,29	18,54

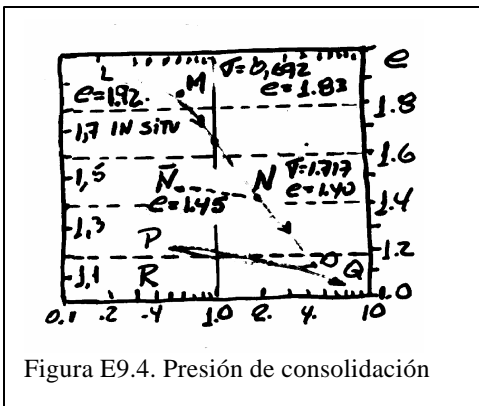


Figura E9.4. Presión de consolidación

- La última columna,  $\sigma' + q$ , muestra el incremento que tendrán los esfuerzos efectivos, después del proceso de consolidación. El estado inicial de esfuerzos sólo se muestra en las columnas anteriores.
- El punto C ¿en qué tramo de la curva queda? Antes era M y ahora N
- El punto C muestra que la arcilla soportará presiones que no conoce.

- $m_V$  y  $C_V$  (Sección 9.14): Como la arcilla es normalmente consolidada se utiliza la curva virgen MN. Esto porque  $\sigma'_C = 1,717 \text{ k/c}2 = 17,17 \text{ tt/m}2$  supera el valor de  $\sigma'$  in situ, que es el de M.
- De la curva de presión de consolidación obtengo  $m_V$  (Figura 9.6 y Sección 9.13)

$$M \Rightarrow e_0 = 1,83; \sigma_0 = 0,692 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$N \Rightarrow e = 1,40; \sigma = 1,720 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\bullet \text{ MN} \Rightarrow \Delta e_V = -0,43; \Delta \sigma_V = 1,028 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\Rightarrow m_V = \frac{-\Delta e}{1 + e_0} * \frac{1}{\Delta \sigma_V}$$

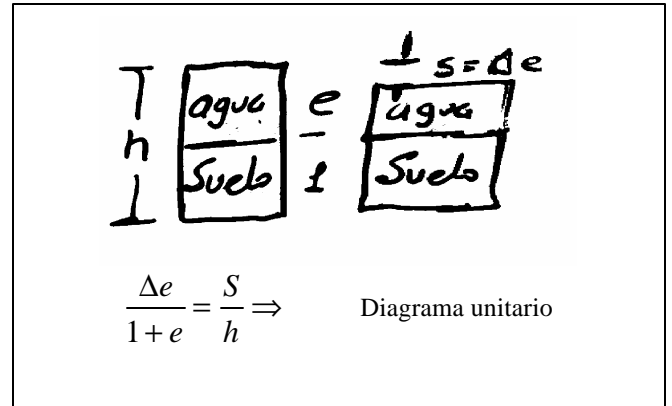
(coeficiente de deformación volumétrica)

$$m_V = \frac{0,43}{(1 + 1,83)} * \frac{1}{1,028} = 0,15 \frac{\text{cm}^2}{\text{Kg}} = 0,15 * 10^{-3} \frac{\text{cm}^2}{\text{gr}}$$

Cálculo del coeficiente de consolidación  $C_V$  (Figura 9.7 y Fórmula 9.10)

$$C_V = \frac{K}{\gamma_w * m_V} \Rightarrow K = 0,018 \frac{\text{m}}{\text{año}} = 5,7 * 10^{-8} \frac{\text{cm}}{\text{seg}}$$

$$C_V = \frac{5,7 * 10^{-8}}{1 * 0,15 * 10^{-3}} = 4 * 10^{-4} \frac{\text{cm}^2}{\text{seg}} = 1,26 \frac{\text{m}^2}{\text{año}}$$



Asentamientos: Con la pérdida de agua el suelo se consolida. Comparando los valores de  $C_V$ , de los suelos  $0,3 \gg 4 * 10^{-4}$  puedo ver que el asentamiento significativo estará en el estrato de arcilla.

Asentamiento en el punto medio de la arcilla,  $S_C$ 

$$S_C = \frac{\Delta e}{1 + e_0} * \sum H_0 = \frac{0,43}{1 + 1,83} * 4,20 = 0,64 \text{m} \text{ (según diagrama)}$$

$$S_C = \sum H_0 m_V \Delta \bar{s} = (4,20 * 100)(0,15)(1,028) = 65 \text{cm} = 0,65 \text{m}$$

Si eventualmente se retira el relleno, el suelo se levanta debido a la expansión de la arcilla (C pasa de N a  $\bar{N}$ )

La reducción de esfuerzos es  $q = \Delta \sigma_V = 1,025 \text{ Kg/cm}^2 = 10,25 \text{ TT/m}^2$ . En el laboratorio, la curva  $e - \log \sigma_V$  da la posibilidad de trazar  $N\bar{N}$ , paralela a la fase de expansión PQ, que se corresponde con el comportamiento del suelo sometido a niveles de esfuerzos conocidos históricamente. Así (con las coordenadas de N y  $\bar{N}$ ):

$$S_{\text{exp}} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \sum H_0 = \frac{(1,40 - 1,45)}{(1 + 1,40)} (4,20 - 0,64) = 0,07 \text{m} \text{ (hinchamiento)}$$

Cálculo de la presión de exceso o sobrepresión intersticial  $U_e$ , en los puntos B, C, y D de la arcilla (Fig 9.21, ábaco  $U_V - Z_V$ )

PTO	H	z	Z = z/H	t	C <sub>V</sub>	T <sub>V</sub> = $\frac{C_V t}{H^2}$	U <sub>V</sub>	1 - U <sub>V</sub>
B	2,10	1,05	½	4/12	12,6 * 10 <sup>3</sup>	0,095	0,24	0,76
C	2,10	2,10	1	4/12	12,6 * 10 <sup>3</sup>	0,095	0,05	0,95
D	2,10	4,20	2	4/12	12,6 * 10 <sup>3</sup>	0,095	1,00	0,00

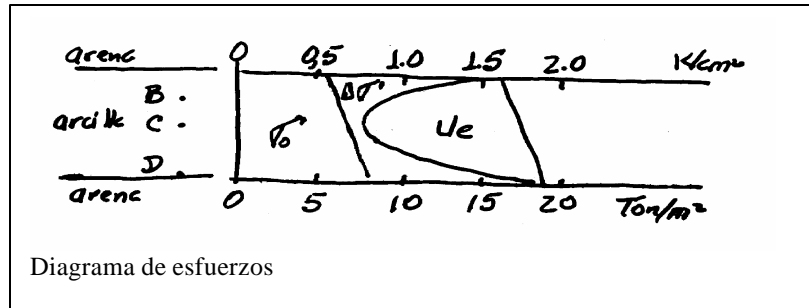
Explicación de T<sub>V</sub>:

$$T_V = \frac{C_V t}{H^2}$$

$$= \frac{12,6 * 10^3 * \frac{4}{12}}{(2,10 * 100)^2}$$

$$= 0,095 \text{ adimensional}$$

DIAGRAMA DE ESFUERZOS:  $\sigma_F = \sigma'_0 + \Delta\sigma' + U_e$

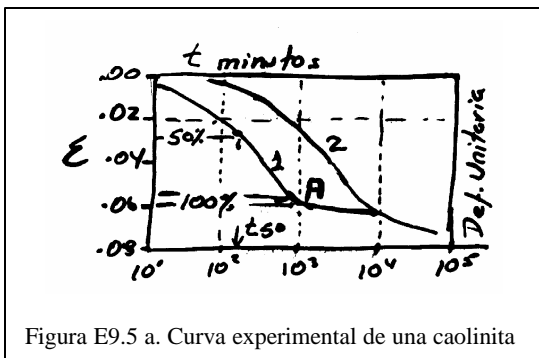


ESFUERZOS Y PRESIONES DE POROS, 4 meses después: (TT/m<sup>2</sup>)

PTO	U <sub>e</sub>	U <sub>SS</sub>	U <sub>SS</sub> + U <sub>e</sub>	s' <sub>0</sub>	Ds'	s' <sub>0</sub> + Ds'	S' <sub>FINAL</sub>	S' <sub>INICIAL</sub>
B	7,79	5,35	13,14	6,24	2,46	8,70	16,49	6,24
C	9,74	6,40	16,14	6,92	0,51	7,43	17,17	6,92
D	0,00	8,50	8,50	8,29	10,25	18,54	18,74	8,29
	q(U <sub>v</sub> -1)				q(U <sub>v</sub> )		Esf efect fin	Esf efect ini

Donde U<sub>e</sub> es la p.p. en exceso. U<sub>SS</sub> la p.p. del cuadro anterior; además, se muestran los esfuerzos anteriores y los actuales (4 meses después).

Ejercicio 9.5 (de BERRY). Se muestra una curva experimental de una caolinita remoldeada (Fig E9.5a).



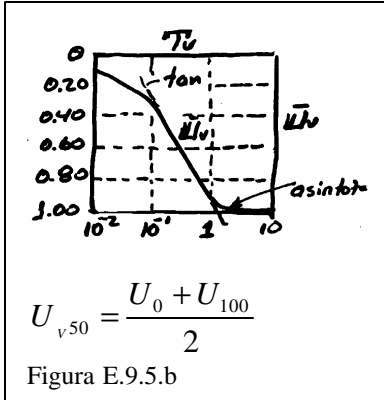
Muestra #1: espesor 79,6mm; diámetro = 250mm = φ.

En la figura III, e - σ' log, se dan más datos de 1. Drenaje simple; incremento de presión = 55 - 110 KN / m<sup>2</sup>. Abajo, la curva teórica del método de ajuste basado en el logaritmo del tiempo U<sub>V</sub> - T<sub>V</sub> (Figura E9.5.b).

- Relacione la curva teórica (de la figura E9.5b) y la experimental (Fig E.9.5a)
- Calcule el coeficiente C<sub>V</sub> de consolidación vertical.
- Calcule el coeficiente m<sub>v</sub> de compresibilidad volumétrica.
- Calcule el coeficiente K<sub>V</sub> de permeabilidad vertical.
- Calcule el coeficiente C<sub>∞</sub> y el índice C<sub>C</sub>. Curva de la figura E.9.5.c

NOTA: El espesor H promedio de la muestra es 77,4 mm.

- a) Curva teórica (E.9.b): Se observa que el 100% de  $\bar{U}_V$  (grado de consolidación promedio) se da en el corte de la asíntota con la tangente. curva I aplicando el principio anterior obtengo A y leo que la deformación unitaria para el incremento  $\Delta\sigma_1 = 55 \text{ KN/m}^2$  es 0,056 (adimensional) =  $\epsilon_A$ .



Para leer el  $t_{50}$  debo obtener  $\bar{U}_0$  y  $\bar{U}_{100}$ , luego

- b) El valor  $C_V$  se basa en el ajuste del punto del 50% y se calcula con la expresión:

$$T_{v,50} = \frac{C_V t_{50}}{H^2} \text{ o con } T_{v,90} = \frac{C_V t_{90}}{H^2}$$

De la fig E9.5.a:  $t_{50} = 170$  minutos;  $t_{90} = 689$  minutos.

Factor tiempo  $T_V$ : En el ábaco  $U_V - T_V$  de la figura 9.22; cortando la curva  $\bar{U}_V$  tenemos: Para el 50%  $T_V = 0,197$ ; para el 90%,  $T_V = 0,848$

$$C_V = \frac{T_V H^2}{t} \Rightarrow C_{v,50} = \frac{0,197(77,4)^2}{170}; C_{v,90} = \frac{0,848(77,4)^2}{689}$$

$$\text{Entonces; } C_V \text{ promedio} = \frac{C_{v,50} + C_{v,90}}{2} = \frac{6,9 + 7,4}{2} = 7,15 \text{ mm}^2/\text{minuto}$$

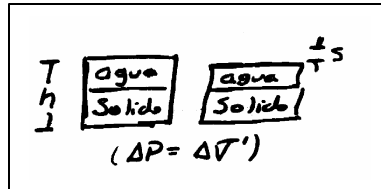
$C_V$  promedio = 7,15  $\text{mm}^2 / \text{min}$ , equivale a 3,8  $\text{m}^2 / \text{año}$

- c) Cálculo de  $m_V$  (se utiliza la ordenada de A en la curva e9.5A:  $\epsilon_A$ )

Para calcular  $m_V$ , coeficiente de compresibilidad volumétrica, tenemos

$$m_V = \frac{a_V}{1+e}; \quad a_V = \frac{\Delta e}{\Delta P}$$

pero  $\frac{\Delta e}{1+e} = \frac{S}{h}$  ⇒, ecuación (9.4)



$$m_V = \frac{\Delta e}{1+e_0} * \frac{1}{\Delta \sigma'} = \frac{S}{h} * \frac{1}{\Delta \sigma'} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \text{La deformación final primaria} \\ \text{unitaria en el ensayo 1 es } 0,056 \\ \text{y } \Delta \sigma' = 110 - 55 = 55 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

$$m_V = \frac{0,056}{1,000} * \frac{1}{55} = 0,00102 \text{ m}^2/\text{KN}$$



- d) Cálculo de  $K_V$ : (Esta estimación aproximada nunca supe el ensayo de permeabilidad directo, sea de campo, sea de laboratorio. ecuación 9.10)

$$K_V = C_V m_V \gamma_W = C_V m_V (\rho_W * g) = 3,8 * 0,00102(9,81 * 1)$$

$$K_V = 0,038 \text{ m / año}$$

- e) Cálculo de  $C_{\infty}$  (Cambio de relación de vacíos por ciclo  $\log_{10}$  de tiempo)

Se sabe que el valor típico de  $C_{\infty}$  en las arcillas normalmente consolidadas es  $0,005 < C_C < 0,05$ ; en las preconsolidadas, menos de 0,002.

Ahora: El ciclo 1 tiene en su registro  $\omega = 56,2\%$ ,  $S = 100\%$ ,  $G_S = 2,65$ . Aplicando la clave #2:  $G_S \omega = S e$ , tenemos:

$$e_0 = \frac{w * G_S}{S} = \frac{0,562 * 2,65}{1,00} = 1,489 \Rightarrow \begin{cases} e_1 = \text{para } t = 1400 \text{ minutos} \\ e_2 = \text{para } t = 14000 \text{ minutos} \end{cases}$$

De la ecuación (9.4), (mencionada en el cálculo de  $m_V$ )

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= 1,489 - (1 + 1,489) \frac{0,056}{1,000} = 1,350 \\ e_2 &= 1,489 - (1 + 1,489) \frac{0,061}{1,000} = 1,337 \end{aligned} \right\} C_a = 1,350 - 1,337 = 0,013$$

Cálculo del índice  $C_C$ : Es la pendiente de la rama virgen de la curva de consolidación (en semilog.), que se adjunta, y que proviene del laboratorio.

$$\left\{ \begin{aligned} a \Rightarrow e_0 &= 1,489 & \log s_0 &= \log 55 \\ \Rightarrow e &= 1,030 & \log s_1 &= \log 550 \end{aligned} \right\} \text{un ciclo log}$$

$$\Delta e = -0,457 \quad \Delta \log s = 1$$

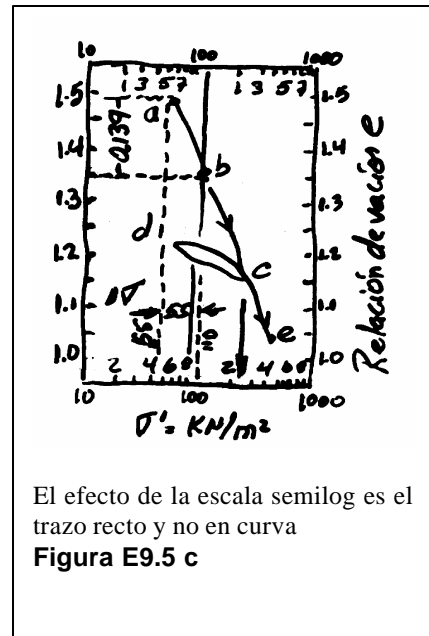
$$C_C = \frac{-\Delta e}{\Delta \log s_V} = \frac{-0,459}{1} = -0,46$$

De manera aproximada, con a y b que valen

$$\text{coordenadas} \left\{ \begin{aligned} a \Rightarrow e_a &= 1,489 & \log 55 &= 1,74 \\ b \Rightarrow e_b &= 1,350 & \log 110 &= 2,04 \end{aligned} \right.$$

$$\Delta e = -0,139 \quad \Delta \log s = 0,30$$

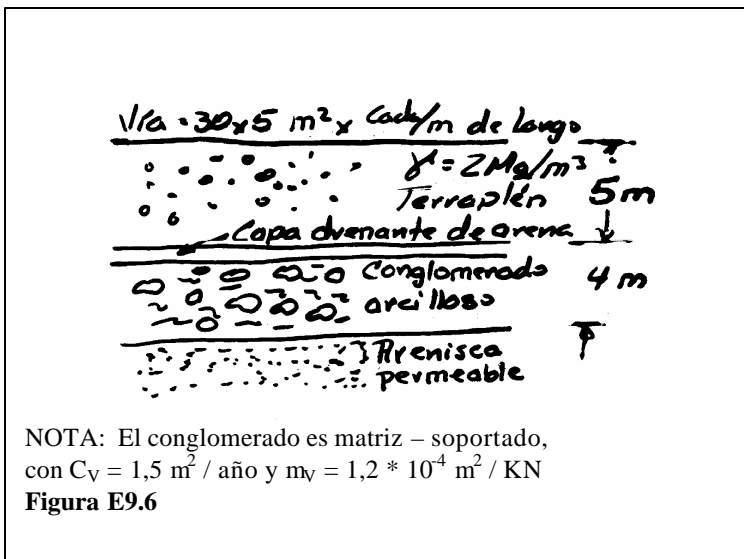
$$C_C = \frac{-\Delta e}{\Delta \log s_V} = \frac{-0,139}{0,30} = 0,46$$



VALORES TÍPICOS

- Los valores de  $C_C$  para arcillas tienden a estar en el rango de 0,2 a 0,8, y para turbas, entre 5 y 10.
- Los valores de  $C_V$  en muestras inalteradas, con  $\phi$  75mm y altura 20mm, en caolinitas, tienden a estar entre 1 y  $10 \text{ m}^2 / \text{año}$ .
- Los valores de  $m_V$  típicos en arcillas suelen estar en el rango  $0,001 < m_V < 0,0001 \text{ m}^2 / \text{KN}$ .
- La permeabilidad  $K$ , en  $\text{cm}/\text{seg}$ , varía así: Para depósitos aluviales, de 0,4 a 0,01. Para depósitos glaciares, de 2 a  $1 \cdot 10^{-4}$ . Para depósitos eólicos, de 0,3 a  $3 \cdot 10^{-3}$ . Para depósitos lacustres y arenas uniformes y muy finas, de  $1 \cdot 10^{-4}$  a  $6 \cdot 10^{-3}$ . Para arcillas, menor de  $1 \cdot 10^{-5}$ .
- Son más permeables las caolinitas ( $\bar{K} = 2 \cdot 10^{-6} \text{ cm}/\text{seg}$ ) que las montmorillonitas ( $\bar{K} = 5 \cdot 10^{-8} \text{ cm}/\text{seg}$ ). Los limos tienen  $\bar{K} = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ cm}/\text{seg}$ .

**Ejercicio 9.6.** Un terraplén de 30m de ancho y 5m de altura, para una vía, que se construirá en 8 meses, se cimenta sobre un conglomerado arcilloso de 4m de potencia y cuyo basamento es una arenisca mal cementada.



- Calcule el asentamiento último del terraplén ( $S = m_V \Delta P h$ )
- Calcule el asentamiento total  $S'$  al fin de la construcción si el proceso es gradual y continuo (Figura E9.6).

Solución.  $30 \gg 4$ : El ancho del terraplén, comparado con la potencia del conglomerado, garantiza drenaje vertical. La condición del conglomerado, no clasto – soportado y el valor de  $C_V$  que es bajo (para la matriz), garantiza la deformación del conglomerado, por la vía de su matriz arcillosa. La capa de arena

drenante, base del terraplén, garantiza drenaje doble:  $H = H_0 / 2$

Cálculo de la sobrecarga  $q$  (terraplén) y los asentamientos  $S$  y  $S'$

$$q = \gamma Z = r g Z = 2 * 9,81 * 5 = 98,1 \text{ KN}/\text{m}^2$$

Como el conglomerado arcilloso es un suelo PRECONSOLIDADO,  $m_v$  permanece sensiblemente constante en toda la profundidad de la capa, y el valor dado es válido (como promedio) para el rango de esfuerzos aplicado.

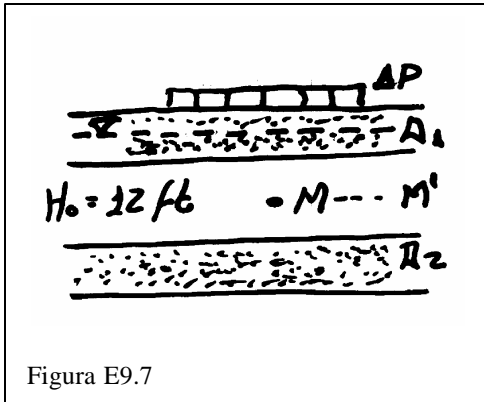
$$S = m_v * \Delta P * h = 1,2 * 10^{-4} * 9,81 * 4 = 0,047m \quad S = 47mm$$

Como el terraplén se construye gradualmente, en vez de 8 meses, tomo 4 meses:

$$T_V = \frac{C_V * t}{H^2} = \frac{1,5 * \frac{4}{12}}{2^2} = 0,125 \rightarrow \bar{U}_V = 0,40 \quad (\text{ábaco } T_V - U_V) \text{ (Figura 9.22)}$$

Respuesta: Asentamiento al final de la consolidación =  $S = 47 \text{ mm}$   
 Asentamiento a los 8 meses:  $S' = U_V * S = 0,4 * 47 = 19 \text{ mm}$   
 Asentamiento después de la construcción  $S'' = S - S' = 28 \text{ mm}$

**Ejercicio 9.7** Una capa de 12 ft (H) de espesor se somete a una sobrecarga  $\Delta P$  de 2000 lb / ft<sup>2</sup>. La capa drena hacia dosestratos permeables e incompresibles. La carga inicial de MM' es 2016 lb/ft<sup>2</sup>. Del ensayo de consolidación,  $e_0 = 0,78$ ,  $C_C = 0,23$ ;  $P_0 = 2016 \text{ lb}$ ;  $C_V = 0,02 \text{ ft/día}$ .



Calcule la magnitud de la consolidación que puede darse y el tiempo requerido para el 90% de la consolidación del terreno.

$$\Delta H = \frac{H_0 C_C}{1 + e} \log \left[ \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right] = \frac{12 * 0,23}{(1 + 0,78)} \log \left[ \frac{2016 + 2000}{2016} \right] = 0,47 \text{ ft (TOTAL)}$$

$$t = \frac{T_V H^2}{C_V} = \frac{T_V \left( \frac{H_0}{2} \right)^2}{C_V} = \frac{0,88(6)^2}{0,02} = 1584 \text{ días (para el 90\%)}$$

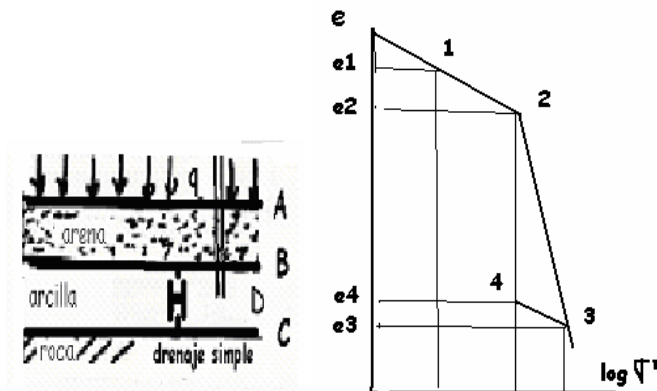
Donde  $T_V = 0,88$ , para el 90% de consolidación  $\bar{U}_V$  (Figura 9.22)

**Ejercicio 9.8** En el ejercicio 9.3: Haga  $\Delta Z' = \Delta Z \left( 1 + \frac{N}{50} \right)$  y también  $e' = e + \frac{N}{50}$  y  $G = G - \frac{N}{50}$ . Se dan los siguientes datos del ensayo de consolidación, sobre un espécimen inalterado y doblemente drenado de  $\phi = 2,5 \text{ in}$  (63,5 mm), cuya altura es  $\left( 25,4 + \frac{N}{100} \right) \text{ mm}$  y la masa seca  $\left( 98,72 + \frac{N}{100} \right) \text{ gr}$ . Obtenga los asentamientos para cada 10% de  $U_V$  y los tiempos, t, requeridos para alcanzarlos, previo cálculo de los diagramas de esfuerzos del ejercicio 9.12 para este caso.

$\sigma'$ KPa	= 12	24	48	96	192	384	768	1536	$* \left( 1 + \frac{N}{10} \right)$	
H mm	= 25,34	25,32	25,30	25,27	25,08	24,50	23,32	22,11	$* \left( 1 + \frac{N}{100} \right)$	$\sigma' - \epsilon$
$\epsilon * 10^{-2}$	= 0,25	0,30	0,40	0,50	1,25	3,55	8,20	12,95	$* \left( 1 + \frac{N}{100} \right)$	
d - t (min)	118 - 2,0		177 - 32		205 - 400					d - t
	102 - 0,25	126 - 4,0	192 - 64		206 - 800					

106 – 0,50	139 – 8,0	199 – 100	208 – 1600	$\left\{ \begin{array}{l} d_i = dial * \left(1 + \frac{N}{100}\right) \\ t_i = tiempo * \left(1 + \frac{N}{10}\right) \\ \text{todo en KPa;} \\ g = 9,81 * N \end{array} \right.$
11 – 1,00	158 – 16,0	202 – 200	D – t (min)	

NOTA: Todos los esfuerzos en KPa, deformaciones en mm y tiempo en días.



**Ejercicio 9.8** Diagrama idealizado del ensayo de consolidación para la muestra obtenida en  $D=BC/2$ . El suelo plástico BC de espesor 5m con el NAF en A, está bajo una capa arenosa AB de 4m de espesor, la que recibirá un terraplén extendido  $q$ , de  $5tt/m^2$ .

Los pesos unitarios son: arcilla saturada  $1.6 tt/m^3$ , y arena húmeda y saturada  $1,8$  y  $2.0 tt/m^3$ .

Los valores de  $e$  para la gráfica edométrica, son:  $e1= 1.50$   $e2= 1.45$   $e3=0.96$   $e4=1.00$ .

La arcilla tiene una permeabilidad  $k$  de  $0,1$  m/mes y su estrato rocoso de apoyo es impermeable.

- Evalúe el esfuerzo efectivo  $\sigma' = \sigma - U$  en D, punto medio de CB, bajo estas tres circunstancias, que corresponden al nivel de esfuerzos efectivos, antes y después de construir el terraplén, dado que el NAF varía entre A y B, según los puntos 1, 2, 3 del diagrama, si:  $\sigma'_1$  es el mínimo nivel de esfuerzos efectivos sin sobrecarga  $q$ .  $\sigma'_2$  es el máximo nivel de esfuerzos efectivos sin sobrecarga  $q$  y  $\sigma'_3$  es el máximo nivel de esfuerzos efectivos con sobrecarga  $q$ ;
- Evalúe el asentamiento máximo  $S_{123}$  que se produce entre 1 y 2 y 3, Evalúe el asentamiento mínimo  $S_{123}$  que se produce entre 1 y 2 y 3. Estos dependen de las variaciones del NAF.
- Cuantos meses tarda el 30 % del asentamiento entre 1 y 2, cuantos meses tarda un asentamiento de  $0.50$  m causado por el terraplén, entre 2 y 3, y cuanto se asienta el suelo por la sobrecarga a los dos meses de concluido el terraplén, entre 2 y 3.

**EXPANSIVIDAD DE SUELOS:** Existen suelos que se hinchan cuando aumenta su cantidad de agua y se retraen cuando la disminuye. Debe distinguirse el término POTENCIAL de EXPANSIÓN, de la EXPANSIÓN proviene dicha pérdida de agua.

Las arcillas expansivas producen empujes verticales y horizontales afectando las cimentaciones, empujando muros y destruyendo pisos y tuberías enterradas, con esfuerzos que superan los  $20 Kg/cm^2$ , ocasionalmente. En las vías se presentan ascensos y descensos que afectan su funcionamiento. También, estos suelos expansivos se retraen y los taludes fallan.

**MECANISMO DEL HINCHAMIENTO** (arcillas 2:1) O ENTUMECIMIENTO (sinónimo)

- Absorción de agua por una arcilla activa (montmorillonita, por ejemplo)
- Rebote elástico de las partículas del suelo.
- Repulsión eléctrica de los granos de arcilla y de sus cationes adsorbidos.
- Expansión del aire atrapado en los poros.

En las arcillas preconsolidadas, por cargas o por desecación, estos fenómenos son factores altamente contribuyentes. En arcillas normalmente consolidadas (o cargadas), los factores dominantes son dos:

- Adsorción de agua y
- Repulsión eléctrica entre las partículas rodeadas de agua.

Los factores significativos en el estudio de la expansión son los de:

IP = Índice de plasticidad (IP = LL - LP)

LR = Límite de retracción ( $\omega_s$  para el cual el volumen no varía).

% de partículas con  $\phi < 0,001\text{mm}$  (porcentaje en peso).

GE = Grado de expansión en el consolidómetro con carga de  $1\text{ lb/in}^2$ , para una muestra de suelo secada al aire y anegada en la prueba.

$EL = \frac{(V_f - V_0)}{V_i} * 100$ : Expansión en volumen de una muestra de  $10\text{ cm}^3$  (pasa T# 40) que se seca al aire y se vierte en una probeta, con agua, de  $100\text{ cm}^3$ . Cuando toca fondo se mide el nuevo volumen.

PE<sub>x</sub> = Potencial de expansión (definido por Seed como el porcentaje de expansión vertical en el edómetro de una muestra compactada, con  $\omega_{\text{óptimo}}$  y densidad seca máxima. Se coloca en el edómetro y se anega con una carga de  $1\text{ lb/in}^2 = 0,07\text{ Kg/cm}^2$ )

El PE es bajo: 0 - 1,5%; medio 1,5 - 5%; alto 5 - 25%; muy alto > 25% (esta es la escala de Seed)

#### CLASIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS (Según Holta - Gibs)

Potencial de expansión	G.E. consolidado	LR	IP	% < 0,001	EL
Muy alto.	> 30%	< 10%	> 32%	> 37%	> 100%
Alto.	20% - 30%	6% - 12%	23% - 45%	18% - 37%	> 100%
Medio.	10% - 20%	8% - 18%	12% - 34%	12% - 27%	50% - 100%
Bajo.	< 10%	> 13%	< 20%	< 17%	< 20%

#### EXPANSIBILIDAD Y COMPRESIBILIDAD (SUCS)

GW	---	SW	---	ML	-	MH	++
GP	---	SP	---	CL	m	CH	+++
GM	--	SM	--	OL	+	OH	+
GC	--	SC	-			Pt	+++

Escala: +++ = muy alta; m = moderada; --- = prácticamente nula

#### COMPRESIBILIDAD

Ligera a baja.	$C_c = 0,00 - 0,19$	$LL = \omega_L = 0\% - 30\%$
Moderada a media.	$C_c = 0,20 - 0,39$	$LL = \omega_L = 31\% - 50\%$
Alta.	$C_c \geq 40$	$LL = \omega_L = \geq 51\%$

---

**VALORES CORRIENTES DEL MÓDULO EDOMÉTRICO  $m_v = 10^{-3} \text{ cm}^2 / \text{Kg}$** 

---

Turba	= 100 – 200	Arcilla semi plástica	= 12,5 - 6,7
Arcilla plástica.	= 200 – 25	Arcilla suelta.	= 10 – 5
Arcilla consistente.	= 25 – 12,5	Arcilla densa	= 2 – 1,3

---

[Ir a la página principal](#)