



Universidad Nacional de Rosario
Facultad de Ciencias Exactas, Ingeniería y Agrimensura

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL

Geología y Geotecnia

**Tema: CONSOLIDACIÓN
UNIDIMENSIONAL DE SUELOS**

Adscriptos: Mauro Poliotti y Pablo Sierra

Dirección de la adscripción: Mter. Ing. Silvia Angelone

Co-dirección de la adscripción: Mter. Ing. María Teresa Garibay

Índice

1) Introducción	Pág 3
2) Analogía mecánica de Terzaghi	Pág 6
3) Teoría de Terzaghi para la consolidación vertical	Pág 8
3-a) Solución de la ecuación de comportamiento de la consolidación unidimensional	Pág 13
4) Ensayo de consolidación	Pág 18
5) Tiempo de consolidación	Pág 20
5-a) Cálculo del coeficiente de consolidación C_v	Pág 20
5-a-a) Método de Casagrande	Pág 20
5-a-b) Método de Taylor	Pág 23
6) Cálculo de asentamientos	Pág 27
6-a) Determinación de la carga de preconsolidación según Casagrande	Pág 29
6-b) Cálculo índice de compresibilidad y de expansión	Pág 31
6-b-a) Caso de suelos normalmente consolidados	Pág 31
6-b-b) Caso de suelos preconsolidados	Pág 33
6-c) Cálculo del asentamiento	Pág 39
7) Métodos para controlar la consolidación	Pág 34
8) Bibliografía	Pág 41

Consolidación unidimensional de suelos

1) Introducción

Todos los materiales, al ser sujetos a cambios en las condiciones de esfuerzos, experimentan deformaciones, que pueden o no ser dependientes del tiempo. Las relaciones entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, varían según el material a analizar. Las relaciones más sencillas se producen en los materiales elásticos lineales, donde el esfuerzo y la deformación son proporcionales e independientes del tiempo.

Las características esfuerzo-deformación-tiempo de un suelo dependerán, no solo del tipo de suelo y su estado de consistencia, sino también de la forma en que es cargado, de su ubicación estratigráfica, etc. Es necesario estudiar estas características del suelo, debido a que en general éstos sufren deformaciones superiores a las de la estructura que le transmite la carga y no siempre se producen instantáneamente ante la aplicación misma de la carga.

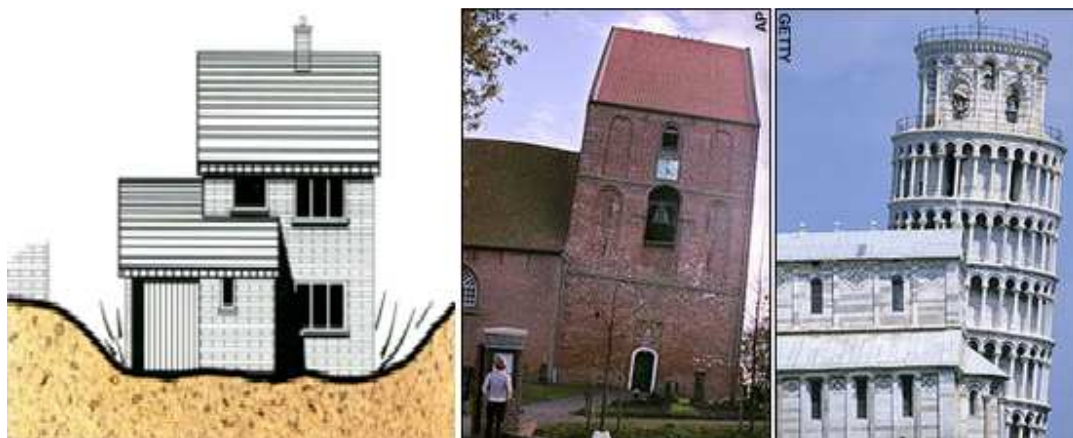


Figura 1 Esquema ilustrativo - Capilla de Suurhusen, Alemania - Torre de Pisa, Italia

Una masa de suelo está compuesta por la fase sólida que forma un esqueleto granular y los vacíos que la misma encierra, los cuales algunos pueden estar llenos de gas/aire y otros de líquido/agua. Además se considera que tanto la masa sólida como el agua son incompresibles.

En la Figura 1 se observa en forma esquemática el fenómeno de la consolidación así como también dos casos famosos de estructuras que sufrieron los efectos del proceso de consolidación.

Las deformaciones del suelo debidas a la aplicación de una carga externa (Figura 2) son producto de una disminución del volumen total de la masa del suelo y particularmente una reducción del volumen de vacíos, ya que el volumen de sólidos es constante, por lo tanto dichas deformaciones son producto de una disminución de la relación de vacíos del suelo como se muestra en la Figura 3. Si estos vacíos están llenos de agua (suelo saturado), como al fluido lo consideramos incompresible, dicha disminución de la relación de vacíos, sólo es posible si el volumen de líquido disminuye por lo

tanto se produce un flujo de líquido hacia algún estrato permeable. Si en cambio el suelo en sus vacíos posee aire y agua (suelo parcialmente saturado) o sólo aire, la disminución de la relación de vacíos se produce por una compresión de los gases que posee.

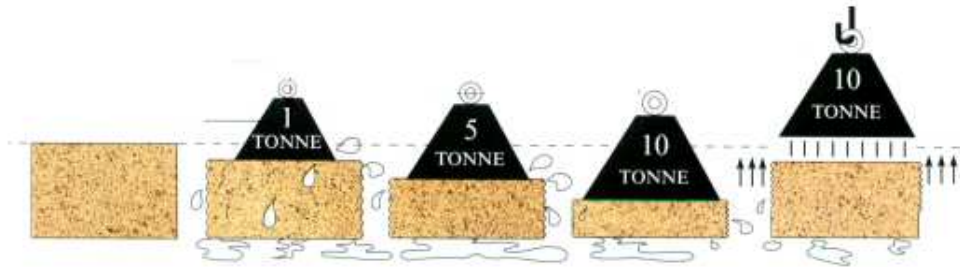


Figura 2 Proceso de consolidación

Cuando un depósito saturado se somete a un incremento de esfuerzos totales, como resultado de cargas externas aplicadas, se produce un exceso de presión intersticial (presión neutra). Puesto que el agua no resiste al corte, la presión neutra se disipa mediante un flujo de agua al exterior, cuya velocidad de drenaje depende de la permeabilidad del suelo.

Si en cambio el depósito se encuentra parcialmente saturado, la situación resulta más compleja debido a la presencia del gas que puede permitir cierta compresión, como se mencionó, sin que se produzca un flujo de agua. Esta situación escapa los alcances de este curso.

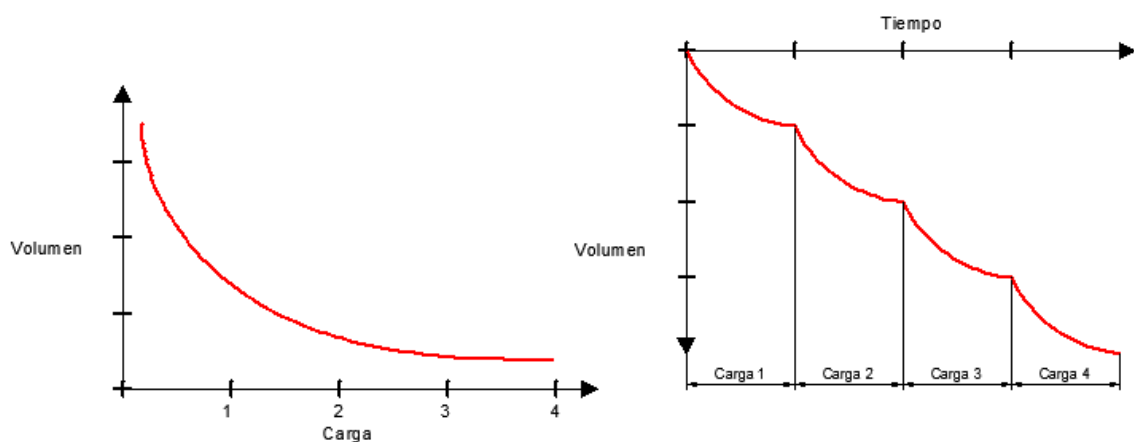


Figura 3 Variación del volumen durante la consolidación. Volumen vs Carga y Volumen vs Tiempo

La disipación de presión intersticial debida al flujo de agua hacia el exterior se denomina consolidación, proceso que tiene dos consecuencias:

- Reducción del volumen de poros o vacíos, por lo tanto reducción del volumen total, produciéndose un asentamiento. Se considera que en el proceso de consolidación unidimensional la posición relativa de las partículas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente igual, el movimiento de las mismas sólo puede ocurrir verticalmente.

- Durante la disipación del exceso de presión intersticial, la presión efectiva aumenta y en consecuencia se incrementa la resistencia del suelo.

Por lo tanto cuando un suelo se consolida ante la aplicación de una carga, se produce una disminución de la relación de vacíos y un incremento del esfuerzo efectivo.

En los suelos granulares la permeabilidad es alta, lo cual permite un flujo rápido de agua, y se disipa rápidamente el exceso de presión neutra. En consecuencia, el asentamiento se completa en general, al finalizar la aplicación de las cargas.

En los suelos finos arcillosos, la permeabilidad es muy baja, por lo que el flujo de agua es muy lento, y la disipación del exceso de presión neutra es muy lenta. En consecuencia el suelo puede continuar deformándose durante varios años después de finalizada la construcción de la obra que transmite la carga.

El proceso de consolidación se aplica a todos los suelos, pero es más importante estudiarlo en aquellos donde la permeabilidad es baja. Es necesario predecir:

- **El asentamiento total de la estructura.**
- **El tiempo o velocidad a la cual se produce dicho asentamiento.**

Existe otro fenómeno posterior a la disipación de las presiones intersticiales, en el cual el suelo en cuestión continúa deformándose o comprimiéndose, esto se debe a un reajuste en la estructura del suelo. Dicho proceso es llamado consolidación secundaria, y depende de las características elastoplásticas y del comportamiento viscoso del material que compone al suelo. En suelos muy plásticos u orgánicos su contribución a la compresión final es significativa y no puede despreciarse. Su determinación y cálculo pueden consultarse en Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Tomo I, Cap. X, Anexo X-c; Braja Das, Capítulo 6-6.9.

2) Analogía mecánica de Terzaghi

Para comprender mejor el proceso de consolidación, Terzaghi propuso un modelo mecánico. Éste consiste en un cilindro de sección A con un pistón sin fricción el cual posee una pequeña perforación. Dicho pistón se encuentra unido a un resorte y el cilindro en su interior está lleno de un fluido incompresible, tal como se muestra en la Figura 4.

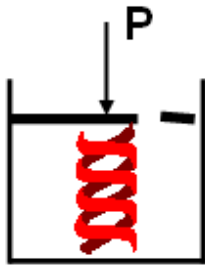


Figura 4 Esquema del pistón

El proceso comienza con la aplicación de una carga de valor P sobre el pistón. En este primer instante el orificio se encuentra cerrado y el resorte no tiene posibilidad de deformarse, en consecuencia no ejerce fuerza alguna. Es así que la fuerza P es soportada en su totalidad por el fluido. En una segunda instancia se abre el orificio y se genera un gradiente de presiones P/A (A : área del pistón) entre el interior y el exterior del cilindro lo que ocasiona el flujo del líquido hacia el exterior, y a medida que el fluido sale, el resorte comienza a deformarse y por lo tanto comenzará a tomar una porción de la carga P . La velocidad a la cual se transfiere la carga desde el fluido al resorte depende del tamaño del orificio y de la viscosidad del fluido. Finalmente, la posición de equilibrio se da cuando la presión en el fluido iguala la presión exterior y el resorte ha tomado la totalidad de la fuerza P .

En analogía con el caso del suelo, la estructura de partículas sólidas es representada por el resorte; el agua intersticial por el fluido incompresible; y, por último, las redes de capilares continuos (vacíos) son representadas por el orificio.

Para entender mejor como varían las presiones dentro de un estrato de suelo saturado ante la aplicación de una carga durante el proceso de consolidación, se analiza una batería de cilindros comunicados, de acuerdo al esquema de la Figura 5.

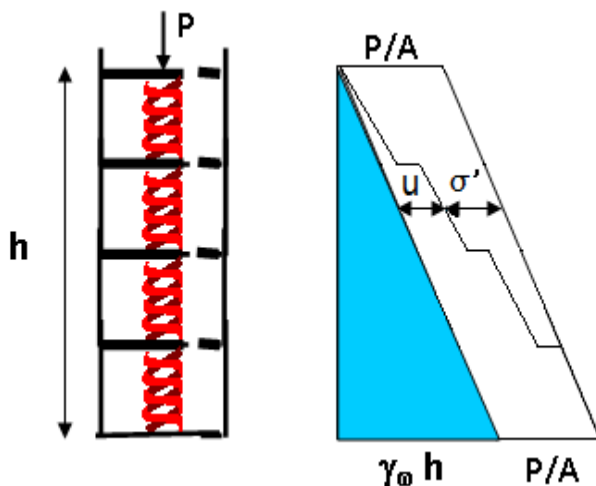


Figura 5 Esquema de batería de pistones
Diagrama de presiones

Análogamente a la situación de un cilindro individual, en un instante inicial ninguno de los resortes ha sido deformado por lo que la carga aplicada P , es soportada por el fluido con una sobrepresión neutra $\Delta u = P/A$. Luego de transcurrido un tiempo, se abre el orificio y comienza el flujo del líquido hacia el exterior. Como éste sólo puede hacerlo por la parte superior del modelo, el resorte del cilindro superior comenzará a deformarse y la sobrepresión del líquido comenzará a transferirse desde el fluido hacia el resorte. Al reducirse la

presión del fluido en el primer cilindro se genera un gradiente de presiones entre este cilindro y el contiguo a éste, por lo cual se inicia nuevamente el proceso de transferencias de presiones. En los

cilindros inferiores las condiciones no han variado significativamente por lo que en ellos la carga aplicada aún es soportada por el fluido. A medida que pasa el tiempo y se completan los procesos de transferencia de presiones en todos los cilindros la carga será soportada por el conjunto de resortes y el flujo hacia el exterior se detendrá. Considerando que los cilindros tienen un volumen diferencial, se tiene un modelo de cómo se comporta un estrato de suelo, de altura h en condiciones en las que el flujo de agua se realice por la parte superior (esto ocurre, por ejemplo, cuando por debajo del mismo yace un estrato impermeable). Queda como ejercicio para el alumno trazar las gráficas esquemáticas de presiones totales, neutras y efectivas para distintos tiempos ($t=0$, $t \neq 0$, $t=\infty$) cuando se aplica una carga externa a un estrato de suelo compuesto por suelos finos arcillosos saturados. (Ver Terzaghi y Peck, Art. 14 y Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Tomo I, Capítulo X- X-4).

3) Teoría de Terzaghi para la consolidación vertical

Considérese un depósito de suelo homogéneo, saturado, de longitud lateral infinita y sometido a una carga uniforme (q) aplicada en toda al área superficial. El suelo reposa sobre una base impermeable (ésta puede ser roca sana u otro suelo cuya permeabilidad sea muy baja en comparación al suelo a analizar, por ejemplo $k_{suelo} > 100 k_{estrato\ impermeable}$) y puede drenar libremente por su cara superior, como se indica en la Figura 6, donde

- h_p : es la altura piezométrica
- z : es la posición respecto a un plano de referencia
- h_h : es la carga hidráulica
- h_e : es el exceso de presión neutra debido a la carga q
- H : es el espesor del estrato

La disipación del exceso de presión intersticial en cualquier punto sólo se producirá mediante el flujo del agua intersticial en sentido vertical ascendente hacia la superficie, ya que el gradiente hidráulico únicamente se presenta en dirección vertical. Como resultado se producirán deformaciones en la dirección vertical.

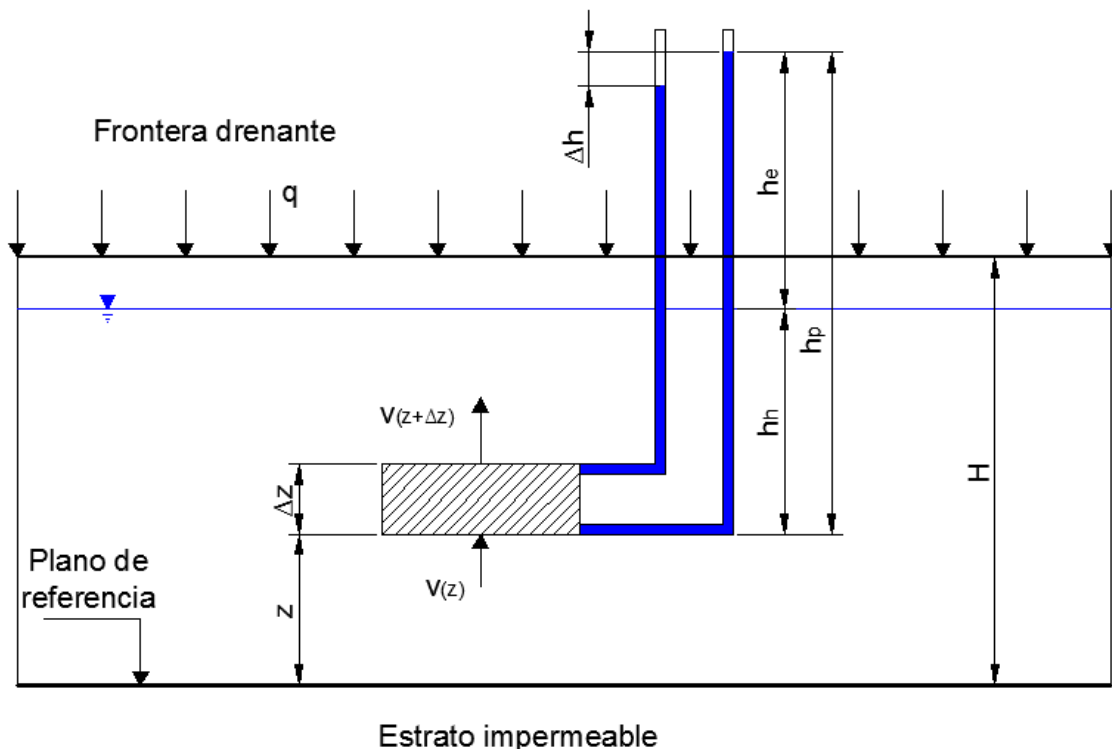


Figura 6 Esquema del depósito de suelo

La consolidación es un problema de flujo de agua no establecido de un medio poroso, esto se refiere a que si se analiza el flujo de agua en la totalidad del estrato, ésta solo sale de él, ya que no

ingresa ningún caudal. Esta situación no debe confundirse con la de un elemento de altura diferencial dentro del estrato, en el cual sí hay un flujo establecido de agua.

Se establecen las siguientes hipótesis:

- El suelo es homogéneo.
- El suelo está saturado y permanecerá así durante todo el proceso de consolidación. En el caso de suelos no saturados, los resultados de esta teoría son poco confiables.
- Las partículas del suelo y el agua son incompresibles.
- La compresión es unidimensional en sentido vertical y no se producen movimientos de partículas en el sentido horizontal. Esto es cierto en laboratorio, pero aproximado in situ.
- El drenaje de agua se produce sólo en sentido vertical.
- Es válida la ley de Darcy y todas sus hipótesis.
- El coeficiente de permeabilidad k es constante. Esto es prácticamente cierto in situ, aunque en laboratorio puede producirse errores.

Considerando el flujo en el elemento diferencial ubicado a z del plano de referencia (Figura 7), donde:

- V_z es la velocidad vertical del flujo que entra en el elemento
- $V_{(z+dz)}$ es la velocidad vertical del flujo que sale del elemento

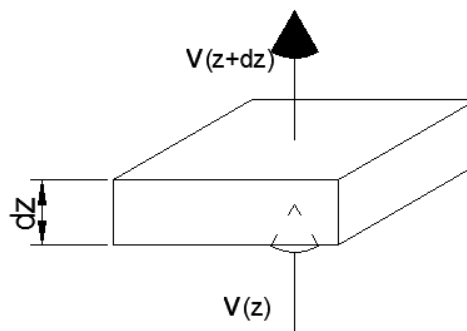


Figura 7 Elemento diferencial de suelo

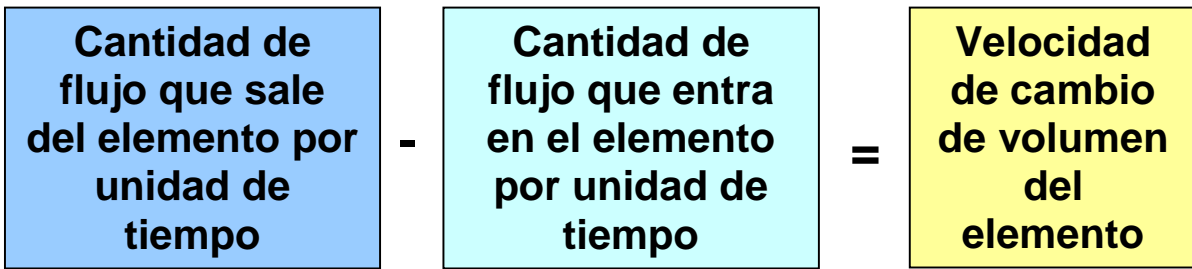
Si se aplica el teorema de Taylor, se tiene

$$v_{(z+dz)} = v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz + \frac{1}{2!} \frac{\partial^2 v_z}{\partial z^2} dz^2 + \dots \quad (3.1)$$

Puesto que dz se toma muy pequeño, puede suponerse que los términos de segundo orden y de orden superior son insignificantes y entonces resulta que:

$$v_{(z+dz)} = v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \quad (3.2)$$

A partir del principio de continuidad se establece que



Entonces a partir de que el caudal es velocidad por área y reemplazando resulta:

$$\left[v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} dz \right] A - v_z A = - \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3.3)$$

Donde A es el área plana del elemento perpendicular al plano de estudio y V es el volumen. Por tanto, si $V = A \times dz$, de la ecuación (3.3) resulta:

$$V \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial V}{\partial t} \quad (3.4)$$

Si se supone que las partículas de suelo y el agua intersticial son incompresibles, entonces la velocidad de cambio de volumen del elemento $\partial V/\partial t$ es igual a la velocidad de cambio de volumen de vacíos $\partial V_v/\partial t$.

$$V \frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{\partial V_v}{\partial t} \quad (3.5)$$

Entonces si $e = V_v/V_s$ y $V_v = e V_s$ (recordar que V_s es constante en el tiempo ya que las partículas de sólido son incompresibles y que $V = V_s + V_v$), se plantea el problema como una variación de la relación de vacíos e en el tiempo, $\frac{\partial e}{\partial t}$, reemplazando en la ecuación (3.5) queda:

$$V \frac{\partial v_z}{\partial z} = -V_s \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.6)$$

$$\frac{\partial v_z}{\partial z} = - \frac{1}{1 + e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.7)$$

A partir de la ecuación de Darcy ($v = ki$; $i = h/z$) se obtiene para el flujo vertical del agua intersticial a través del elemento

$$v_z = -k_z \frac{\partial h}{\partial z} \quad (3.8)$$

Siendo

$$h = z + h_h + h_e \quad (3.9)$$

Reemplazando (3.8) en (3.7), se obtiene

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(k_z \frac{\partial h}{\partial z} \right) = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.10)$$

$$k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (3.11)$$

Suponiendo que, ni el nivel freático ni la posición del elemento varían durante el proceso de consolidación ($z + h_h = cte$), y lo único que varía es la altura del agua correspondiente al exceso de presión neutra h_e , de la ecuación (3.9) se obtiene

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial^2 h_e}{\partial z^2} \quad (3.12)$$

Y \therefore el exceso de presión intersticial u_e en el elemento es

$$u_e = \rho_w g h_e \quad (3.13)$$

Se obtiene, reemplazando en la ecuación (3.12)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{1}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.14)$$

Reemplazando en la ecuación (3.11) y reordenando

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{k_z(1+e)}{\rho_w g} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.15)$$

Se obtiene una ecuación con dos incógnitas u_e y e . Para plantear el problema completamente se necesita una ecuación adicional que relacione el exceso de presión intersticial y la relación de vacíos. Ésta se obtiene al considerar el comportamiento del suelo bajo esfuerzo vertical – deformación. Terzaghi tomó este comportamiento como lineal para un incremento de carga en particular $\partial \sigma'_v$ (Figura 8). Puesto que el cambio de deformación es proporcional al cambio de

relación de vacíos, esto también implica la existencia de una relación lineal $e - \sigma'_v$, (Figura 8). La pendiente de la recta $e - \sigma'$ se designa con a_v y se denomina coeficiente de compresibilidad y se define como:

$$a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \quad (3.16)$$

Donde σ'_v es la presión vertical efectiva en el elemento.

Se tiene entonces

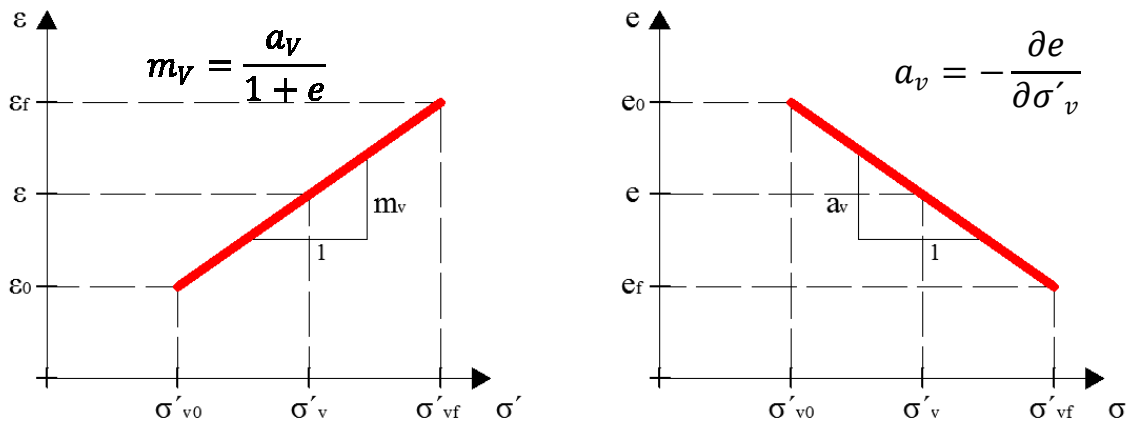


Figura 8 Relaciones ϵ vs. σ' y e vs. σ'

La presión total resulta

$$\sigma_v = \sigma'_v + u \quad (3.17)$$

La presión neutra puede subdividirse en una presión hidrostática y un exceso de presión neutra, producida por un incremento en la carga aplicada al suelo como:

$$u = u_h + u_e \quad (3.18)$$

Así, la presión total resulta, reemplazando en (3.17)

$$\sigma_v = \sigma'_v + u_h + u_e \quad (3.19)$$

Derivando la ecuación (3.19) con respecto del tiempo, como la presión total se mantiene constante en el tiempo, obtenemos:

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} + \frac{\partial u_e}{\partial t} = 0 \quad (3.20)$$

Llegando así a

$$\frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} = -\frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (3.21)$$

Esta expresión demuestra lo ya visto en la analogía de Terzaghi, a medida que disminuye la presión neutra en exceso se da un incremento en la presión efectiva, o sea se transfiere la presión desde el agua intersticial hacia las partículas de suelo.

Además,

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial e}{\partial \sigma'_v} \frac{\partial \sigma'_v}{\partial t} \quad (3.22)$$

Reemplazando las ecuaciones (3.16) y (3.21) en la ecuación (3.22), se obtiene

$$\frac{\partial e}{\partial t} = a_v \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad (3.23)$$

Si se sustituye en la ecuación (3.15)

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = \frac{k_z(1+e)}{\rho_w g a_v} \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.24)$$

O bien se puede expresar la *ecuación de comportamiento de la consolidación unidimensional* (para un z y un t determinado), como:

$$\frac{\partial u_e}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} \quad (3.25)$$

Donde

$$C_v = \frac{k_z(1+e)}{\rho_w g a_v} \text{ es el coeficiente de consolidación vertical}$$

$m_v = \frac{a_v}{1+e}$ es el coeficiente de compresibilidad volumétrica y pendiente de la recta $\varepsilon - \sigma'$, como se aprecia en la Figura 8.

3-a) Solución de la ecuación de comportamiento de la consolidación unidimensional

Como toda ecuación diferencial para obtener una solución se deben considerar las condiciones de borde, por ejemplo, las planteadas en la Figura 9.

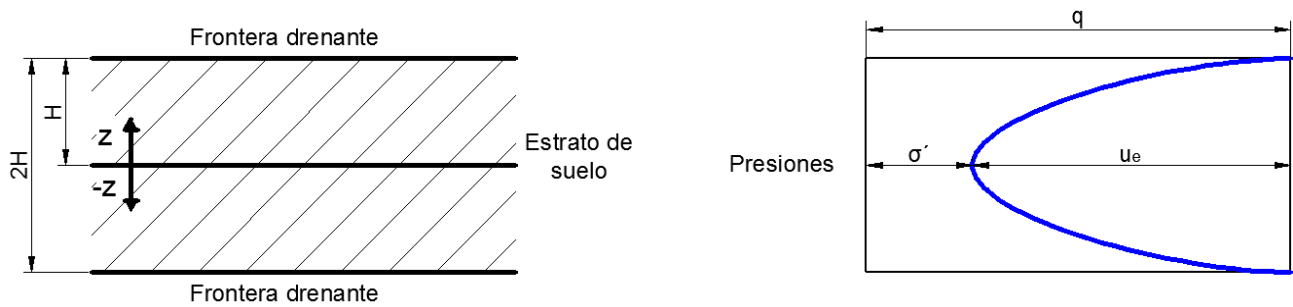


Figura 9 Condiciones de borde – Curva isócrona para $t = t_i$

- Condición inicial $t = 0 \rightarrow u_e = u_{oe} = q$ para $0 \leq z \leq H$
- Condición de frontera $\frac{\partial u_e}{\partial z} = 0$ en $z = 0$, $u_e = 0$ en $z = H$
- Condición final $t = \infty \rightarrow u_e = 0$ para $0 \leq z \leq H$

La solución de la ecuación está dada por:

$$\frac{u_e}{u_{oe}} = \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[M \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_V) \quad (3.26)$$

Donde (con $m = 1, 2, \dots, \infty$):

$$M = \frac{\pi}{2} (2m + 1) \quad (3.27)$$

H = la longitud máxima de recorrido del agua.

$T = T_V$ = un factor adimensional denominado factor de tiempo vertical e igual a:

$$T_V = \frac{C_V t}{H^2} \quad (3.28)$$

Además se define el grado de consolidación de un elemento de suelo como:

$$U_V = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} \quad (3.29)$$

Si se considera la existencia de una relación lineal $e - \sigma'_v$ (Ver Figura 8), es posible expresar U_V en términos de presiones efectivas,

$$U_V = \frac{e_0 - e}{e_0 - e_f} = \frac{\sigma'_v - \sigma'_{v0}}{\sigma'_{vf} - \sigma'_{v0}} \quad (3.30)$$

Por lo tanto el grado de consolidación o porcentaje de consolidación del suelo para una profundidad z y para un tiempo t se define como la relación entre la consolidación que ya ha ocurrido en ese lugar y la consolidación total que ha de producirse bajo el incremento de carga impuesto. Se arriba a que la presión total σ_v es constante e igual a:

- Sin carga $\sigma_v = \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_{v0} + u_h$
- Parat = 0 $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_{v0} + u_h + u_{0e}$
- Para $t = t_1$ $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_v + u_h + u_e$
- Para $t = \infty$ $\sigma_v = q + \rho_{sat}g(H - z) = \sigma'_{vf} + u_h$

Y se observa que varían las presiones neutras y efectivas correspondientes.

También puede escribirse al grado de consolidación, como el grado de disipación de la presión neutra

$$U_V = \frac{u_{0e} - u_e}{u_{0e}} = 1 - \left(\frac{u_e}{u_{0e}} \right) \quad (3.31)$$

Reemplazando la ecuación (3.26) en la ecuación (3.31)

$$U_V = \frac{u_{0e} - u_e}{u_{0e}} = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \text{sen} \left[M \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_V) \quad (3.32)$$

Con la expresión de U_v (Ecuación 3.32) obtenida es posible graficar las curvas que representan el grado de consolidación U_v en función de la profundidad expresada adimensionalmente (z/H) y en función del factor de tiempo T_v que también es adimensional (Figura 10). Analizando estas curvas, donde cada una de ellas representa el grado de consolidación para un instante determinado a diferentes profundidades del estrato y por lo tanto se denominan isócronas, vemos que para los instantes iniciales, solamente en los planos coincidentes con las fronteras de drenaje se ha completado la consolidación, y en aquellos planos más alejados de las fronteras, el grado de consolidación va disminuyendo hasta ser mínimo en el plano medio en el caso de que el drenaje sea en dos sentidos o en el plano coincidente con la frontera impermeable para el caso de que el drenaje sea en un único sentido. Cuando el tiempo tiende a infinito ($T_v = \infty$), en la totalidad del estrato el grado de consolidación es del 100%.

Para obtener el grado promedio de consolidación del estrato se debe integrar:

$$\overline{U}_V = 1 - \frac{\overline{u}_e}{u_{0e}} = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \frac{u_e}{u_{0e}} dz \quad (3.33)$$

Reemplazando la ecuación (3.26) en la ecuación (3.33)

$$\bar{U}_V = 1 - \frac{1}{H} \int_0^H \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M} \sin \left[M \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right] \exp(-M^2 T_V) = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} \frac{2}{M^2} \exp(-M^2 T_V) \quad (3.34)$$

y considera el asentamiento en la superficie del estrato de todo el estrato.

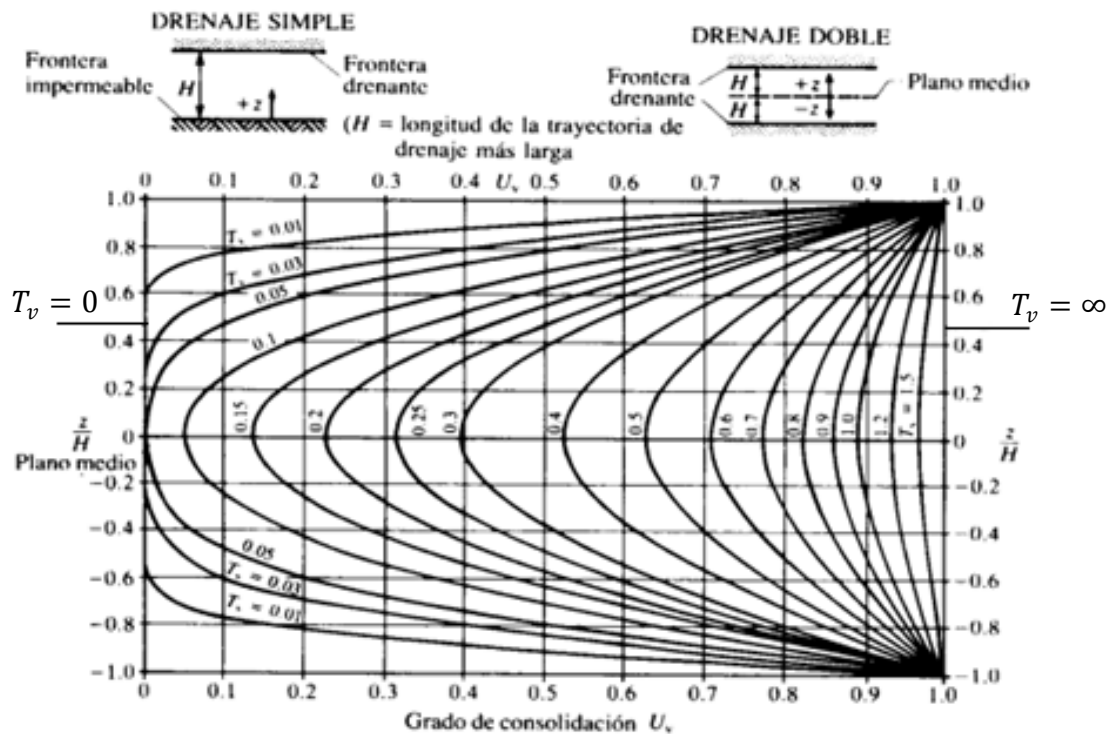


Figura 10 Grado de consolidación U_v en función del factor de profundidad z/H y del factor de tiempo T_v . Tomado de Mecánica de Suelos. Peter L. Berry –David Reid.

Las expresiones obtenidas corresponden a la solución particular de las condiciones de borde propuestas. Para otras condiciones de borde, es decir diferentes condiciones de drenaje se resuelve la ecuación de comportamiento en forma análoga a la ya vista. Con las distintas soluciones, pueden graficarse **las curvas teóricas de consolidación** $U_v - T_v$, como se muestra en la Figura 11. En dicha gráfica la curva C1 corresponde al caso de ambas fronteras drenantes, en cambio los casos C2 y C3 corresponde al caso de una frontera drenante y la otra impermeable.

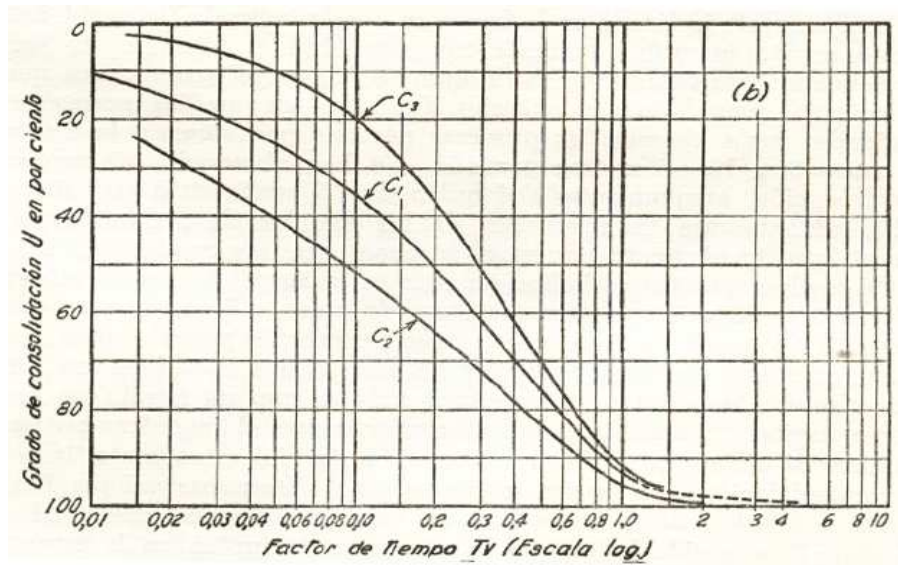


Figura 11 Curva teórica de consolidación para distintas condiciones de drenaje. Tomado de Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck

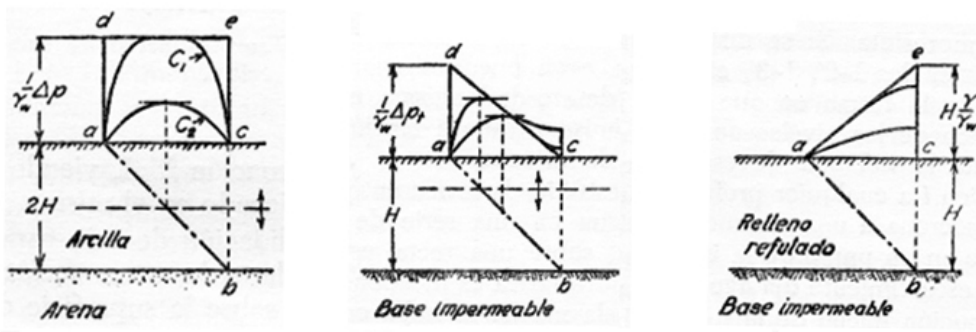


Figura 12 Condiciones de drenaje y de carga para las curvas C1, C2 y C3 respectivamente. Tomado de Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Karl Terzaghi y Ralph B. Peck

4) Ensayo de consolidación

En una situación real, donde es preciso resolver un problema de consolidación de suelos, es necesario determinar no solo el tiempo en el cual se produce la consolidación sino también la magnitud del asentamiento que tendrá lugar debido a la deformación del suelo. Para esto se realiza la prueba de consolidación, o también llamada prueba de compresión confinada, la cual consiste en someter a un esfuerzo de compresión axial a una muestra inalterada del suelo en estudio. La muestra deberá ser inalterada, porque como ya se mencionó, la consolidación depende de la estructura del suelo.

La muestra a utilizar en el ensayo es cilíndrica con una altura pequeña en comparación al diámetro de la misma. Esta muestra se coloca dentro de un anillo metálico (Figura 13) que impide la deformación transversal de la misma, por lo tanto el cambio de volumen viene dado únicamente por la disminución de la altura de la muestra. Dicho anillo, a su vez es colocado entre dos piedras porosas que permiten el drenaje por ambas caras. El anillo con la muestra y las piedras porosas, es colocado en un recipiente con agua, para asegurar que la muestra esté saturada durante la totalidad del ensayo. En contacto con el dispositivo descrito, llamado consolidómetro, se coloca un flexímetro o LVDT (Transductor diferencial de variación lineal) que mide la deformación en sentido vertical. El conjunto se ubica en un marco de carga (Figura 13). La aplicación de la carga se realiza a través de un brazo de palanca. Se somete a la probeta a distintos escalones de carga, manteniendo cada uno de ellos el tiempo necesario hasta que la velocidad de deformación se reduzca a un valor despreciable.



Figura 13 Consolidómetro del laboratorio del IMAE – Anillo metálico desarmado

Para cada escalón de carga, se realizan mediciones de la deformación para diversos tiempos, y luego se traza con los datos obtenidos la gráfica deformación versus el logaritmo del tiempo o la gráfica deformación versus raíz del tiempo. Dichas gráficas son las llamadas **curvas de**

consolidación. Al finalizar el ensayo se tienen tantas curvas de consolidación como escalones de carga aplicados.

Antes de aplicar un nuevo escalón de carga, se registra el valor final de la deformación. Con este dato, con la altura inicial, y con el peso seco de la muestra puede determinarse el valor de la relación de vacíos correspondiente al escalón de carga en cuestión. Este proceso se repite para cada incremento de carga. Al final del ensayo se tiene, para cada uno de ellos, un valor de relación de vacíos y, con estos datos, se puede trazar una gráfica en la cual en las abscisas se colocan los valores de presiones (carga sobre el área de la muestra) correspondientes a cada escalón de carga en escala logarítmica, y en las ordenadas las relaciones de vacío correspondientes. Esta curva es llamada la **curva de compresibilidad.**

Con las curvas de consolidación y de compresibilidad se determinan los parámetros necesarios para realizar los cálculos de tiempos de consolidación (C_v) y asentamientos ($C_c ; C_r$). Estos cálculos se desarrollarán en los puntos siguientes.

Para una descripción detallada del procedimiento del ensayo y de los mecanismos e instrumentos utilizados se puede recurrir al libro Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Tomo I, Cap. X, Anexo X – a.

5) Tiempo de consolidación

Con los datos obtenidos mediante el ensayo de consolidación y en base a la teoría desarrollada anteriormente, es posible determinar para un estrato de suelo específico el coeficiente de consolidación:

$$C_v = \frac{T_v H_{lab}^2}{t_{ensayo}}$$

Siendo

C_v : coeficiente de consolidación.

t_{ensayo} : tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación determinado en el ensayo.

T_v : factor de tiempo para el $v\%$ de consolidación obtenido de la curva teórica, correspondiente a las condiciones de drenaje del problema. (Figura 11)

H_{lab} : máxima distancia que recorre el agua en el ensayo.

y a partir de este coeficiente el tiempo necesario para que se complete total o parcialmente el proceso de consolidación. Existen dos métodos para calcular dicho coeficiente, ambos en base al análisis de las curvas teóricas de consolidación y de la comparación de esas curvas con las curvas obtenidas en los ensayos.

- Método de Casagrande
- Método de Taylor

Ambos métodos se desarrollan a continuación.

5-a) Cálculo del coeficiente de consolidación C_v

5-a-a) Método de Casagrande

A partir de las expresiones (ecuación 3.34) obtenidas al resolver la ecuación diferencial, se determina la gráfica del grado de consolidación U_v (%) en función del factor de tiempo en escala logarítmica (Figura 11). Esta curva se denomina la **curva teórica de consolidación** y además puede demostrarse que la curva obtenida en el intervalo comprendido entre el 0 y el 50 % de la consolidación se aproxima a una parábola.

Entonces, con la realización de los ensayos podemos determinar la curva de consolidación real, la cual, si el suelo fuese ideal y cumpliera con todas las hipótesis planteadas en la teoría, coincidiría con la curva teórica a excepción de un cambio de escala (la curva teórica está expresada en valores adimensionales como son el grado de consolidación U_v y el factor de tiempo, y la curva real está expresada en acortamiento vertical (mm) y tiempo (min)). Respondiendo a esta relación, es que se traza la curva de consolidación con los datos obtenidos del laboratorio en forma descendente,

desde el 0% de la consolidación al 100%, volcando los valores del acortamiento de la muestra medidos a través del tiempo.

Para determinar el coeficiente de consolidación C_v , Casagrande propuso un método gráfico, partiendo de los datos obtenidos del ensayo de consolidación. En primer lugar debe trazarse para el escalón de carga que represente la situación in situ del estado de tensiones impuesto, la curva Deformación vs $\log t$. Para determinar el escalón de carga a utilizar debe calcularse previamente la carga de tapada σ'_0 a la cual se encuentra sometido el estrato compresible así como también la sobrecarga a aplicarse $\Delta\sigma'$. El escalón de carga deberá ser tal que se aproxime a la suma de ambas presiones. Para estar del lado de la seguridad se utilizará el escalón de carga que supere a $\sigma'_0 + \Delta\sigma'$.

Una vez dibujada la curva de consolidación en escala semilogarítmica (Figura 14), el método consiste básicamente en determinar sobre esa curva el tiempo en el cual se desarrolla el 50% de la consolidación primaria. Para esto se sigue el siguiente procedimiento (a lo fines didácticos de este apunte se presenta la determinación del 50% de la consolidación en varios gráficos Figuras 15 a 17. En la práctica esta tarea se realiza sobre un solo gráfico):

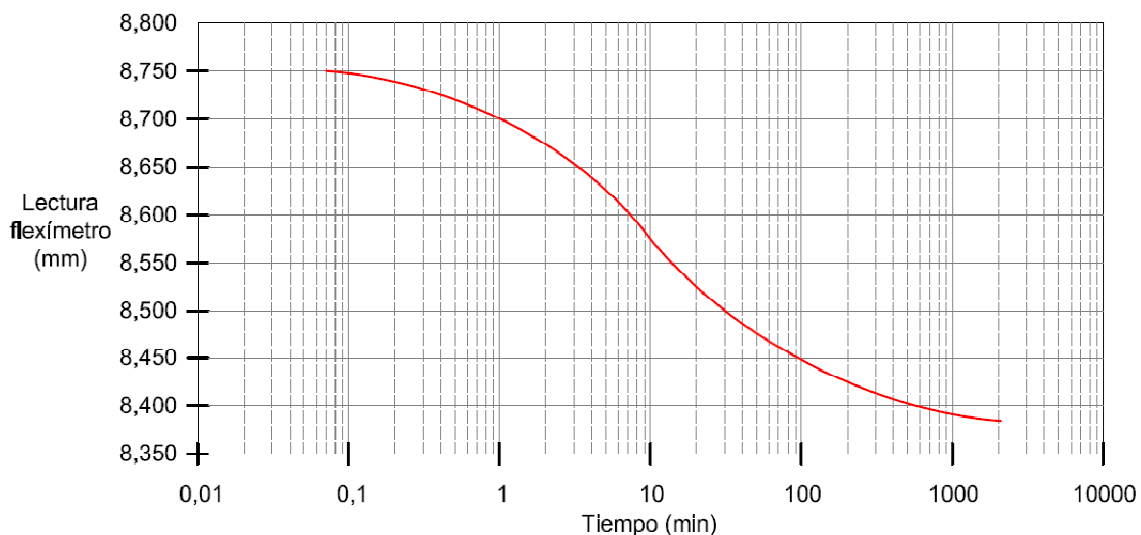


Figura 14 Curva teórica de consolidación

1. Determinar la deformación teórica correspondiente al 0% de la consolidación ($d_{0\%}$). Para esto debe elegirse un punto A en la parte inicial de la curva de consolidación de abscisa t_1 y encontrar el punto correspondiente de la curva para un tiempo $t_2 = 4t_1$. Entre ambos puntos se determina la diferencia de ordenadas Δ . Como la curva es esencialmente parabólica se demuestra que para una relación entre abscisas de 4 corresponde una relación de ordenadas de 2 por lo que la ordenada al origen de dicha parábola se ubica a una distancia Δ por encima del punto A. Es por esto que se traza una línea horizontal a una distancia Δ por encima del punto A. La intersección de dicha recta con el eje de las ordenadas representa la deformación correspondiente al 0% de la consolidación ($d_{0\%}$) (Figura 15).

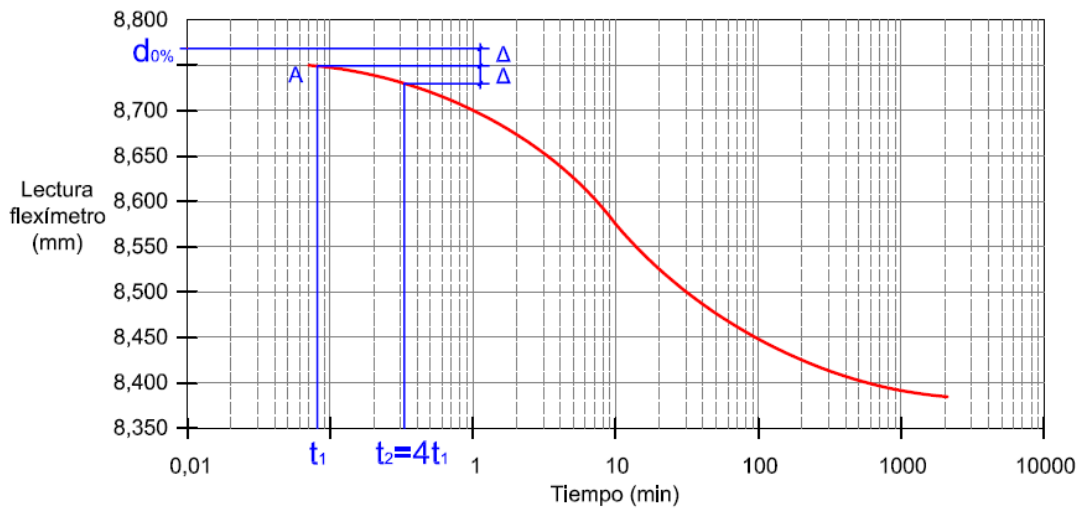


Figura 15 Paso 1- Método de Casagrande

2. Determinar la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ($d_{100\%}$). Para ello extender la recta tangente a la parábola en el punto de inflexión y la recta tangente a los últimos puntos de la curva de consolidación. Ambas rectas se intersecan en un punto B cuya ordenada representa la deformación correspondiente al 100% de la consolidación primaria ($d_{100\%}$)(Figura 16).

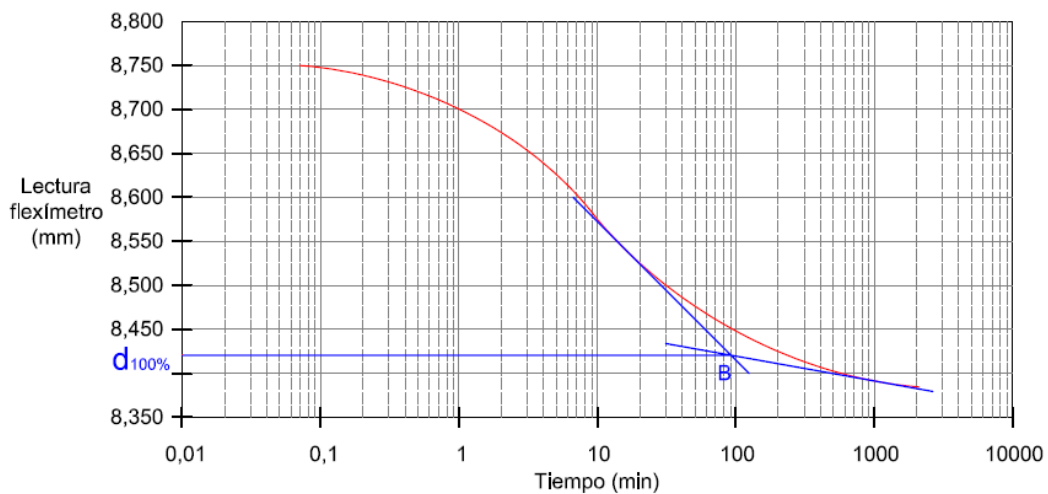


Figura 16 Paso 2- Método de Casagrande

3. Determinado el $d_{0\%}$ y el $d_{100\%}$ se determina la mitad de dicha distancia que es la deformación correspondiente al 50% de la consolidación ($d_{50\%}$). Teniendo este valor como ordenada se obtiene el punto C perteneciente a la curva, cuya abscisa representa el tiempo en que se produce el 50% de la consolidación primaria (t_{50}). (Figura 17)

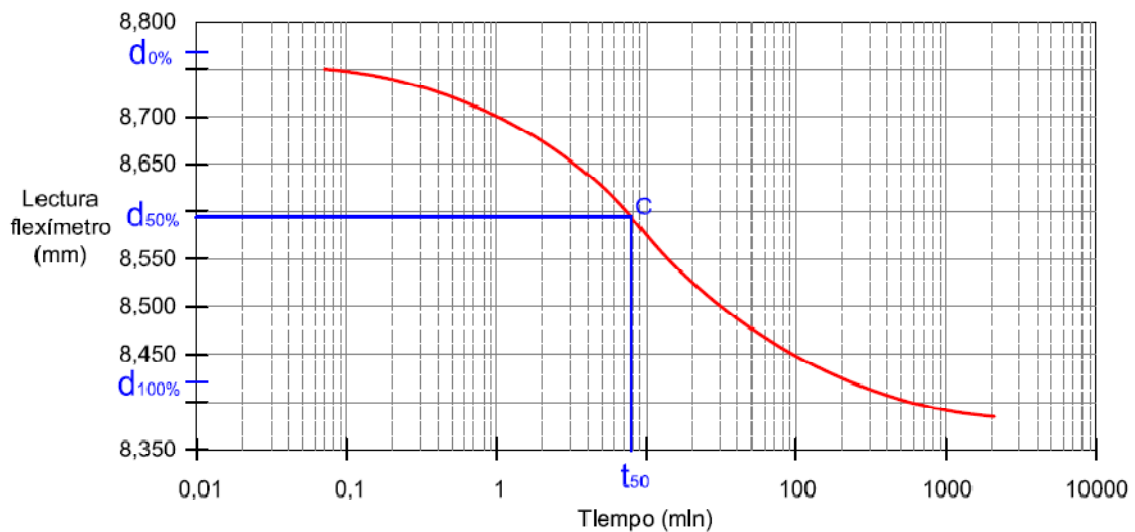


Figura 17 Paso 3- Método de Casagrande

4. Con t_{50} y T_{50} (este último obtenido de la curva teórica correspondiente a las condiciones de drenaje utilizadas durante el ensayo, Figura 11), podemos determinar el coeficiente de consolidación como:

$$C_v = \frac{T_{50} H_{lab}^2}{t_{50}} \quad (5.1)$$

La altura H_{lab} , es la máxima distancia que recorre el agua en el ensayo. En general, el ensayo se realiza permitiendo el drenaje por ambas caras de la muestra de manera de acelerar los tiempos de consolidación, por lo que la H_{lab} es la mitad de la altura de la muestra en ese escalón de carga.

5-a-b) Método de Taylor

Taylor propuso un método para obtener el tiempo de consolidación, para un porcentaje de consolidación del 90%, a partir de la curva Deformación- \sqrt{t} , (Figura 18), correspondiente al escalón de carga que represente la situación in situ. Determinado ese tiempo de consolidación, puede luego estimarse el coeficiente de consolidación, utilizando la ecuación:

$$C_v = \frac{T_v H_{lab}^2}{t_{90}} \quad (5.2)$$

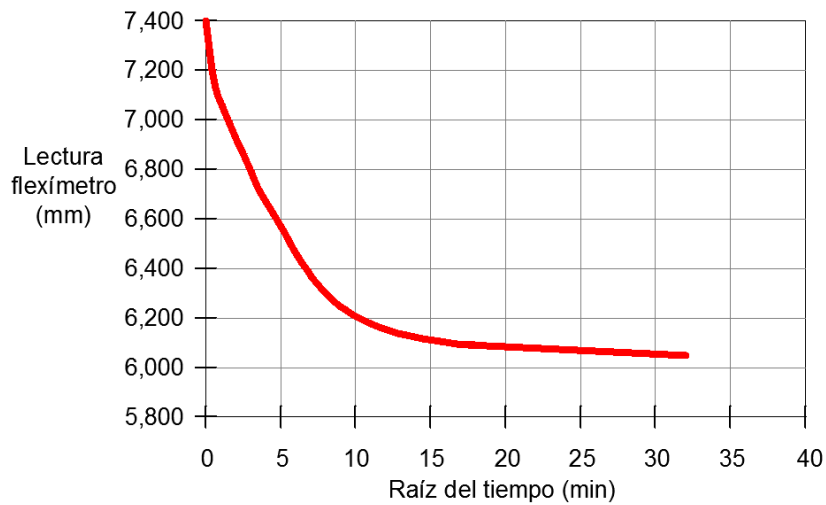


Figura 18 Curva deformación - \sqrt{t}

Para obtener el tiempo correspondiente al 90% de la consolidación, a partir de la gráfica de Deformación vs \sqrt{t} se procede de la siguiente manera:

1. Dibujar la línea recta que mejor se ajuste a la curva extendiéndose hasta intersectar ambos ejes, despreciando los primeros puntos que corresponden al acomodamiento de la probeta y del sistema de aplicación de la carga. Llamamos A al punto de intersección con el eje de las deformaciones, es decir representa el 0% de la consolidación, y B al punto de intersección con el eje de \sqrt{t} . (Figura 19).

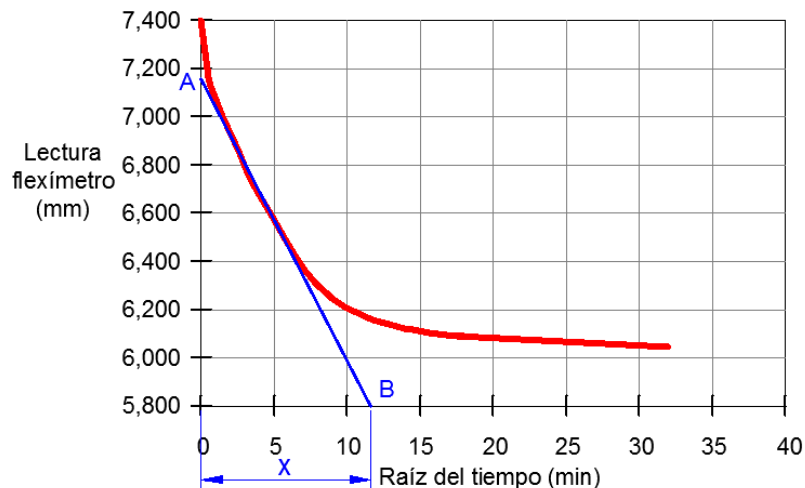


Figura 19 Paso 1 – Método de Taylor

2. Denominando x a la distancia sobre el eje de la raíz del tiempo, entre el origen y el punto B, buscamos el punto C, de abscisa igual a 1,15 veces X (Figura 20).

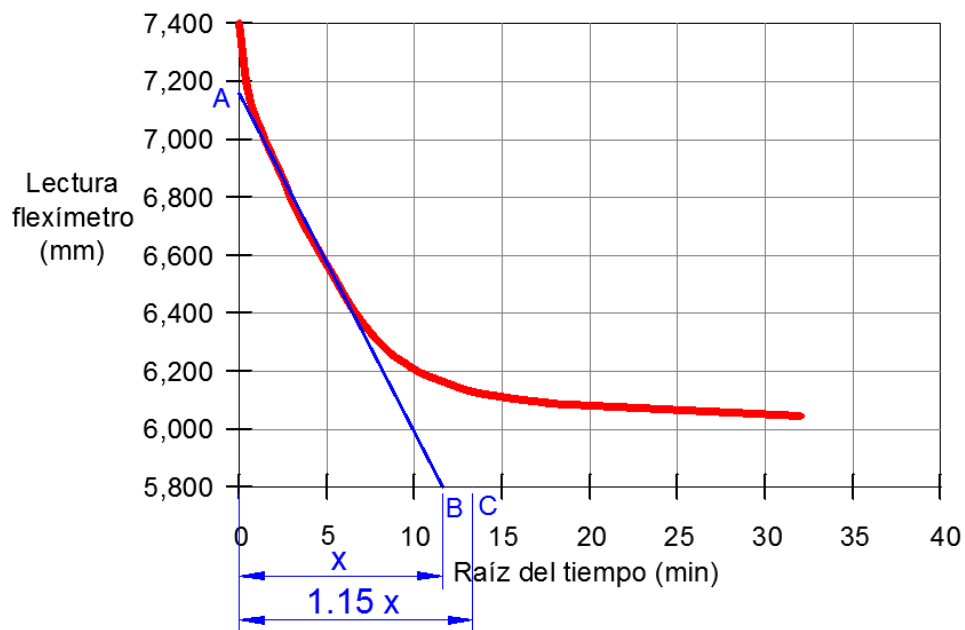


Figura 20 Paso 2 – Método de Taylor

3. Trazar la recta AC. El punto donde AC interseca a la curva de consolidación, tiene como abscisa la raíz del tiempo al cual ocurre el 90% de la consolidación (t_{90}). (Figura 21)

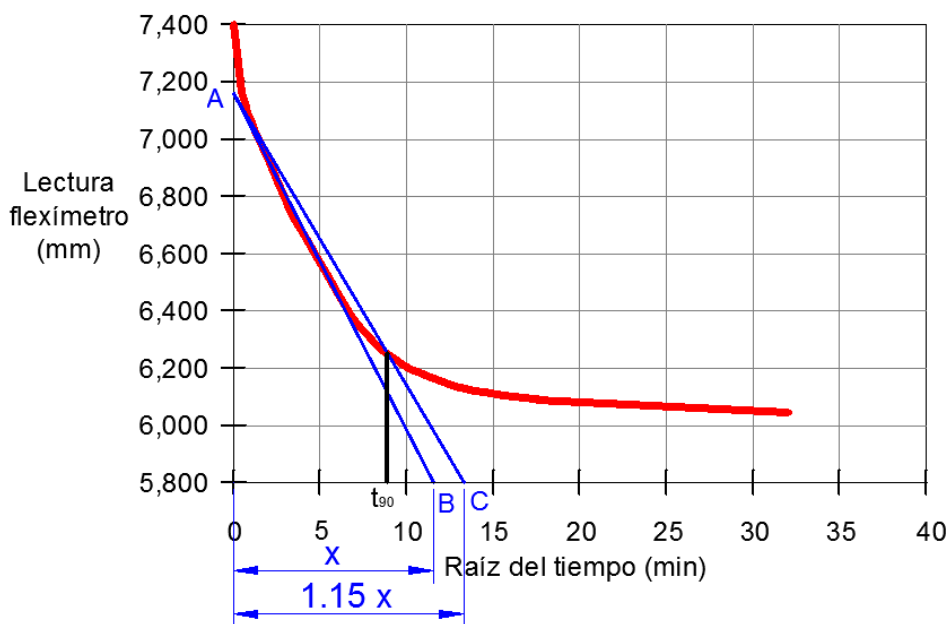


Figura 21 Paso 3 – Método de Taylor

4. Con t_{90} calculado y el factor tiempo T_{90} obtenido de las curvas teóricas (Figura 11), según el drenaje de la muestra en laboratorio para un grado de consolidación del 90%, se obtiene el coeficiente de consolidación C_v cómo:

$$C_v = \frac{T_{90} H_{lab}^2}{t_{90}} \quad (5.3)$$

La altura H_{lab} , es la máxima distancia que recorre el agua en el ensayo. En general, el ensayo se realiza permitiendo el drenaje por ambas caras de la muestra de manera de acelerar los tiempos de consolidación, por lo que H_{lab} es la mitad de la altura de la muestra en ese escalón de carga.

5-b) Cálculo de tiempos de consolidación

Para estimar cuanto tiempo tarda en consolidar un estrato un determinado grado de consolidación se considera que $C_{v \text{ in situ}} = C_{v \text{ laboratorio}}$, por lo tanto una vez calculado dicho coeficiente a partir de las curvas de laboratorio (Taylor o Casagrande, ambos métodos deben obtener coeficientes similares o del mismo orden) podemos determinar los tiempos de consolidación para distintos grados de consolidación del estrato, mediante la ecuación:

$$t = \frac{T_v H^2}{C_v} \quad (5.4)$$

Siendo

t : tiempo para el cual ocurre el porcentaje de consolidación en el estrato en estudio.

T_v : factor de tiempo para el U% de consolidación obtenido de la curva teórica, correspondiente a las condiciones de drenaje del problema. (Figura 11)

H : máxima distancia que recorre el agua en el estrato, el cual dependerá de las condiciones de drenaje in situ.

C_v : coeficiente de consolidación de laboratorio.

Puede presentarse el problema de determinar el porcentaje de consolidación que ha tendido lugar para un tiempo t dado. Este problema se resuelve aplicando la expresión (5.4), pero teniendo como incógnita el factor de tiempo T_v , una vez determinado, se ingresa con T_v como dato, a la curva teórica correspondiente a las condiciones de drenado (Figura 11), y se obtiene así el porcentaje de consolidación que se ha dado en dicho tiempo t .

6) Cálculo de asentamientos

Como ya se ha expuesto el proceso de consolidación se traduce en una disminución de volumen a medida que se aplica una carga. Teniendo en cuenta las hipótesis realizadas dicha reducción de volumen es debido a la expulsión del agua que se encuentra en los poros del suelo y, por lo tanto, en una reducción de altura lo que implica el asentamiento del estrato. El ensayo de consolidación brinda la información suficiente para poder calcular la magnitud de dicho asentamiento mediante la curva de compresibilidad que se puede dibujar mediante diferentes relaciones (e vs $\log \sigma'$; e vs σ' ; ϵ vs $\log \sigma'$) aunque en general se expresa como relación de vacíos en escala natural versus carga (presión efectiva) en escala logarítmica. (Figura 22)

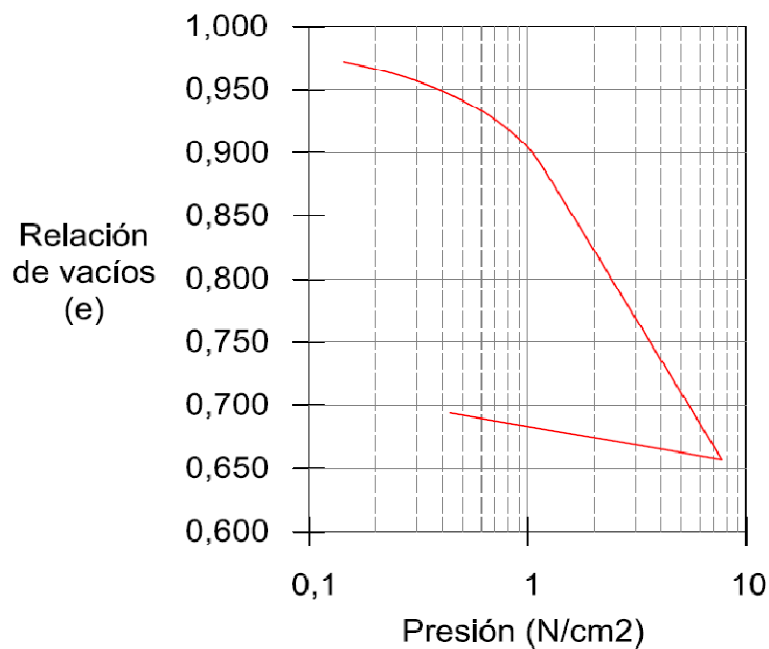


Figura 22 Curva de compresibilidad

Si se analiza la curva de compresibilidad resultante de un ensayo (Figura 23), en ésta pueden diferenciarse tres partes bien definidas. Un primer tramo curvo con curvatura creciente, tramo A, un segundo tramo recto (cuando se trabaja en un gráfico con escala semilogarítmica), tramo B y un último tramo en el cual se disminuye la carga y la muestra recupera parte de la deformación, tramo C.

El primer tramo llamado de recompresión, es aquel en el cual las presiones aplicadas al espécimen son menores o iguales a las presiones a las cuales el suelo en cuestión ya ha sido sometido en el pasado. En el tramo recto o tramo virgen, el suelo experimenta presiones a las cuales nunca ha sido sometido y el último tramo es llamado tramo de descarga, donde se disminuye paulatinamente la carga hasta hacerla nula.

El cálculo del asentamiento varía si la carga de tapada (σ'_0), carga bajo la cual se encuentra el suelo previo a la aplicación de la sobrecarga ($\Delta\sigma'$), es menor o igual a la mayor presión a la cual ha sido sometido el suelo a lo largo de su historia geológica.

Se hace aquí necesario definir los siguientes conceptos:

- Carga de preconsolidación: máxima carga o presión efectiva a la cual ha sido sometido un suelo durante su historia geológica.
- Suelo normalmente consolidado: es aquel cuya carga o presión efectiva actual es igual a la carga de preconsolidación.
- Suelo preconsolidado: es aquel cuya carga o presión efectiva actual es menor que la carga de preconsolidación.

Para comprender mejor el concepto de carga de preconsolidación, se realiza el siguiente ensayo. Se somete un espécimen a un ciclo de carga y descarga (curvas A, B y C de la (Figura 23)). Luego se realiza un nuevo ciclo de carga y descarga (curvas A', B' y C') pero con presiones mayores que la máxima alcanzada en el primer ciclo.

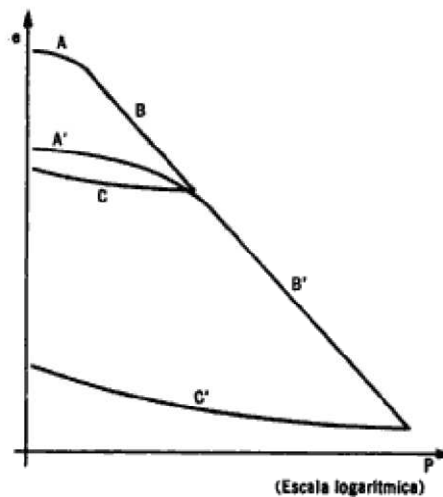


Figura 23 Relación de vacíos vs log Presión tomado de Juárez Badillo y Rico Rodríguez- Tomo I

Analizando estas curvas, se ve que los tramos vírgenes de ambos ciclos (B y B') poseen la misma pendiente y uno se ubica como prolongación del otro. Además vemos que el tramo de recompresión del segundo ciclo (A') termina en coincidencia a la mayor carga aplicada en el primer ciclo de carga y descarga. Se puede concluir entonces que el límite entre el tramo de recompresión y el tramo virgen es la carga de preconsolidación.

La determinación de la carga de preconsolidación en base a la historia geológica del suelo no es posible, por lo que Casagrande desarrollo un método gráfico para determinar dicha carga en base a los datos obtenidos en el ensayo de consolidación. Dicho método se desarrolla a continuación.

6-a) Determinación de la carga de preconsolidación según Casagrande

1. Mediante inspección visual determinar el punto A que corresponde al punto de mayor curvatura. Para ello es bueno recordar que la curvatura es inversamente proporcional al radio de curvatura, o sea que es equivalente a buscar el punto de mínimo radio de curvatura de la curva (Figura 24).

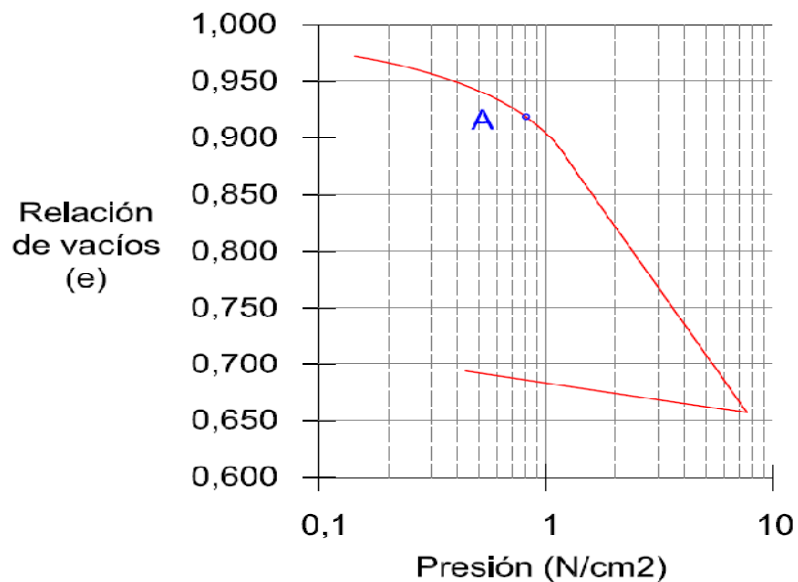


Figura 24 Paso 1 – Determinación carga de preconsolidación

2. Desde el punto A trazar una recta horizontal h y otra recta tangente a la curva en dicho punto llamada t (Figura 25).

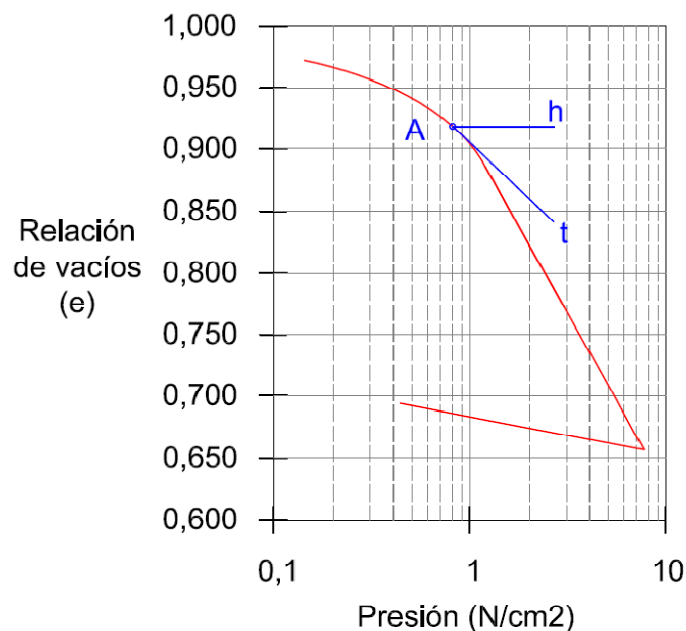


Figura 25 Paso 2 – Determinación carga de preconsolidación

3. Trazar la bisectriz del ángulo formado por las rectas h y t que pasa por el punto A, semirrecta b (Figura 26).

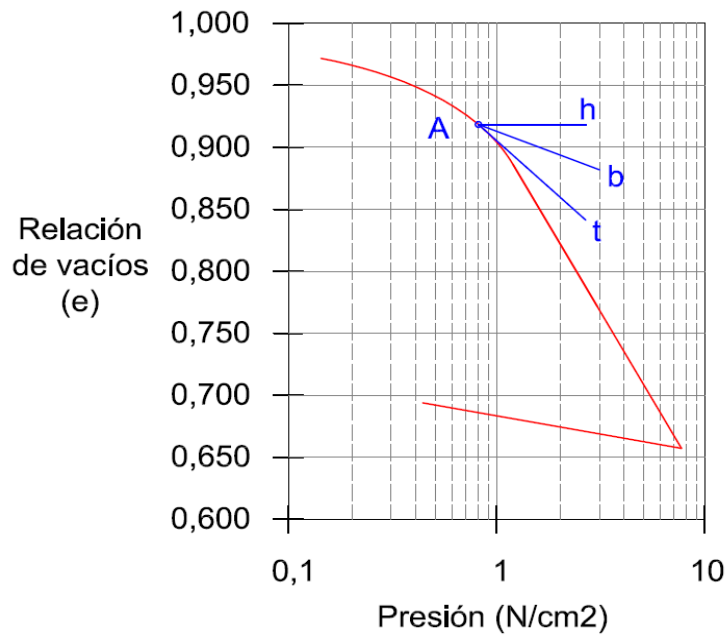


Figura 26 Paso 3 – Determinación carga de preconsolidación

4. Por último determinar el punto B, como la intersección entre la recta b y la prolongación del tramo recto de la curva del ensayo. La abscisa del punto B corresponde al valor de la carga o presión efectiva de preconsolidación σ'_c (Figura 27).

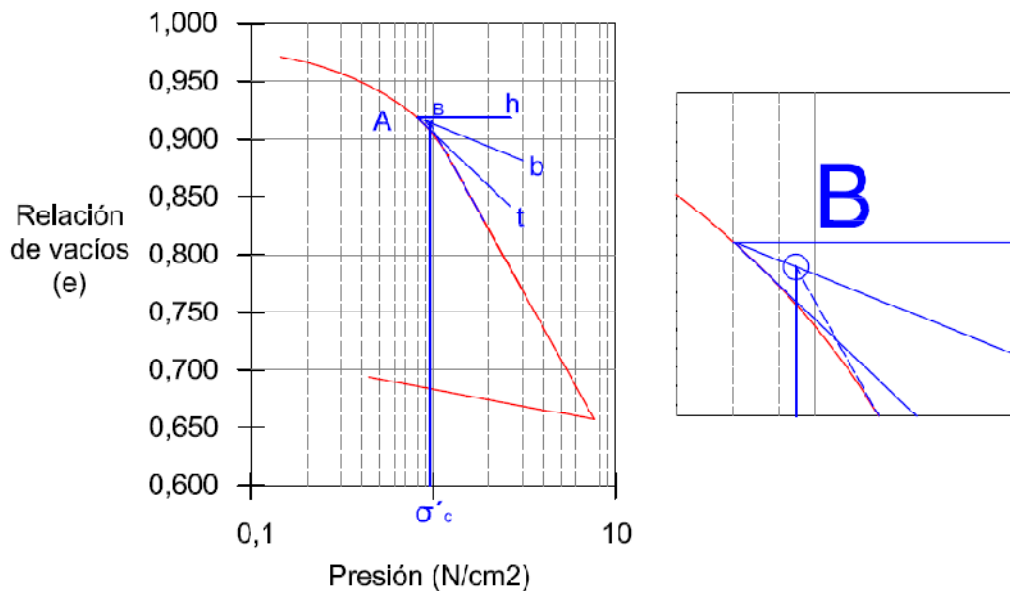


Figura 27 Paso 4 – Determinación carga de preconsolidación

La determinación de la carga de preconsolidación es fundamental para entender el comportamiento del suelo ante la aplicación de una sobrecarga.

6-b) Determinación del índice de compresibilidad, de descarga y de recompresión

Para calcular el asentamiento de un estrato de suelo saturado provocado por la consolidación primaria, recurriremos a la curva de compresibilidad obtenida en el ensayo de consolidación.

Si bien el ensayo se realiza con muestras inalteradas, es inevitable que a las muestras se les produzca una descompresión y pequeñas alteraciones en el momento de la extracción y traslado. Todas estas alteraciones se traducen en una variación de la relación de vacíos y por ende una distorsión de la curva respecto de la curva in situ, correspondiente a una muestra totalmente inalterada.

Es por esto que para obtener el parámetro necesario para el cálculo de asentamientos, el índice de compresibilidad C_c para el caso de un suelo normalmente consolidado y/o el índice de recompresión C_r , para el caso de un suelo preconsolidado, deberá corregirse la curva de compresibilidad obtenida del ensayo de laboratorio.

Para realizar la corrección de la curva de compresibilidad, en primer lugar se debe obtener la carga de preconsolidación σ'_c mediante el método expuesto en el punto 6-a y compararla con la carga actual de tapada σ'_0 para determinar si el suelo es normalmente consolidado o preconsolidado. En función de esto variarán las expresiones para el cálculo de asentamientos.

6-b-a) Caso de suelos normalmente consolidados. Cálculo del índice de compresibilidad C_c

La variación de la relación de vacíos e vs el $\log \sigma'$ para los suelos normalmente consolidados es lineal con una pendiente que corresponde al índice de compresibilidad (C_c) y se la denomina “recta virgen” o “recta k”. Por lo tanto para poder calcular el asentamiento de este tipo de suelos es necesario hallar la “recta k” a partir de la curva de compresibilidad del ensayo. Para ello se siguen los siguientes pasos:

1. Sobre el gráfico $e - \log \sigma'$ se obtiene el punto $P_1(\sigma'_c; e_0)$, para ello trazar una horizontal en la ordenada correspondiente a la relación de vacíos inicial e_0 , calculada en base a los datos iniciales de la probeta. Dicha horizontal se extiende hasta intersectar a la vertical que corresponde a la carga de preconsolidación σ'_c (Figura 28), que representa las condiciones in situ del suelo y pertenece a la curva virgen “k” del mismo.

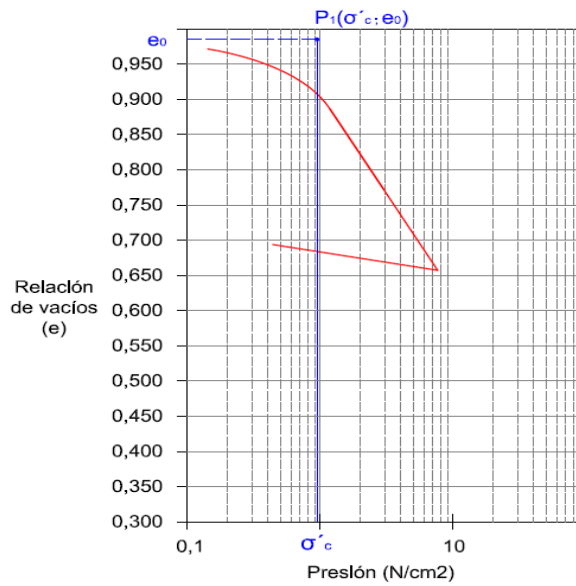


Figura 28 Paso 1 – Determinación índice de compresibilidad en suelos normalmente consolidados

2. Prolongar la línea correspondiente al tramo recto del ensayo hasta intersectar a la horizontal correspondiente a la ordenada de valor $0,4e_0$, en un punto P_2 que también pertenece a la recta k ya que todos los tramos vírgenes tienden a converger en dicho punto (Figura 23). Unir los puntos P_1 y P_2 , obteniendo así la recta k o recta virgen que representa el comportamiento in situ de un suelo normalmente consolidado (Figura 29)

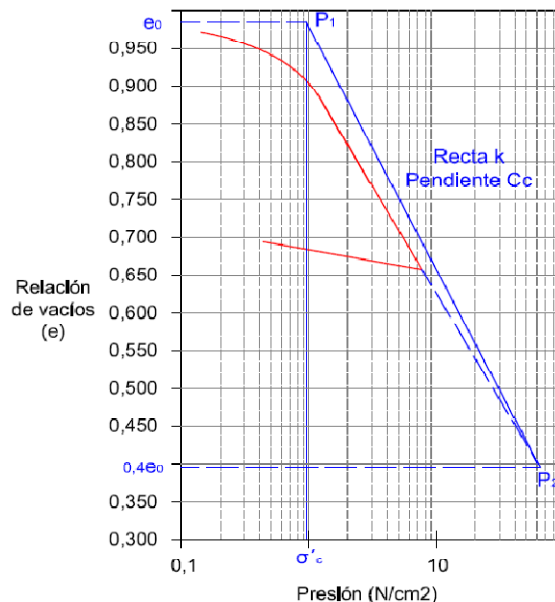


Figura 29 Paso 2 – Determinación índice de compresibilidad en suelos normalmente consolidados

La pendiente de esta recta, es el Índice de Compresibilidad buscado, C_c , mediante el cual se calcula el asentamiento a tiempo infinito S .

$$C_c = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (6.1)$$

6-b-b) Caso de suelos preconsolidados. Cálculo del Índice de recompresión C_r

Nuevamente, procedemos a corregir la curva de compresibilidad, pero en este caso en la zona A o A' de recompresión de la Figura 23.

Para ello se procede a rectificar la curva y calcular el índice de recompresión C_r :

1. Sobre el gráfico $e - \log \sigma'$ se determina el punto $P_1(\sigma'_0; e_0)$ correspondiente a las condiciones in situ del suelo. Se traza una horizontal en la ordenada correspondiente a la relación de vacíos inicial e_0 , calculada en base a los datos iniciales de la probeta. Dicha horizontal se extiende hasta intersectar a la vertical que corresponde a la carga de tapada actual σ'_0 (Figura 30).

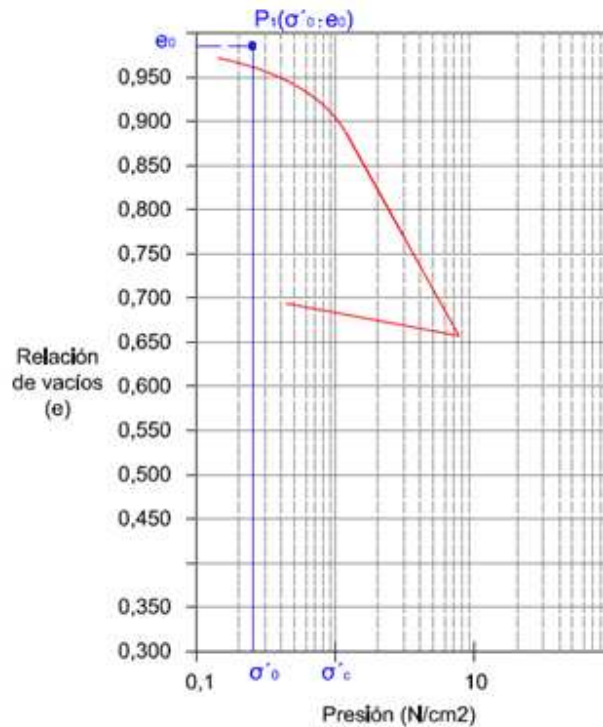


Figura 30 Paso 1 – Determinación índice de compresibilidad en suelos preconsolidados

2. Trazar una tangente a la curva de descarga, cuya pendiente C_s se considera igual a la pendiente de la tangente a la curva de recompresión C_r . Trazar una paralela a la recta de descarga que pase por el punto P_1 obtenido en el paso anterior. Prolongar dicha recta hasta intersectar a la vertical correspondiente a la carga de preconsolidación (Figura 31), en $P_2(\sigma'_c; e_c)$, de esta forma se obtiene la recta de recompresión.

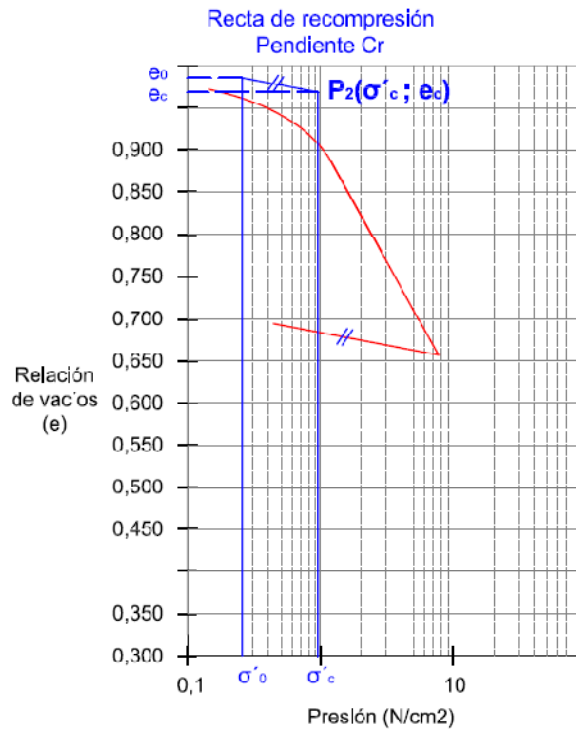


Figura 31 Paso 2 – Determinación índice de compresibilidad en suelos preconsolidados

- Por último, determinar la pendiente de la recta de recompresión C_r siguiendo el mismo razonamiento que se hizo para el caso del suelo normalmente consolidado, y se calcula como:

$$C_r = \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma'} \quad (6.2)$$

6-c) Cálculo del asentamiento

Antes de proceder al cálculo, debemos relacionar los resultados del ensayo de laboratorio con la situación del suelo “in situ”. Para ello recordemos la modelización del suelo, en este caso compuesto por dos fases (Figura 32), y qué sucede cuando se aplica una carga, se disminuye la altura del mismo porque disminuye la altura de vacíos (y se expulsa agua al exterior) y por lo tanto se reduce la relación de vacíos “e”.

Se adopta un volumen de sólidos unitario $V_s = 1$ por lo que

$$e = \frac{V_v}{V_s} = V_v \quad (6.3)$$

$$\therefore \Delta e = \Delta V_v \quad (6.4)$$

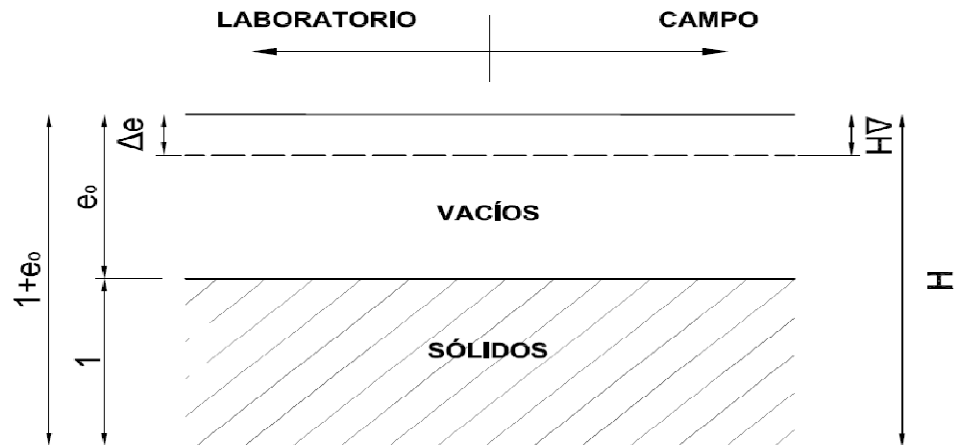


Figura 32 Modelización del suelo

Por proporcionalidad se llega a que

$$\frac{\Delta H}{H} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (6.5)$$

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (6.6)$$

Entonces, para calcular el asentamiento total de un estrato de suelo normalmente consolidado, a tiempo infinito \$S\$, se determina de la curva de compresibilidad el valor de \$C_c\$ como la pendiente de la recta \$k\$. Cabe aclarar que \$k\$ es recta en escala semilogarítmica por lo tanto la pendiente debe ser determinada en dicha escala.

$$C_c = \frac{\Delta e}{\log\left(\frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'}{\sigma'_c}\right)} \quad (6.7)$$

Y despejando de la ecuación (6.1) el valor de \$\Delta e\$, y llamando al asentamiento

$$S = \Delta H \quad (6.8)$$

nos queda

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right) \quad (6.9)$$

Siendo:

\$S\$: asentamiento total del estrato a tiempo infinito

H: altura o espesor total del estrato que consolida

e_0 : relación de vacíos inicial

C_c : índice de compresibilidad

σ'_0 : presión efectiva de tapada actual (para suelos normalmente consolidado coincide con la carga de preconsolidación σ'_c)

$\Delta\sigma'$: sobrecarga que ocasiona el proceso de consolidación.

En los suelos preconsolidados podemos diferenciar dos casos para la determinación del asentamiento total S a tiempo infinito, el primero cuando la presión efectiva de tapada más la sobrecarga es menor que la carga de preconsolidación, $\sigma'_0 + \Delta\sigma' < \sigma'_c$. En este caso una vez determinado el índice de recompresión C_r , como la pendiente de la recta de recompresión, el asentamiento se calcula como:

$$S = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0} \right) \quad (6.10)$$

Siendo:

S: asentamiento total del estrato a tiempo infinito

H: altura o espesor total del estrato

e_0 : relación de vacíos inicial

C_r : índice de recompresión

σ'_0 : presión efectiva de tapada actual

$\Delta\sigma'$: sobrecarga que ocasiona el proceso de consolidación

El segundo caso es aquel donde la suma de la presión efectiva de tapada más la sobrecarga supera a la carga de preconsolidación, es decir $\sigma'_0 + \Delta\sigma' > \sigma'_c$, para calcular el asentamiento, son necesarios ambos índices, de recompresión y de compresibilidad, determinados como las pendientes de las rectas de recompresión y virgen respectivamente. (Ecuaciones 6.2 y 61). (Figura 33).

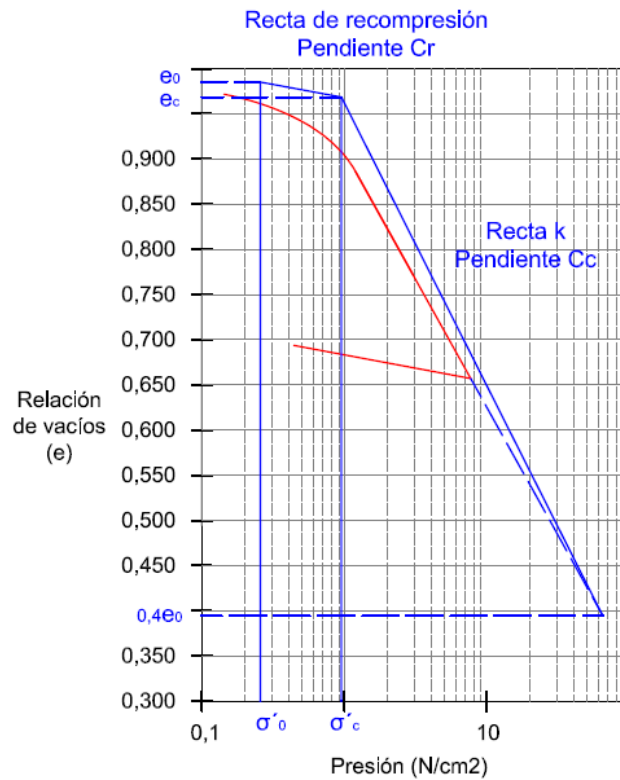


Figura 33 Rectas virgen y de recompresión – Suelo Preconsolidado

Y teniendo en cuenta que $\Delta\sigma' = \Delta\sigma'_1 + \Delta\sigma'_2$ donde $\Delta\sigma'_1 = (\sigma'_c - \sigma'_0)$. Ahora con dichos coeficientes el asentamiento se calcula con la ecuación como:

$$S = \frac{C_r H}{1 + e_0} \log\left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'_1}{\sigma'_0}\right) + \frac{C_c H}{1 + e_c} \log\left(\frac{\sigma'_c + \Delta\sigma'_2}{\sigma'_c}\right) \quad (6.11)$$

Siendo:

S: asentamiento total del estrato a tiempo infinito

H: altura o espesor total del estrato

e_0 : relación de vacíos inicial

e_c : relación de vacíos correspondiente al punto de preconsolidación

C_c : índice de compresibilidad

C_r : índice de recompresión

σ'_0 : presión efectiva de tapada actual

σ'_c : carga de preconsolidación

$\Delta\sigma'$: sobrecarga que ocasiona el proceso de consolidación.

$$\Delta\sigma'_1 = \sigma'_0 - \sigma'_c$$

$$\Delta\sigma'_2 = \Delta\sigma' - \Delta\sigma'_1$$

Debido al tiempo que involucra el ensayo de consolidación (en general 24 hs por cada escalón de carga), es deseable poder contar con relaciones que involucren otras propiedades de los suelos que son fácilmente determinadas por ejemplo el LL, humedad natural, relación de vacíos, con el índice de compresibilidad. En el libro de Bowles se presentan algunas de esas relaciones que permiten estimar C_c para un precálculo del asentamiento.

7) Control de la consolidación

En la práctica existen casos en los cuales el tiempo para que se produzca la consolidación es inaceptable en relación al tiempo establecido para la construcción de una obra y su puesta en servicio. En estos casos se utilizan ciertas medidas constructivas que aceleran el proceso de consolidación.

Una opción posible es la utilización de pozos drenantes, o también llamado drenes de arena o de fajas. Estos consisten en realizar perforaciones a través de los estratos en los cuales se espera una consolidación significativa, y se rellena dichas perforaciones con un material de permeabilidad mayor a la del suelo en cuestión, puede ser arena, o con tubos plásticos o cintas de geosintéticos, de manera que la consolidación deja de ser únicamente en sentido vertical y pasa a ser también en sentido radial. Tiene como principal ventaja la reducción de la máxima distancia recorrida por el agua, que pasa de ser función del espesor del estrato, a ser función de la distancia entre dos pozos drenantes continuos (la mitad de la distancia entre pozos). Otra ventaja de este método es que por lo general la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical, aumentando aún más la velocidad de la consolidación y por ende reduciendo su tiempo.



Figura 34 Ejemplo aplicación de pozos drenantes con cintas de geosintéticos

Existen situaciones en las cuales el valor del asentamiento total, es de una magnitud tal que no puede ser admitido por la estructura y/o la función de la obra. Es por esto que se toman medidas para que la mayor parte de la consolidación tenga lugar en un período previo a la construcción. El método utilizado para esto es llamado, precarga o precompresión (Figura 35), que consiste en aplicar una carga mayor a la que transmitirá la obra mediante un relleno adicional y temporario, el cual puede ser suelo o agua, que produzca la consolidación del terreno. Una vez que se hayan dado los asentamientos previstos, dicha carga se retira y se realiza la obra deseada. La desventaja de este método es que el tiempo que toma el proceso de consolidación puede ser prolongado y requiere que

la carga sea aplicada por un tiempo considerable. También se podría bajar el nivel de la napa para incrementar la presión efectiva como método de precarga.

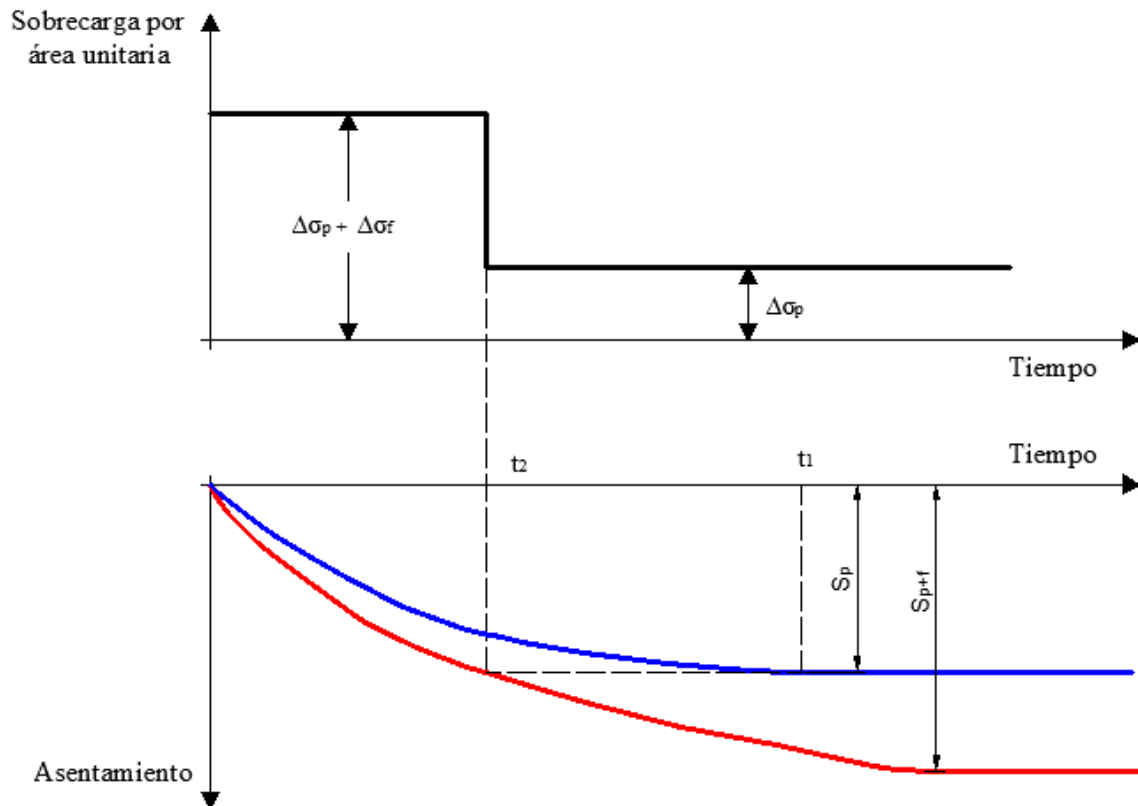


Figura 35 Principio de precompresión tomado de Braja M. Das Fundamentos de Ingeniería Geotécnica

Por último si fuera necesario impedir totalmente el proceso de consolidación para evitar los asentamientos que el proceso conlleva, y el tipo de obra y la zona lo permitieran, se podría extraer una masa de suelo de peso equivalente al peso total que transmitiría la obra a realizar. De esta manera no se le aplicaría una sobrecarga al suelo y por lo tanto no se producirían deformaciones. Estas estructuras se conocen como “fundaciones flotantes”. También es conveniente usar más de una de estas alternativas en forma simultáneamente.

8) Bibliografía

- Mecánica de suelos. Tomo I “Fundamentos de la mecánica de suelos”. Eulalio Juárez Badillo - Alfonso Rico Rodríguez (1980). Capítulo X.
- Propiedades geofísicas de los suelos. Joseph E. Bowles (1982). Capítulo 11.
- Fundamentos de ingeniería geotécnica. Braja M. Das (2001). Capítulo 6.
- Principios Fundamentales de Mecánica de Suelos. Donald W. Taylor (1961). Capítulo 10.
- Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. Karl Terzaghi - Ralph B. Peck (1963). Artículos 13, 14, 41.
- Mecánica de suelos. T. William Lambe, Robert Whitman (1972). Capítulo 27
- Consolidación de suelos. Silvia Angelone (2002).
- Mecánica de suelos. P. Berry - D. Reid (1993). Capítulo 4.
- <http://www.maccaferri.com.br>
- <http://www.ceteau.com>