

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA Y SECUNDARIA



3.1. Introducción

Cuando el terreno sobre el cual se desplanta una estructura está formado por una capa de arcilla, por lo general se deben tomar todas las precauciones necesarias a fin de evitar que la estructura sufra asentamientos excesivos. Debido a que la consolidación gradual de la arcilla es causa de asentamientos, en muchas ocasiones no previstas, la compresibilidad de los estratos de arcilla ha recibido gran atención durante los últimos años. Es por ello que se han elaborado métodos y teorías que permiten estimar la magnitud y distribución de los asentamientos, de tal manera que si se considera que estos resultan excesivos, se pueda modificar el proyecto de la cimentación (Crespo, 1998).

Por lo anterior, en este capítulo se presenta la teoría clásica que se utiliza para estimar los asentamientos a largo plazo en suelos finos saturados; se presenta también la metodología de prueba para determinar los parámetros que definen la compresibilidad de los suelos que se requieren para aplicar dicha teoría.

3.2. Analogía mecánica de Terzaghi

Con la finalidad de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de los suelos finos, *Terzaghi* propuso un modelo mecánico de la distribución de cargas, el cual se explica a continuación (*Lambe, 1996*).

La figura 3.1.a. muestra un cilindro de suelo saturado en el que un pistón poroso permite aplicar cargas al suelo y al mismo tiempo deja que el fluido se escape de los poros del mismo. La figura 3.1.b. muestra una analogía hidromecánica en la que las propiedades del suelo se han idealizado y que se representan de la siguiente forma: La resistencia del esqueleto mineral a la compresión está representada por un resorte; la resistencia al flujo del agua a través del suelo se representa con una válvula en un pistón impermeable.

Supóngase ahora que se aplica una carga P al pistón considerado en la analogía hidromecánica y que la válvula se encuentra cerrada (ver figura 3.1.c.). Entonces, la carga del pistón se distribuye entre el agua y el resorte en relación a la rigidez de cada uno. En la analogía hidromecánica, el pistón se moverá muy poco al aplicar la carga, debido a que el agua es relativamente incompresible. Como el resorte se acorta muy ligeramente, toda la carga aplicada la resiste un incremento de la presión del agua en la cámara. Si a continuación se abre la válvula del pistón, la presión del agua dentro de la cámara obligará a que el agua escape a través de la válvula (ver figura 3.1.d.). Al escapar el agua de la cámara, el resorte se acorta y comienza a soportar una parte cada vez más importante de la carga aplicada, produciéndose una disminución correspondiente en la presión del fluido que llena la cámara. Por último, se alcanza un estado en el cual el resorte soporta toda la carga aplicada y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial, mientras que el agua deja de fluir por la válvula (ver figura 3.1.e.).

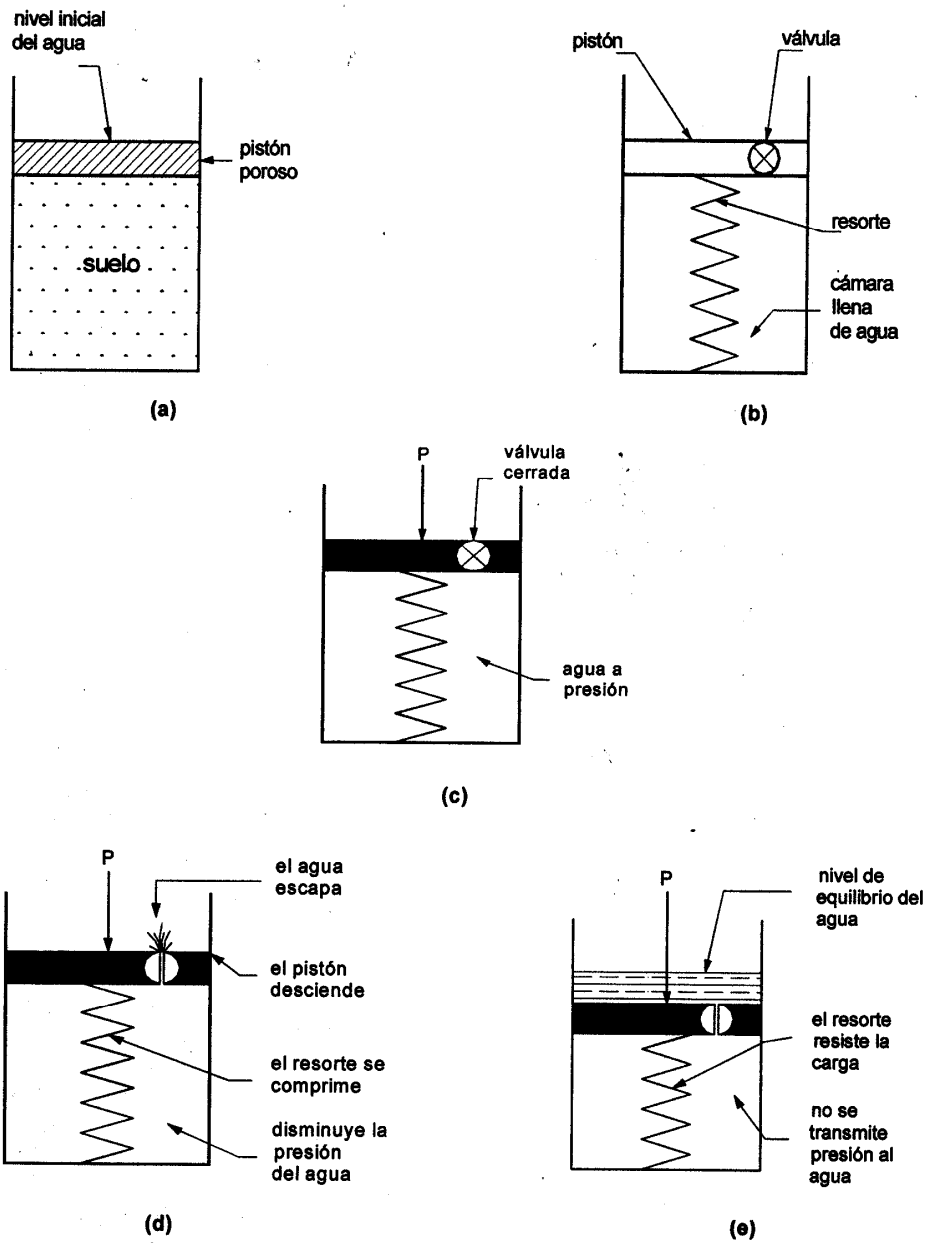


Figura. 3.1. Modelo mecánico de *Terzaghi* de la consolidación en los suelos finos; a) ejemplo físico, b) analogía hidromecánica del estado inicial, c) carga aplicada con la válvula cerrada, d) el pistón desciende al ir escapando el agua y e) equilibrio sin más escape de agua.

3.3. Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

3.3.1. Concepto de esfuerzo efectivo

En el fenómeno de consolidación de los suelos es necesario hacer un análisis de la naturaleza de las presiones que se generan en los mismos al aplicar una carga (Juárez & Rico, 1997). Supóngase el caso de dos partículas sólidas en contacto sobre una superficie plana de área A_s , representativa de las áreas de contacto en toda la masa de suelo, a la cual corresponde un área tributaria media A , que también es representativa de la situación de las partículas en toda la masa de suelo (ver figura 3.2.).

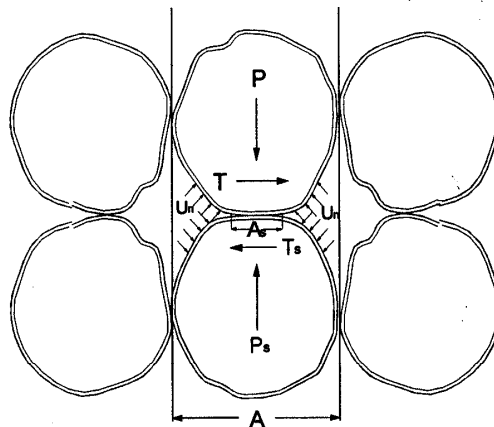


Figura. 3.2. Equilibrio de las fuerzas que actúan en dos partículas en contacto en una masa de suelo, (Juárez & Rico, 1997).

La relación de áreas de contacto puede definirse como:

$$a = \frac{A_s}{A} \quad (3.1)$$

donde: A_s es el área de la superficie plana de contacto de las dos partículas sólidas (L^2) y A es el área tributaria media de las dos partículas sólidas (L^2).

El esfuerzo normal total σ y el esfuerzo cortante total τ , se definen respectivamente como:

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad (3.2)$$

$$\tau = \frac{T}{A} \quad (3.3)$$

donde: P es la fuerza total normal al plano de contacto de las dos partículas sólidas (F) y T es la fuerza cortante total (F).

se define a la presión generada entre las partículas como presión intergranular a la relación:

$$\sigma_g = \frac{P_s}{A} \quad (3.4)$$

donde: P_s es la fuerza normal que actúa entre las dos partículas sólidas (F).

la presión normal total puede determinarse de la siguiente forma:

$$\sigma = \sigma_g \pm (1 - a) u_n \quad (3.5)$$

donde: u_n es la presión del agua intersticial, comúnmente conocida en mecánica de suelos como presión neutral (FL^{-2}). Es importante mencionar que en muchos problemas de mecánica de suelos, como en el caso de la consolidación, la presión neutral u_n se puede descomponer en presión hidrostática u_h , que corresponde a una distribución lineal de equilibrio estático y una presión en exceso de la hidrostática (o presión de poro) u ; por lo cual se tiene la siguiente expresión (Juárez & Rico, 1997):

$$u_n = u_h \pm u \quad (3.6)$$

Cuando se desea calcular las presiones sobre un suelo, los datos que generalmente se requieren son la carga total aplicada y el área total del suelo sobre el cual se aplica dicha carga. Esto es debido a la complejidad para obtener el valor del área de la superficie plana de contacto entre las dos partículas sólidas A_s , y como consecuencia de esto, el valor de la relación de áreas de contacto "a" suele no poder calcularse numéricamente en la práctica. Sin embargo, en suelos dicho valor es demasiado pequeño y por lo general se desprecia (Juárez & Rico, 1997). Entonces, la ecuación (3.5) se reduce a:

$$\sigma = \sigma_g \pm u_n \quad (3.7)$$

En el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se define al esfuerzo efectivo como el esfuerzo normal que gobierna los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo. Comúnmente, se le considera a la presión intergranular como la presión o esfuerzo efectivo para efectos de cálculo y análisis teóricos en mecánica de suelos, debido a que el esfuerzo intergranular es prácticamente igual al esfuerzo efectivo (Juárez & Rico, 1997). Por consiguiente, la ecuación (3.7) queda de la siguiente forma:

$$\sigma = \sigma' \pm u_n \quad (3.8)$$

Por lo tanto, el esfuerzo efectivo es:

$$\sigma' = \sigma \pm u_n \quad (3.9)$$

Lambe (1996), establece que el esfuerzo efectivo está relacionado más directamente con el comportamiento del suelo que con el esfuerzo total o la presión intersticial (o de poro); por ejemplo, un aumento del esfuerzo efectivo producirá una modificación de las partículas de suelo, pasando a una agrupación más compacta; sin embargo, un aumento análogo del esfuerzo total o de la presión intersticial (o de poro), manteniendo constante el esfuerzo efectivo producirá lógicamente un efecto escaso o nulo sobre la compactación de las partículas.

La definición de esfuerzo efectivo y el hecho de que está relacionado con el comportamiento del suelo se combinan para establecer el principio de esfuerzos efectivos que puede plantearse de la siguiente forma (Lambe, 1996): a) El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión intersticial (o de poro) y b) El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, principalmente la compresibilidad y la resistencia.

3.3.2. Deducción de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

En la figura 3.3 se muestra una capa de arcilla que está sometida a un aumento repentino de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma$, el cual se distribuye de manera uniforme en toda el área semiinfinita (Whitlow, 1996).

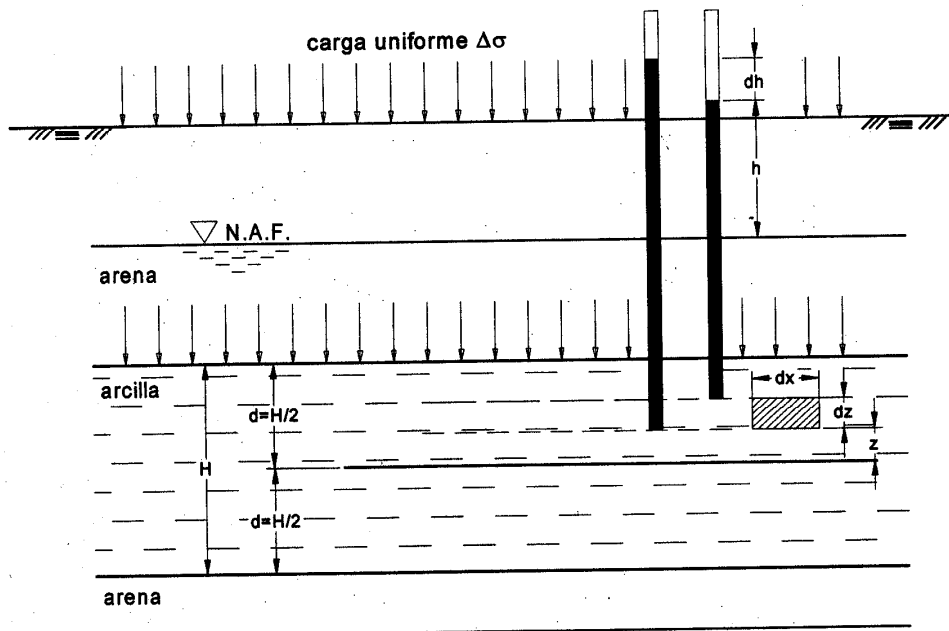


Figura. 3.3. Distribución del exceso de presión de poro en una capa de arcilla en sección vertical, (Whitlow, 1996).

En el instante de aplicación de la carga con tiempo t igual a cero, la presión del agua en los poros de la capa de arcilla aumentará en Δu_0 de manera uniforme en toda la capa de espesor H . Esto está representado por el diagrama "abcd" en la figura 3.4. Después de transcurrir el tiempo t , el drenaje en las capas de arena por encima y por debajo de la capa de arcilla, habrá causado que el exceso de presión en el agua de los poros se reduzca al perfil que se muestra en la zona sin sombreadar del diagrama "abcd" de la figura 3.4.

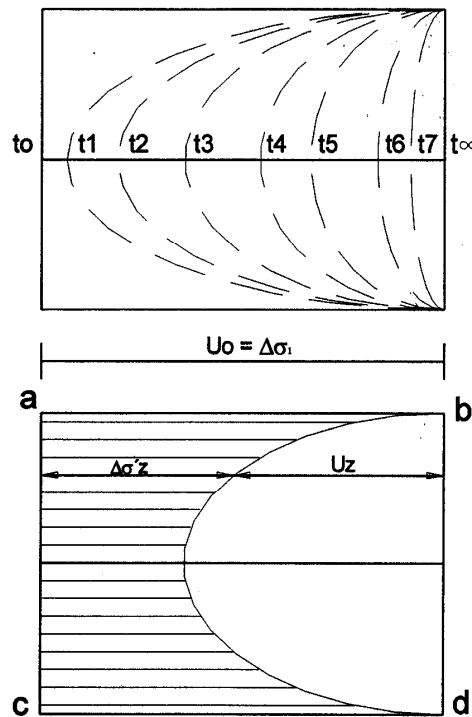


Figura. 3.4. Distribución del exceso de presión de poro en una capa de arcilla sometida a un aumento uniforme del esfuerzo vertical de poro, (Whitlow, 1996).

Considérese ahora una capa elemental dentro del estrato de arcilla con un espesor dz , en el cual al tiempo t , el exceso de presión del agua en los poros es u . Al introducir columnas verticales hipotéticas (ver figura 3.3.), se puede demostrar que la caída de la presión del agua en los poros a través del elemento es dh .

La figura 3.5. muestra una porción prismática de la capa elemental con dimensiones dx , dy , dz . El drenaje a través de la muestra es unidimensional en la dirección del eje Z, con un gradiente hidráulico de $-\partial h / \partial z$.

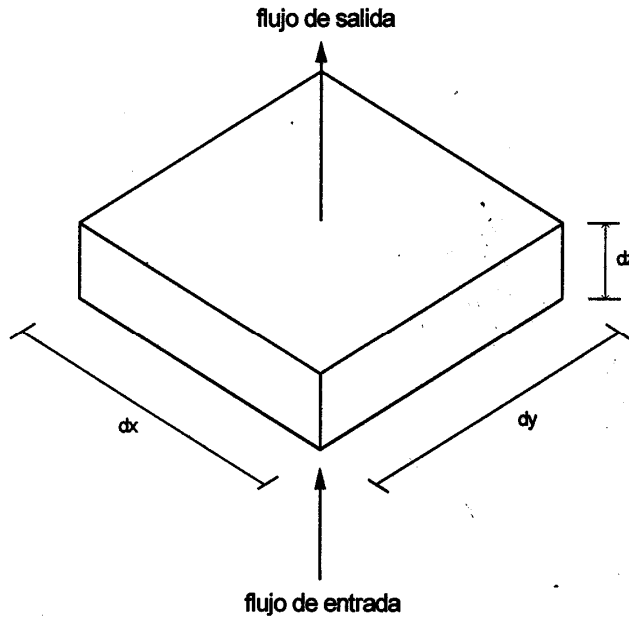


Figura. 3.5. Flujo unidimensional a través de un elemento prismático de suelo, (Whitlow, 1996).

De acuerdo con la ley de Darcy, las condiciones de flujo son:

$$\text{Flujo de entrada: } q_{ze} = vA = k_s i A = -k_s \frac{\partial h}{\partial z} dx dy \quad (3.10)$$

$$\text{Flujo de salida: } q_{zs} = -k_s \frac{\partial h}{\partial z} dx dy + k_s \frac{\partial}{\partial z} \left(-\frac{\partial h}{\partial z} \right) dx dy dz \quad (3.11)$$

donde: i es el gradiente hidráulico (adimensional), v es la velocidad del fluido (LT^{-1}), A es el área del tubo de flujo (L^2) y k_s es el coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica (LT^{-1}).

La velocidad neta de flujo de salida del elemento es:

$$-k_s \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} dx dy dz \quad (3.12)$$

Por otro lado, el volumen de vacíos en el elemento es:

$$\frac{e}{1+e} dx dy dz \quad (3.13)$$

Por lo tanto, la velocidad de cambio de volumen de vacíos es:

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\frac{e}{1+e} dx dy dz \right) = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} dx dy dz \quad (3.14)$$

donde: e es la relación de vacíos del elemento (adimensional).

Entonces, la velocidad de flujo de salida del elemento debe ser igual a la velocidad de cambio del volumen de vacíos; igualando la ecuación (3.12) con la ecuación (3.14) se tiene la siguiente expresión:

$$-k_s \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = \frac{\partial e}{\partial t} \frac{1}{1+e} \quad (3.15)$$

pero:

$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial u}{\gamma_w} \quad (3.16)$$

y el coeficiente de compresibilidad volumétrica (m_v) se expresa como:

$$m_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{1}{1+e} \quad (3.17)$$

$\frac{\partial e}{\partial \sigma'}$ y σ se suponen constantes.

donde: γ_w es el peso específico del agua (FL^{-3}) y u es la presión de poro (FL^{-2}).

Sustituyendo:
$$\frac{k_s \partial^2 u}{\gamma_w \partial z^2} = -m_v \frac{\partial \sigma'}{\partial t} \quad (3.18)$$

o bien:
$$\frac{k_s \partial^2 u}{m_v \gamma_w \partial z^2} = -\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3.19)$$

Finalmente, si se define el coeficiente de consolidación (c_v) como:

$$c_v = \frac{k_s}{m_v \gamma_w} \quad (3.20)$$

Sustituyendo c_v en la ecuación (3.19), se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (3.21)$$

La ecuación (3.21) es la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional. Ésta expresión establece las variaciones de la presión en exceso de la hidrostática u , con respecto a la profundidad z y el tiempo t durante un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical (*Whitlow, 1996*).

3.3.3. Hipótesis de aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional

Para aplicar la teoría de la consolidación unidimensional, es necesario hacer las siguientes hipótesis: a) el suelo está totalmente saturado y es homogéneo; b) tanto el agua como las partículas del suelo son incompresibles; c) se puede aplicar la ley de *Darcy* para el flujo de agua; d) la variación de volumen es unidimensional en la dirección del esfuerzo aplicado; e) el coeficiente de permeabilidad en ésta dirección permanece constante y f) la variación de volumen corresponde al cambio en la relación de vacíos.

3.3.4. Solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Considérese un estrato arcilloso de espesor $2H$ en el cual el agua puede drenarse por sus caras superior e inferior (ver figura 3.6.). Resulta evidente que no ocurre ningún flujo a través del plano de simetría a la profundidad H . El agua situada a menor profundidad, drena por la cara superior y el agua situada a mayor profundidad drena por la cara inferior. Por lo tanto, dicho plano de simetría puede considerarse como una superficie impermeable; lo que implica que la distribución de la presión en exceso de la hidrostática sea como se muestra en la figura 3.7 (*Juárez & Rico, 1997*).

Las condiciones de frontera que deben satisfacerse son:

$$\text{a) Para todo } t = t > 0 \quad \text{en } z = 0 \quad \text{y} \quad z = 2H \quad u = 0$$

$$\text{b) Para todo } t = 0 \quad \text{en } 0 < z < 2H \quad u = \Delta P$$

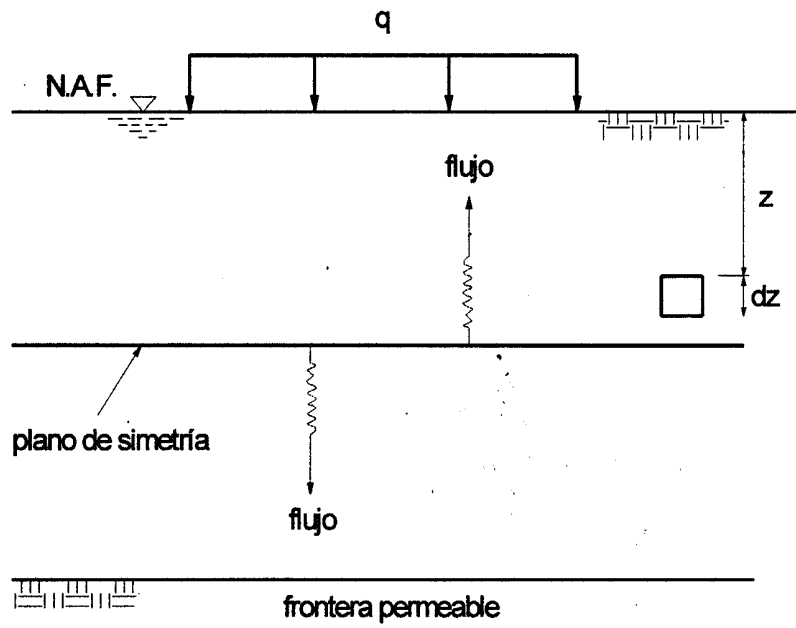


Figura. 3.6. Depósito de suelo drenado por ambas caras.

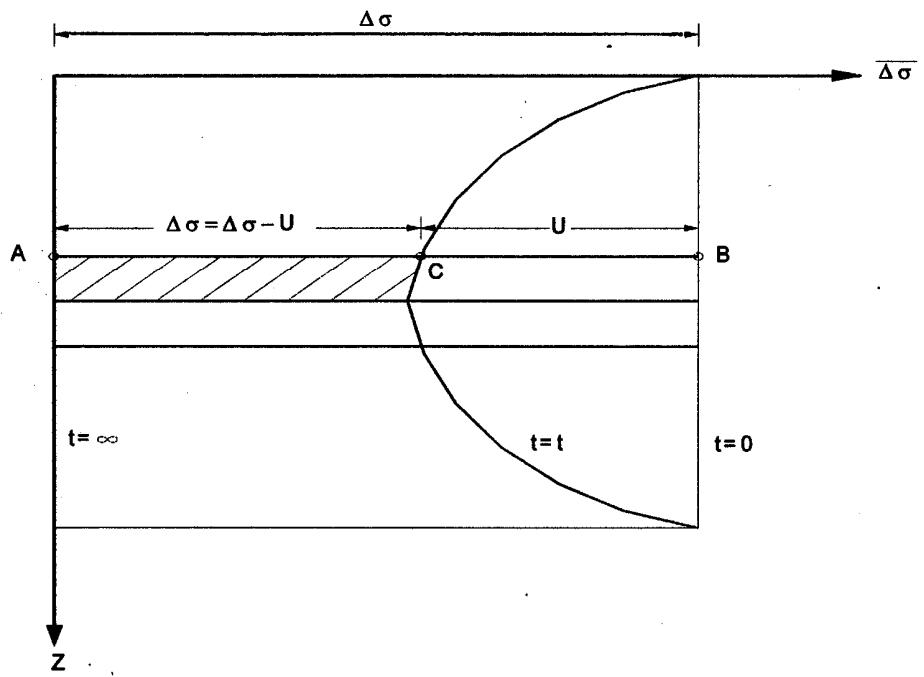


Figura. 3.7. Distribución de presiones en exceso de la hidrostática dentro del depósito de suelo.

La solución a la que finalmente se llega es (Juárez & Rico, 1997):

$$u = \Delta\sigma \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n-1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)}{2} \times \frac{z}{H} \right] \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 C_v t}{4H^2}} \right\} \quad (3.22)$$

$$u = f(z, t)$$

donde: ε es la base de los logaritmos naturales (no se denota por "e" para no confundirla con la relación de vacíos); H es el espesor efectivo de drenaje (no el espesor total del estrato compresible), es decir, la máxima longitud que sigue el agua al drenar en el proceso de consolidación (ver figuras 3.8. y 3.9.) y C_v es el coeficiente de consolidación, el cual se determina de la siguiente forma:

$$C_v = \frac{k_s (1 + e_0)}{\gamma_w a_v} \quad (3.23)$$

donde: a_v es el coeficiente de compresibilidad y se calcula de la siguiente forma:

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_z} \quad (3.24)$$

La expresión (3.24), es la pendiente de la curva de compresibilidad y obtiene un valor muy elevado cuando se trata de un suelo muy compresible; mientras que para un suelo no susceptible a grandes cambios de volumen obtiene un valor muy bajo (Juárez & Rico, 1997).

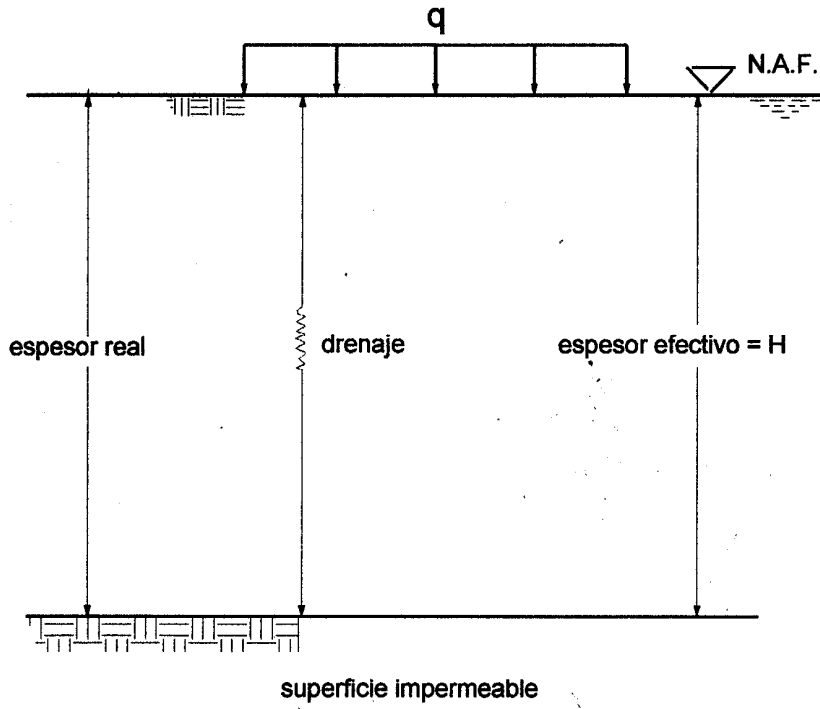


Figura. 3.8. Esquema que ilustra el concepto de espesor efectivo de drenaje con superficie impermeable.

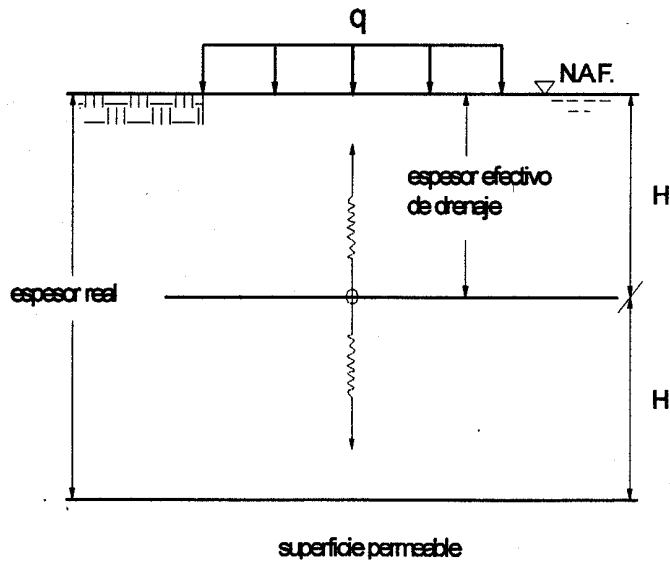


Figura. 3.9. Esquema que ilustra el concepto de espesor efectivo de drenaje con superficie permeable.

La expresión (3.22) puede también expresarse adimensionalmente como:

$$\frac{u}{\Delta\sigma} = \sum_{n=0}^{\infty} \left\{ \frac{4}{(2n-1)\pi} \operatorname{sen} \left[\frac{(2n+1)}{2} \times \frac{z}{H} \right] \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right\} \quad (3.25)$$

donde: T es el factor tiempo (adimensional) y se determina por:

$$T = \frac{C_v t}{H^2} \quad (3.26)$$

Con base a la ecuación (3.25), es posible obtener una expresión que defina el grado de consolidación (U %) en términos de "u"; esto es, obtener una función $U \% = f(u)$. Para ello se define como "grado de consolidación o porcentaje de consolidación" del suelo a una profundidad z y en un instante t, a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que habrá de producirse bajo el incremento de carga impuesto. La curva representada en la figura 3.7, permite establecer esa definición como:

$$U_z (\%) = \frac{\Delta\sigma - u}{\Delta\sigma} \times 100 = \left(1 - \frac{u}{\Delta\sigma} \right) \times 100 \quad (3.27)$$

Similarmente, es posible definir el grado de consolidación para el estrato completo considerando en un instante t, la siguiente relación de áreas dada por:

$$U = \frac{\int_0^{2H} (\Delta\sigma - u) dz}{\Delta\sigma \times 2H} \times 100 \quad (3.28)$$

Al sustituir la expresión para "u" y resolver la integral se tiene que el grado de consolidación para cualquier instante t, está dado por:

$$U (\%) = 100 \left[1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{8}{(2n+1)^2 \pi^2} \varepsilon^{-\frac{(2n+1)^2 \pi^2 T}{4}} \right] \quad (3.29)$$

La ecuación anterior representa el grado de consolidación de un depósito de suelo para cualquier tiempo y es válida para todo suelo fino saturado. Como se puede observar, tal expresión representa a dos variables adimensionales: $U = f(T)$. Como no existen dimensiones físicas, a partir de la ecuación (3.29) es posible tabular y graficar los valores del grado de consolidación ($U \%$) en función del factor tiempo (T), ver tabla 3.1. y figuras 3.10. y 3.11.

Tabla 3.1. Relación teórica del grado de consolidación ($U \%$) en función del factor tiempo (T).

U (%)	T
0	0.000
10	0.008
15	0.018
20	0.031
25	0.049
30	0.071
35	0.096
40	0.126
45	0.159
50	0.197
55	0.238
60	0.287
65	0.342
70	0.405
75	0.477
80	0.565
85	0.684
90	0.848
95	1.127
100	∞

El problema de determinar el asentamiento δ_t que ha ocurrido en un cierto tiempo t , se reduce solo a calcular primero el factor tiempo (T) y con dicho valor obtener el grado de consolidación (U %) correspondiente.

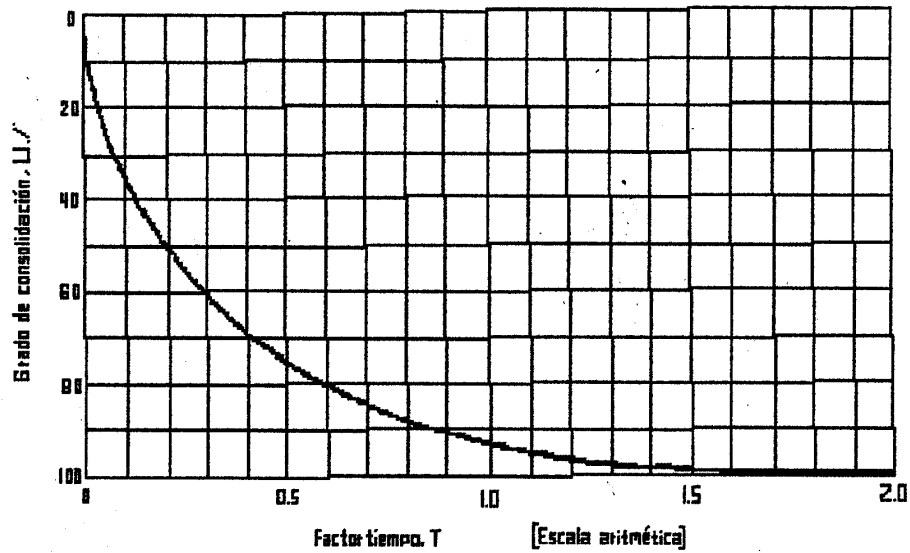


Figura. 3.10. Curva teórica de consolidación en trazado aritmético, (Juárez & Rico, 1997).

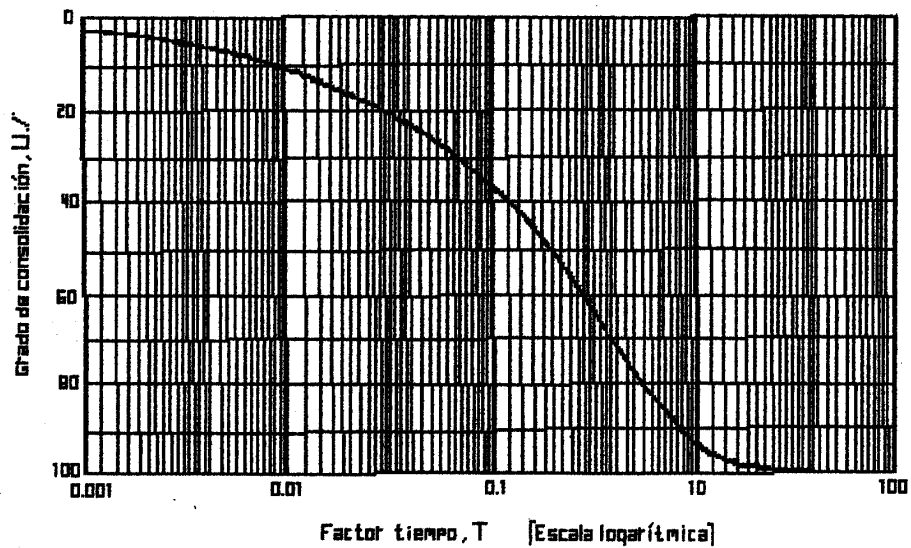


Figura. 3.11. Curva teórica de consolidación en trazado semilogarítmico, (Juárez & Rico, 1997).

Una vez determinado el grado de consolidación, el asentamiento ocurrido δ_t , se determina de inmediato por la ecuación:

$$\delta_t = \frac{U (\%)}{100} \times \Delta H \quad (3.30)$$

donde: ΔH es el asentamiento total que sufrirá el estrato de suelo compresible, ya sea que éste sea preconsolidado o normalmente consolidado.

3.4. Cálculo del asentamiento total por consolidación primaria

Debido a la heterogeneidad de los suelos, resulta imposible definir expresiones matemáticas que permitan calcular exactamente los asentamientos, por ello, para determinar los asentamientos que sufre un depósito de suelo, se recurre a la comparación de lo que ocurre en el depósito con una prueba de consolidación en una muestra. Los tiempos de consolidación de un depósito natural son distintos de los tiempos de consolidación de una muestra sometida a consolidación; sin embargo, los parámetros que definen las propiedades de la compresibilidad son "idénticas" en ambos casos, esto resulta muy ventajoso en el análisis de asentamientos (Juárez & Rico, 1997).

Considérese un depósito de arcilla saturada de espesor H sujeto a consolidación por efecto de una carga superficial $\Delta\sigma$; al pasar algún tiempo t , el espesor H del depósito disminuirá un cierto valor δ_t ; si el tiempo transcurrido es suficientemente grande como para que el depósito termine su proceso de consolidación, la disminución en el espesor será la que ocurra en su totalidad (ΔH); esto está representado en las figuras 3.12. y 3.13, en las que se pueden ver el depósito de suelo natural y la representación esquemática del depósito de la masa de suelo respectivamente (Juárez & Rico, 1997).

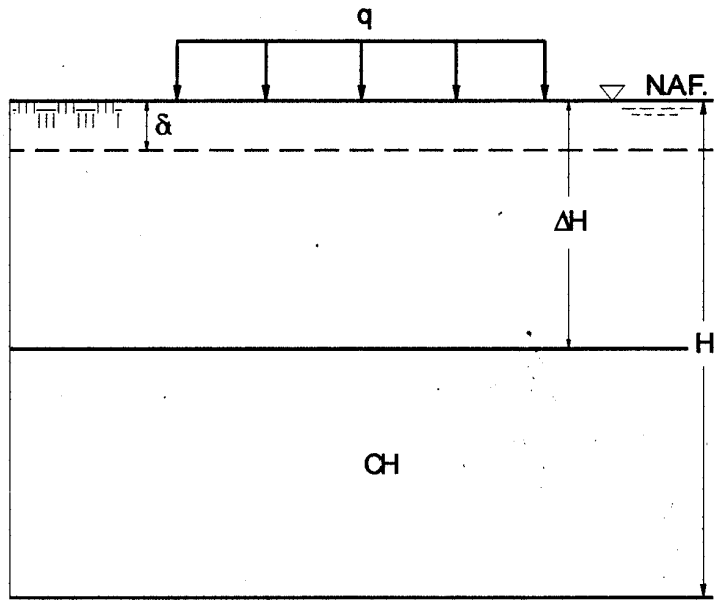


Figura. 3.12. Depósito en la naturaleza.

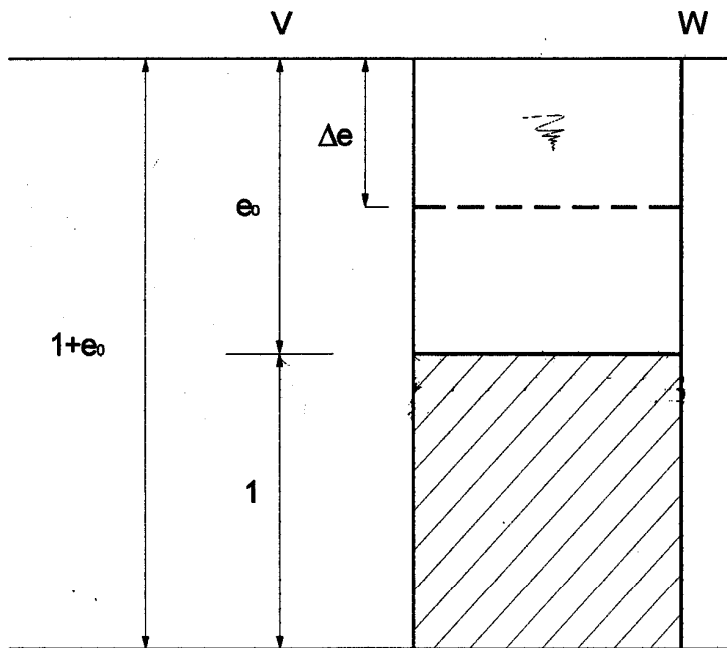


Figura. 3.13. Representación esquemática del depósito de suelo.

Considerando una sección transversal A , los volúmenes y cambios volumétricos, tanto en el depósito natural, como en la muestra de suelo, se determinan de la siguiente manera:

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H \quad (3.31)$$

donde: ΔH es el asentamiento total por consolidación primaria; Δe es el cambio en la relación de vacíos producido por el incremento de esfuerzos inducido por la carga superficial; e_0 es la relación de vacíos inicial y H es el espesor total del estrato.

La expresión (3.31) para el cálculo de asentamientos por consolidación primaria, también se puede expresar de la siguiente forma sustituyendo los valores de a_v (coeficiente de compresibilidad) y m_v (coeficiente de variación volumétrica):

Si $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_z}$ y $m_v = \frac{a_v}{1 + e_0}$; entonces:

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma_z H \quad (3.32)$$

3.5. Prueba de compresión confinada

En esta prueba se somete a una muestra de suelo en el laboratorio a un proceso de deformación unidimensional, confinándolo lateralmente con un anillo metálico y aplicándole cargas axiales por incrementos, se simula así, el proceso de consolidación de los suelos por efectos de cargas en la superficie de los mismos, se hace la hipótesis de que el suelo lateral ofrece un confinamiento tan eficaz que las deformaciones laterales son despreciables (*Juárez & Rico, 1997*). El consolidómetro utilizado para esta prueba es conocido como "consolidómetro de anillo flotante"; llamado así, porque puede desplazarse durante la consolidación del suelo (ver figura 3.14.).

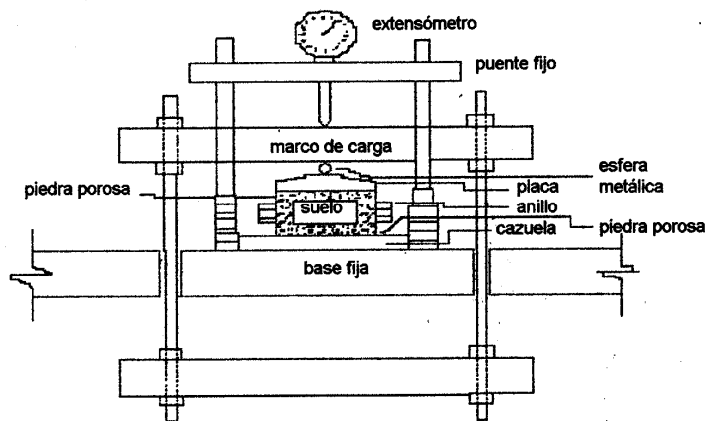


Figura. 3.14. Consolidómetro de anillo flotante, (Juárez & Rico, 1997).

El objetivo de la prueba de compresión confinada es determinar las deformaciones y la velocidad del decremento de volumen que se produce en un espécimen de suelo confinado lateralmente y sujeto a una carga axial. Durante la prueba, se aplican una serie de incrementos crecientes de carga axial y por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través de las piedras porosas colocadas en las caras superior e inferior de éste. Las deformaciones se miden con un extensómetro montado en un puente fijo y conectado a la placa de carga sobre la piedra porosa superior. Para cada incremento de carga aplicada se miden las deformaciones del espécimen de suelo, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones hasta que la velocidad de la deformación se reduzca prácticamente a cero (Juárez & Rico, 1997). Los datos registrados permiten obtener la curva de consolidación, de la cual se habla más adelante.

3.5.1. Curvas de compresibilidad

Una vez que el suelo alcanza su máxima deformación bajo un incremento de carga aplicado, su relación de vacíos llega a un valor menor que el inicial y puede determinarse a partir de los datos iniciales de la muestra y las lecturas del extensómetro. De esta forma, para cada incremento de carga aplicado se tiene finalmente un valor de la relación de vacíos y otro de la presión correspondiente que actúa sobre el espécimen. Una vez aplicados todos los incrementos de carga, se tienen valores para construir una gráfica en cuyas abscisas se grafican los valores de la presión efectiva actuante, en escala natural o logarítmica y en las ordenadas se anotan los valores correspondientes de la relación de vacíos "e", en escala natural. Estas curvas se llaman "curvas de compresibilidad" y de ellas se obtiene una en cada prueba de consolidación completa. En las figuras 3.15. y 3.16. se pueden ver fuera de escala las formas típicas de estas curvas (Juárez & Rico, 1997).

Generalmente, en una curva de compresibilidad se definen tres tramos diferentes; estos tramos se pueden ver representados en la figura 3.16, en la cual el tramo A, es un tramo curvo que comienza en forma casi horizontal y cuya curvatura es progresiva, alcanzando su máximo en la proximidad de su unión con el tramo B. Generalmente el tramo B, es un tramo recto aproximadamente, y con él se llega al final de la etapa de carga de la prueba al aplicar el máximo incremento de carga, al cual corresponde la máxima presión sobre la muestra. A partir de éste punto es común en la prueba de consolidación someter al espécimen a una segunda etapa, pero ahora de descarga, en la que se somete al espécimen a cargas decrecientes, permaneciendo cada decremento el tiempo suficiente para que la velocidad de deformación se reduzca prácticamente a cero; en ésta etapa se tiene una recuperación del espécimen, aunque éste nunca llega de nuevo a su relación de vacíos inicial; el tramo C, corresponde a ésta segunda etapa, con el espécimen llevado a carga final nula como es usual. El tramo A, de la curva de compresibilidad suele llamarse "tramo de recompresión", el tramo B, "tramo virgen" y el tramo C, "tramo de descarga".

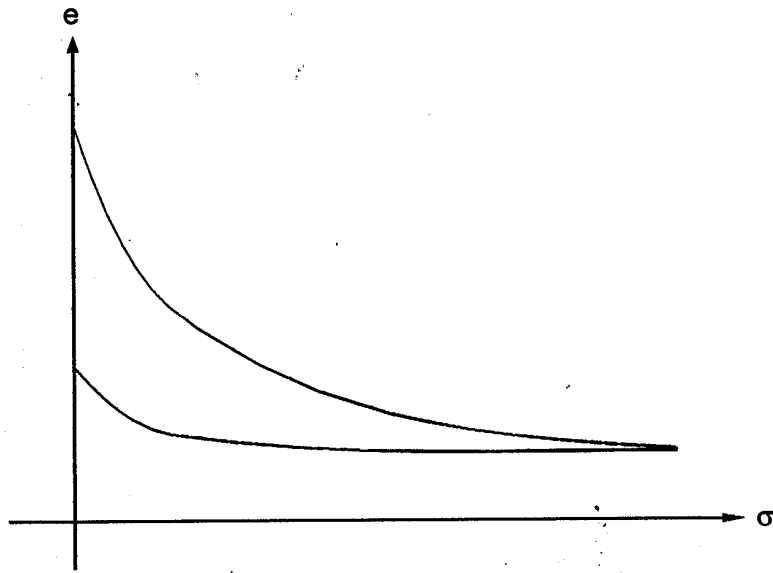


Figura. 3.15. Forma típica de la curva de compresibilidad en representación aritmética, (Juárez & Rico, 1997).

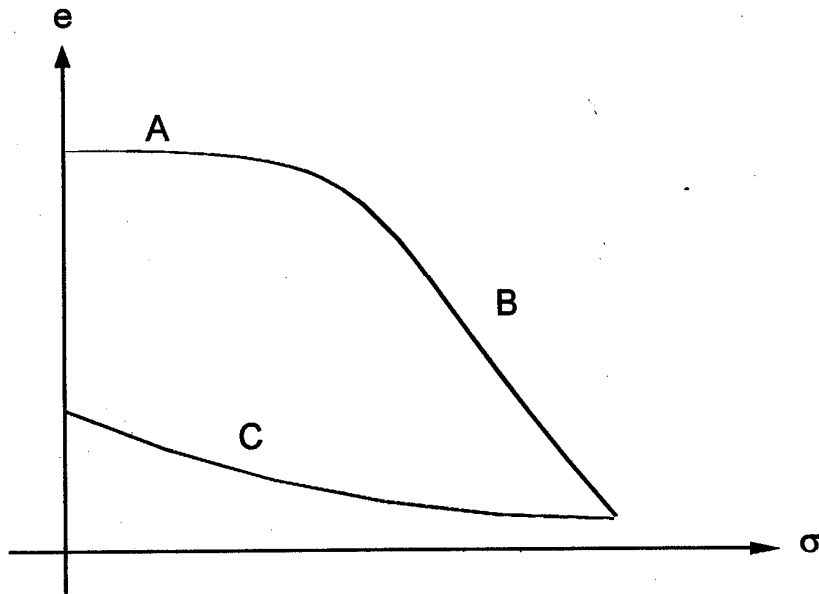


Figura. 3.16. Forma típica de la curva de compresibilidad en representación semilogarítmica, (Juárez & Rico, 1997).

La razón de estos nombres se basa en la siguiente explicación (Juárez & Rico, 1997): Considérese un experimento en el que la muestra de arcilla se somete a un ciclo de carga y descarga correspondiente a una prueba de consolidación unidimensional y de inmediato, una vez descargada, se vuelve a cargar con una presión mayor que la máxima alcanzada en el primer ciclo y posteriormente se vuelve a descargar, hasta llegar a la condición de presión inicial. En la figura 3.17. se puede ver representado este procedimiento.

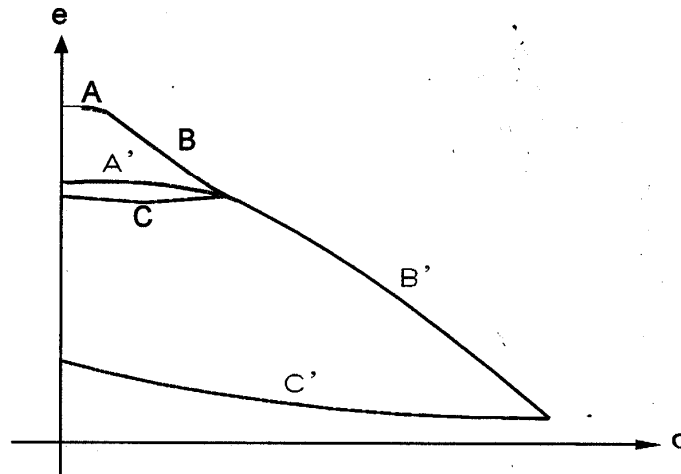


Figura. 3.17. Curva de compresibilidad para los procesos de carga y descarga consecutivos, (Juárez & Rico, 1997).

Para el primer ciclo de carga y descarga se obtiene la gráfica ABC, de acuerdo con lo mencionado anteriormente, y para el segundo ciclo de carga y descarga, corresponde la gráfica A'B'C'. El tramo A', es el tramo de "recompresión" y se extiende hasta la máxima presión a la que se haya cargado el suelo en el ciclo anterior, mientras que B' es el "nuevo tramo virgen" y se define como la prolongación del tramo virgen del primer ciclo y C', es el tramo de "descarga" que resulta similar al tramo C del primer ciclo. Como puede observarse en la figura 3.17, el tramo de recompresión es el A', ya que aquí se están aplicando a la muestra de suelo presiones que ésta ya soportó en una época anterior, mientras que el tramo virgen B' resulta de aplicar a la muestra de suelo presiones nunca antes soportadas y C' es el tramo de descarga en el que se deja de aplicar presión a la muestra de suelo (Juárez & Rico, 1997).

3.5.2. Curvas de consolidación

Para cada incremento de carga aplicado a una muestra de suelo sometida a consolidación, se toman lecturas en el extensómetro con el fin de conocer la deformación correspondiente a diferentes tiempos. Los datos de estas lecturas se dibujan en escala logarítmica en una gráfica que tenga por abscisas los valores de los tiempos transcurridos y como ordenadas los valores correspondientes a las deformaciones registradas en el extensómetro, en escala natural. Estas curvas se llaman "curvas de consolidación" y se obtiene una por cada incremento de carga aplicado a la muestra de suelo (Juárez & Rico, 1997).

En la figura 3.18, se muestra fuera de escala la forma típica de una curva de consolidación, por medio de la cual se pueden obtener las deformaciones que sufre la muestra de suelo en determinados tiempos para un incremento de carga durante la prueba de consolidación.

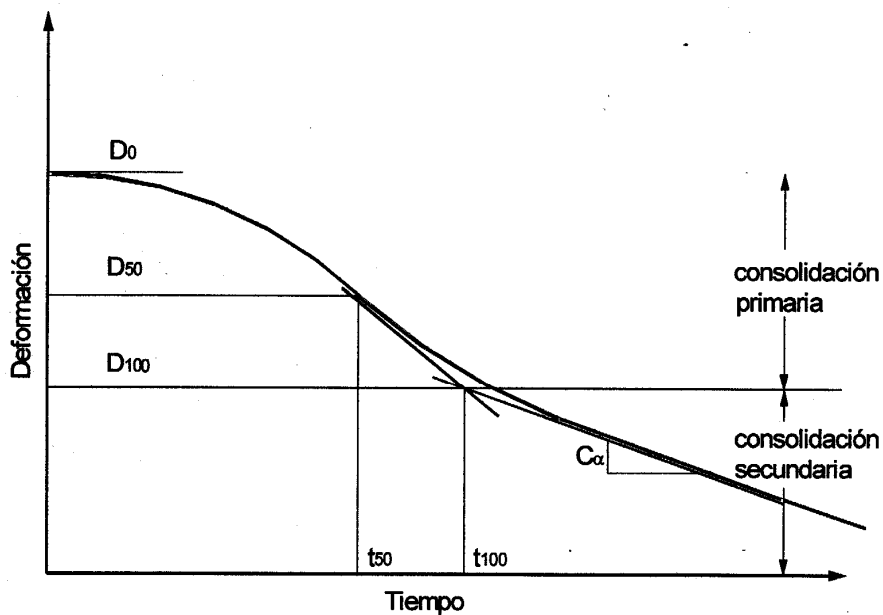


Figura. 3.18. Forma típica de una curva de consolidación para un incremento de carga, (Juárez & Rico, 1997).

3.6. Cálculo de asentamientos por consolidación secundaria

Una vez terminada la consolidación primaria del suelo, la estructura continua asentándose por algún tiempo, debido a la carga aplicada. Este asentamiento es producido por la consolidación secundaria (o compresión secundaria) del suelo y puede durar mucho años, pero en una proporción aproximadamente logarítmica (*Bowles, 1996*). Al finalizar la consolidación secundaria, el suelo ha alcanzado una nueva condición de k_0 (coeficiente de esfuerzo lateral en deformación unidimensional).

La pendiente del tramo de consolidación secundaria de la curva tiempo-deformación en escala logarítmica (ver figura 3.18.), es aproximadamente constante para un suelo dado. Con base en esta observación, es necesario tomar solamente un incremento de carga suficientemente grande para determinar la pendiente de este tramo de la curva (coeficiente de consolidación secundaria), la cual representa la magnitud de la consolidación secundaria del suelo y se calcula de la siguiente manera (*Bowles, 1996*):

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_s / H_i}{\log t_2 / t_1} \quad (3.33)$$

y debido a que $\frac{\Delta H_s}{H_i} = \Delta \varepsilon$, se tiene:

$$C_\alpha = \frac{\Delta \varepsilon}{\log t_2 / t_1} \quad (3.34)$$

Entonces, el asentamiento por consolidación secundaria, se estima como:

$$\Delta H_s = H C_\alpha \log \frac{t_1 + \Delta t}{t_1} \quad (3.35)$$

donde: H es el espesor del estrato (L), H_i es el espesor de la muestra de suelo (L), t_1 es el tiempo inicial después de la consolidación primaria y t_2 es el tiempo final después de t_1 .

3.7. conclusión

Como se desprende de lo tratado en este capítulo, es de gran utilidad recurrir a la prueba de consolidación unidimensional, en la cual se somete a una muestra representativa del suelo en estudio a incrementos de carga en dirección vertical para poder determinar el grado de deformación y en general, las propiedades de compresibilidad de dicho suelo. El asentamiento de la masa de suelo debido a la consolidación primaria se puede obtener también con dicha prueba, desarrollada por *Terzaghi*; mientras que el asentamiento de la masa de suelo debido a la consolidación secundaria se obtiene con la pendiente del tramo recto de la curva de consolidación.