

ASENTAMIENTOS EN SUELOS ARCILOSOS EN CASOS EN QUE LOS CRITERIOS 1-D Y CONSOLIDACION PRIMARIA NO SON SUFICIENTES

Pablo Carrillo Fernández, Ingeniero Civil.

Victor Ruiz Rivera, Ingeniero Civil.

Rodrigo Zapata Inostroza, Ingeniero Civil.

En general las arcillas se caracterizan por su gran compresibilidad y su capacidad para retener agua, es por eso que la estimación de asentamientos en este tipo de suelos se analiza principalmente basándose en la teoría clásica de consolidación de Terzagui. Se discutirán las hipótesis y limitaciones de esta teoría en conjunto con un revisión de los casos particulares donde los criterios 1-D y consolidación primaria no son suficientes, se presentan un caso histórico donde se realiza una comparación entre asentamientos estimados teóricamente y los reales medidos en terreno los cuales difieren considerablemente.

ASENTAMIENTOS EN SUELOS FINOS

En el diseño de fundaciones para estructuras de ingeniería, interesa cuánto asentamiento ocurrirá y en qué tiempo. Asentamientos excesivos pueden causar daños en la estructura, especialmente si los asentamientos ocurren rápidamente.

El asentamiento total de un suelo cargado tiene estas tres componentes:

$$(1) \quad \Delta H_t = \Delta H_i + \Delta H_c + \Delta H_s$$

ΔH_i : **Asentamiento instantáneo**: aunque en realidad no es elástico, es usualmente calculado con la teoría de la elasticidad, y en un suelo homogéneo e isótropo viene dado por la formula:

$$(2) \quad \Delta H_i = \Delta q_s \frac{B(1-\mu^2)}{E}$$

El comportamiento esencialmente lineal-elástico que han observado diversos autores al aplicar una carga rápida en arcillas preconsolidadas, validan en principio el empleo de la teoría elástica. Por definición, en suelos finos, el asentamiento instantáneo tiene lugar sin disipación de presiones intersticiales. Esto quiere decir que si es una arcilla saturada no habrá cambio de volumen, con número de poisson $\mu=0.5$.

ΔH_c : **Asentamiento por consolidación**: la arcilla, bajo cualquier tipo de carga, no se produce un cambio de volumen instantáneamente, sino que esto ocurre al cabo de un tiempo que a veces es muy largo. El proceso de disminución de volumen implica la necesidad de expulsar el agua sobrante, con el consiguiente aumento de la presión intersticial, la cual a medida que el agua es expulsada va disminuyendo y por otro lado van aumentando las cargas efectivas sobre el suelo.

ΔH_s : **Consolidación secundaria**: El exceso de presión de poros del agua se ha disipado, la carga transmitida a las partículas de suelo, produciéndose un reacomodo de estas.

TEORÍA DE CONSOLIDACIÓN.

Una arcilla en estado saturado que es sometida a un proceso de carga de compresión sufrirá un aumento de las presiones intersticiales debido a que todo el esfuerzo, puramente compresivo, será transmitido al agua contenida en el suelo. Debido al gradiente producido por la sobre presión el agua comenzará a fluir disminuyendo el volumen del suelo. Este proceso se denomina Consolidación.

Hipótesis de la Teoría Clásica de Consolidación

La teoría clásica de consolidación fue propuesta por primera vez por Terzaghi (1925). Los principales supuestos en los que se basa esta teoría son los siguientes:

1. El suelo es inicialmente homogéneo.
2. El suelo está totalmente saturado con agua.
3. Partículas de suelo y agua incompresibles. La compresión del estrato ocurre solo por cambios de volumen producto de los vacíos que genera el agua al ser expulsada del estrato.
4. Se supone que el cálculo infinitesimal es aplicable a medios constituidos por partículas de tamaño fino.
5. Compresión unidimensional.
6. Flujo unidimensional.
7. Validez de la ley de Darcy, con respecto al flujo del agua que sale de los poros del suelo, la carga de velocidad $v^2/2g$ es despreciable.
8. El índice de poros depende solo de la tensión efectiva.
9. Las deformaciones unitarias son pequeñas.
10. Coeficiente de Consolidación, C_v , el coeficiente de compresibilidad a_v , el coeficiente de permeabilidad de Darcy, k , permanecen constante durante todo el proceso de consolidación.

Aplicación Teoría de Consolidación

La teoría clásica de consolidación es uno de los métodos más utilizados en la solución de problemas de ingeniería geotécnica. Desde que fue desarrollada, hace 85 años, ha sido aplicada para estimar magnitud y velocidad de asentamientos en diversos proyectos de ingeniería y a pesar de que han surgido otros métodos más avanzados la teoría sigue siendo la herramienta más efectiva para enseñar y entender los fundamentos físicos del proceso de consolidación.

Sin embargo, al momento aplicar la teoría clásica de consolidación en problemas reales de ingeniería, se debe tener presente que las hipótesis son potenciales fuentes de error en la estimación de magnitud y velocidad de asentamiento. A continuación se presentan los supuestos del método de Terzaghi que frecuentemente no se cumplen en suelos reales y por tanto limitan su aplicación.

-Coeficiente de Consolidación, C_v , constante:

Durante el proceso de consolidación se producirán variaciones de la presión efectiva del suelo. En el caso de una arcilla pre-consolidada, el valor de C_v disminuirá considerablemente si la tensión efectiva alcanza el valor de pre-consolidación. En el caso una arcilla normalmente consolidada el valor de C_v aumentará conforme aumente la tensión efectiva. Lo anterior se traduce en que C_v será variable espacialmente con la profundidad del estrato, y temporalmente mientras se completa el proceso de consolidación, y finalmente en que los asentamientos se generarán a una velocidad distinta a la calculada.

-Comportamiento Tensión-Deformación lineal y elástico:

La compresibilidad del esqueleto mineral de los suelos no es lineal ni elástica. Un comportamiento lineal elástico implica proporcionalidad entre cambios de tensión y cambios de deformación. Sin embargo, para la mayoría de las arcillas las deformaciones aumentan, aproximadamente, en proporción al logaritmo de la tensión efectiva. Además, la compresibilidad aumenta rápidamente en el momento en que la tensión efectiva alcanza la presión de consolidación. Un escenario aún más complejo se presenta para presiones efectivas dentro del rango normalmente consolidado, ya que las arcillas son mucho más rígidas en descarga. (disminuyendo la tensión efectiva) que en el proceso de carga (aumentando la tensión efectiva). Estas diferencias entre el comportamiento de arcillas reales y la relación simplificada de tensión deformación asumida por la

teoría clásica de consolidación pueden generar errores considerables en la aplicación del método.

-Distribución de Deformaciones. Al aplicar la teoría clásica de consolidación, frecuentemente se utiliza la relación entre el grado de consolidación (U) y el factor tiempo (T), publicada en la mayoría de los textos Sin embargo, dicha relación U vs T está asociada a una distribución de deformaciones constante con respecto a la profundidad del estrato (Caso A, Figura 1). Tal como fue demostrado por Terzaghi y Frolich (1936) y Janbu (1965), en suelos reales esta condición no siempre se cumple siendo las deformaciones variables en profundidad, resultando una relación U vs T distinta (Casos B y C, FIG. 1). En la mayoría de los casos las deformaciones disminuyen en profundidad, tal manera que los asentamientos por consolidación ocurren de forma más rápida que para una condición de deformaciones uniforme (para condición simplemente drenada).

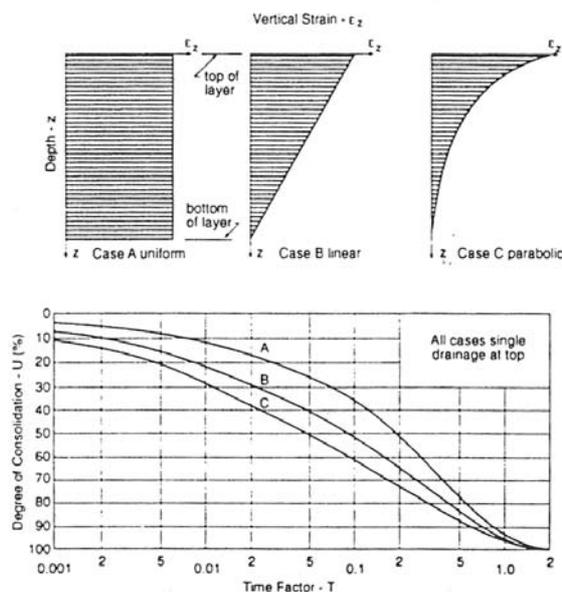


FIG. 1. Influencia de la distribución de deformaciones unitarias en la velocidad de consolidación (Terzaghi y Frolich (1936) y Janbu (1965)).

ASENTAMIENTOS QUE NO DEPENDEN DE LOS CRITERIOS 1-D Y CONSOLIDACION PRIMARIA

Deformaciones diferidas de origen no hidrodinámico

Una vez producida la disipación del exceso de presiones de poros, La deformación puede mantenerse como un proceso diferido en el tiempo por distintas causas ajenas al efecto de las disipaciones de presiones de poros.

Esta deformación puede ser explicada por fenómenos físicoquímicos complejos como en el caso de la consolidación secundaria, la cual se discutirá más adelante, o también puede deberse al caso de la “rotura de partículas” más bien asociada a suelos de origen rocoso.

Tanto en arcillas como en arenas la deformación diferida puede tener una explicación, al menos parcial, en la teoría de la “deformación por escalones” si bien esta teoría no fue establecida para suelos, diversos autores (Murallama y Shibata 1958, 1961) la proponen asumiendo que su validez cuantitativa no ha sido comprobada hasta ahora.

Básicamente esta teoría se basa en que las posiciones relativas de los átomos están fijadas por barreras de energía, para atravesar esta es necesario cierto nivel de energía, llamada energía libre de activación. Esta energía es liberada por fuerzas externas que producen un desequilibrio a nivel molecular llamado agitación térmica de los átomos. De esta forma cierto número de átomos o moléculas atraviesan las barreras que los mantenían en una posición determinada.

Consolidación Secundaria

Este efecto se considera un fenómeno de flujo viscoso y se atribuye al deslizamiento progresivo diferido en el tiempo producido por un reacomodo de partículas que tienden a un estado más compacto, a fin de amoldarse a una nueva condición de carga. Para muchos tipos de materiales así como el plástico, el hormigón, o el acero este fenómeno de deformación progresiva es denotado *creep* (fluencia lenta a carga sostenida en el tiempo). En estos materiales este comportamiento puede ser modelado razonablemente bien por teorías visco-elásticas o visco-plásticas. En estos modelos, el *creep* se modela como un elemento viscoso en el cual parte de las tensiones están relacionadas con la tasa de deformación del material.

En los suelos el fenómeno creep es analizado mediante un modelo especial, que ha sido basado tanto en pruebas de laboratorio como en observaciones de campo.

La relación entre deformación e incremento de tensiones en el largo plazo puede ser escrita como:

$$(3) \quad \varepsilon = \varepsilon_p + \varepsilon_s \log\left(\frac{t}{t_0}\right)$$

Donde ε_p es la deformación primaria debida a la disipación de las presiones de poros según la teoría de consolidación de Terzagui.

El termino ε_s se refiere a la deformación secundaria que ocurre después de la disipación de las presiones de poros. Esta deformación adicional puede describirse en

una primera aproximación como una relación semi-logarítmica (FIG. 2.) Este fenómeno puede ser modelado a nivel microscópico como el flujo de agua desde micro poros hacia poros más grandes o bien como un deformación lenta de los elementos de arcilla bajo la influencia de fuerzas elementales a nivel microscópicos

Estimación de la magnitud del asentamiento secundario

Además de las importantes ventajas que tiene trazar en forma semilogarítmica las curvas de consolidación, se pueden representar pruebas prolongadas en el tiempo durante meses. De estas observaciones realizadas en gran variedad de tipos de suelo, se reconoce que el efecto secundario está representado en la curva por una línea prácticamente recta, la pendiente de esta línea es la medida de la intensidad del efecto secundario y se denomina índice de compresión secundaria:

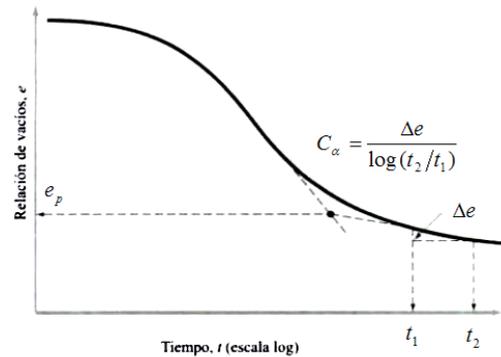


FIG. 2. Definición del índice de compresión secundario

El índice de compresión secundaria se define como:

$$(4) \quad C_\alpha = \frac{\Delta e}{\log(t_2/t_1)}$$

La magnitud de la consolidación secundaria se obtiene a partir de la siguiente relación:

$$(5) \quad S_s = C'_\alpha H \log\left(\frac{t_1}{t_2}\right), \text{ donde } C'_\alpha = \frac{C_\alpha}{1 + e_p}$$

e_p : relación de vacíos al final de la consolidación primaria

H : espesor del estrato de arcilla.

La intensidad del efecto secundario a lo largo del tramo virgen de la curva de compresibilidad, es relativamente grande para suelos inalterados. Puesto que la consolidación secundaria representa esencialmente un reacomodo adicional a la estructura interna del suelo después de que la mayor parte de la carga ha sido transferida del agua a la materia sólida, debe esperarse que las velocidades de esta compresión secundaria dependan del esfuerzo efectivo, siendo independientes

de la magnitud del incremento de carga precedente aplicado para alcanzar ese esfuerzo efectivo y del espesor del estrato. En la FIG. 3. se muestran curvas de consolidación análogas a las que realmente se obtienen en un mismo suelo, el que se lleva a un misma carga final, se emplean incrementos de carga diferentes. Puede observarse que cuanto menor es el incremento de carga, menos clara resulta la transición entre los efectos primario y secundario. Para porcentajes decrecientes del incremento de presión, la concavidad es menor, desapareciendo en una curva trazada con un incremento de un 20%; para el incremento de un 10% la curva se invierte, transformándose en convexa. En todos los casos la consolidación secundaria está representada por líneas rectas paralelas aproximadamente.

Como conclusión práctica se puede decir que en una prueba de consolidación deberán usarse incrementos de carga lo más grande posibles, con el objeto de obtener curvas de consolidación que no resulten distorsionadas por el efecto de secundario, sin embargo debe tenerse presente que si se emplean incrementos muy grandes las cantidades k , a_v , e pueden variar lo suficiente como para producir discrepancias importantes en los resultados de la aplicación de la teoría.

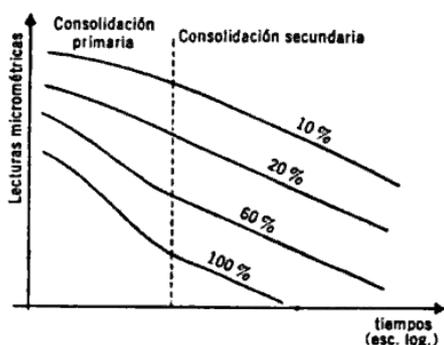


FIG. 3. Comparación de las curvas de consolidación secundaria empleando diferentes incrementos de carga

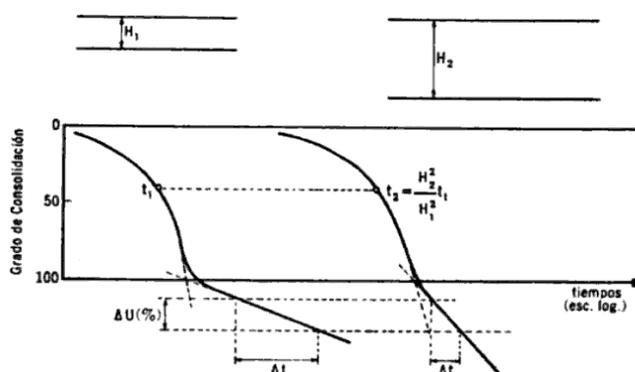


FIG. 4. Efecto del espesor del estrato en la velocidad del proceso de consolidación secundaria

El espesor de la muestra tiene un efecto sobre de las consolidaciones primaria y secundaria para un suelo dado (FIG. 4). Cuanto más delgada es la muestra, más corto es el tiempo necesario para la disipación de sobrepresiones intersticiales

El tiempo para alcanzar cierto grado de consolidación varía en proporción directa al cuadrado de los espesores de los estratos de suelo, como la evolución con el tiempo de la consolidación secundaria es independiente del espesor del estrato, las compresiones adicionales para un cierto Δt , deben ser iguales, por esto es que la línea de compresión secundaria tiene mayor pendiente en el estrato de mayor espesor. En consecuencia, la velocidad de consolidación secundaria es la misma en los dos estratos, sin embargo la distorsión de las curvas aumenta con el espesor; en el estrato más delgado la velocidad de consolidación primaria es mayor que la velocidad del efecto secundario, en el estrato más grueso la velocidad de consolidación primaria es baja y comparable con la secundaria. Así, si se desea estudiar el efecto primario en laboratorio se deberán usar muestras de espesor delgado a fin de evitar el efecto distorsionante de la consolidación secundaria.

Cuando se investigan asentamientos sobre estratos profundos de arcillas inorgánicas, la consolidación secundaria es de escasa significación práctica, ya que la primaria puede necesitar de varias décadas para desarrollarse.

El efecto secundario aumenta con el contenido de materia orgánica, esta es una razón por la cual la consolidación primaria de las arcillas orgánicas se desvía mas de la curva teoría que la de las inorgánicas, otra de las razones ya mencionadas es que C_v y e varían fuertemente en contraposición con las hipótesis de la Teoría clásica de consolidación.

Consolidación de arcillas sujetas a flujo bi y tridimensional.

La obtención de la ecuación de la consolidación sujetas a flujos bi y tridimensional se obtiene a partir de la ecuación de continuidad, se tiene:

$$(6) \quad \frac{\partial V}{\partial t} = \left(k_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

Considerando la carga total $h = h_e + \frac{u}{\gamma_w}$ obtenemos:

$$(7) \quad \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{1}{\gamma_w} \left(k_x \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + k_y \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + k_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) dx dy dz$$

Usando la relación entre el coeficiente de deformación volumétrica y el coeficiente de compresibilidad

$m_v = \frac{a_v}{1+e_0}$, se tiene:

$$(8) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Con el coeficiente de consolidación vertical

$$(9) \quad C_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$$

Para el caso isótropo la ecuación toma la siguiente forma:

$$(10) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

Si consideramos el caso con:

$k_x = k_y = k_h \neq k_z$, siendo k_h un coeficiente de permeabilidad horizontal. Aparece entonces un coeficiente de consolidación vertical por flujo horizontal C_{vh} , transformando la ecuación a:

$$(11) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vh} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

CASOS PARTICULARES

Consolidación bajo zapatas

Cuando las dimensiones del área cargada son pequeñas en comparación con el espesor de la capa de suelo, la consolidación deja de ser un problema unidimensional, siendo tridimensional, en el caso de zapatas, o bidimensional en el caso de fundaciones corridas.

Si consideramos un elemento de suelo a cualquier profundidad bajo el área cargada, este debido a la carga q aplicada estará sujeto a un incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$ y un incremento de esfuerzo horizontal total $\Delta\sigma_h$. Se produce entonces un incremento de presión intersticial inicial u_{0e} (FIG. 5)

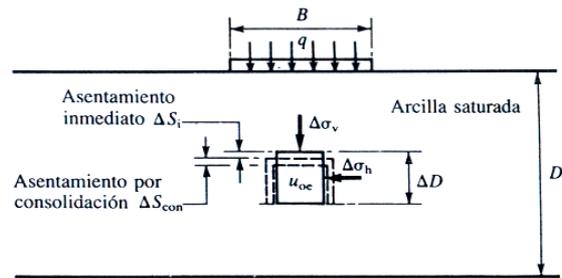


FIG. 5. Área cargada de tamaño finito

El incremento de presión inicial originado u_{0e} en el elemento, será inferior a $\Delta\sigma_v$, y superior a $\Delta\sigma_h$, esto es:

$$\Delta\sigma_h < u_{0e} < \Delta\sigma_v$$

El cambio de esfuerzos efectivos es:

$$\Delta\sigma'_v = \Delta\sigma_v - u_{0e}$$

$$\Delta\sigma'_h = \Delta\sigma_h - u_{0e}$$

Se incrementa, entonces, el esfuerzo vertical efectivo, y el esfuerzo horizontal efectivo disminuye, por lo tanto el elemento experimenta un asentamiento inmediato ΔS_i .

El asentamiento por consolidación tendrá lugar al disipar el exceso de presión intersticial. Como u_e disminuye, el esfuerzo horizontal efectivo σ'_h se incrementa aproximándose al valor inicial σ'_{h0} . Por lo tanto, al comienzo el elemento experimenta una recompresión en la dirección horizontal, con deformaciones muy pequeñas. En la etapa final de la consolidación σ'_h será superior a σ'_{h0} y el elemento estará sujeto a un incremento neto del esfuerzo horizontal efectivo. Análisis llevados a cabo por Skempton y Bjerrum (1957) indican que las deformaciones laterales durante la consolidación son menores a un 15% de las deformaciones verticales, por lo tanto sería razonable considerar solo la compresión vertical. Considerando que el exceso de presión intersticial inicial u_{0e} que se genera es menor al incremento de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma_v$, entonces la consolidación final del elemento será claramente inferior a la que predice el ensayo de consolidación en el cual para un elemento saturado $u_{0e} = \Delta\sigma_v$ con ΔS_{con} dado por la siguiente ecuación del análisis unidimensional:

$$(12) \quad \Delta S_{con} = m_v \Delta D \Delta\sigma'_v$$

Donde:

m_v : Coeficiente de deformación volumétrica.

ΔD : Espesor del elemento de suelo.

$\Delta\sigma'_v$: Incremento de esfuerzo efectivo.

Entonces para el caso de carga finita (caso tri, o bidimensional), donde $u_{oe} < \Delta\sigma'_v$, se puede escribir:

$$(13) \quad \Delta s_{con} = \mu m_v \Delta D \Delta\sigma'_v$$

Donde μ es un factor que depende de:

- Forma del área cargada.

- Espesor del estrato de arcilla.

- Características de la presión intersticial del suelo dadas por el parámetro A (Skempton).

Los valores de este factor fueron calculados por Skempton y Bjerrum y por Scout (1963) (FIG. 6).

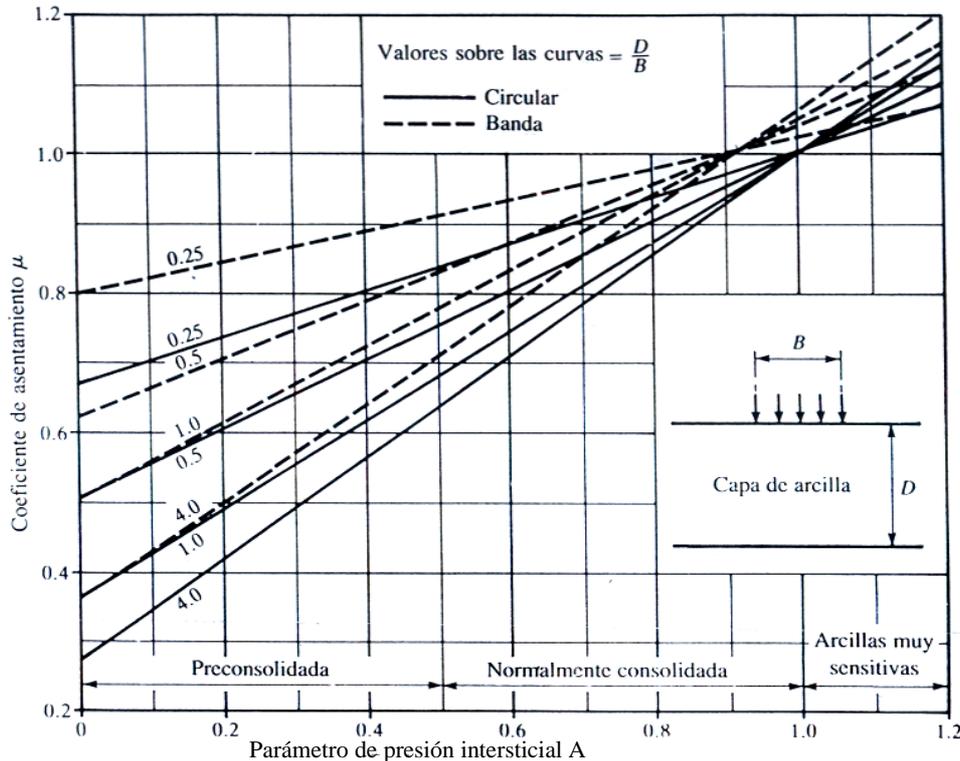


FIG. 6 Valores del coeficiente de asentamiento μ . (Scott 1963)

Consolidación Radial

La ecuación:
$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vh} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right) + C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

es la base para la modelación de la Consolidación Radial, la cual representa una consolidación vertical de un estrato arcilloso sujeto a una carga uniforme q , cuya velocidad de consolidación se necesita acelerar para limitar el asentamiento a largo plazo a un valor aceptable. Esta aceleración se logra con un flujo horizontal radial hacia los drenes además del vertical usual. Con esto se puede expresar la ecuación en coordenadas cilíndricas:

$$(14) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Con $C_{vr} = C_{vh}$, si el suelo es isótropo:

$$(15) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right)$$

Para el caso de un suelo isótropo, el Dr. N. Carrillo y Scott (1963) demostraron que la solución de la ecuación

$$(16) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2},$$

Puede expresarse como el producto de las soluciones de las ecuaciones diferenciales correspondientes a flujo radial y vertical, así entonces, el problema se reduce a resolver dos ecuaciones diferenciales:

$$(17) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Con las condiciones:

- Inicial: $u = \Delta p$ para $t=0$ y $0 < z < H$
- De frontera: $u=0$ para $z=0$

$$\frac{\partial u}{\partial z} = 0 \text{ para } z=H$$

$$(18) \quad \frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right)$$

Con las condiciones:

- Inicial: $u = \Delta p$ para $t=0$ y $r_1 < r < R$ (R radio de influencia de dren con radio $r=r_1$)
- De frontera: $u=0$ para $r=r_1$

$$\frac{\partial u}{\partial r} = 0 \text{ para } r=R$$

Ambas ecuaciones han sido resueltas (Ec. 17) es la clásica de Terzaghi, teniéndose que $U_z = f(T)$, U_z es el grado de consolidación clásico ya conocido y T el factor de tiempo:

$$(19) \quad T = \frac{C_{vz}}{H^2} t$$

La ecuación (18) fue resuelta por Remdulic quien demostró:

$U_r = F(T_r)$, U_r es el grado de consolidación y T_r el factor de tiempo:

$$(20) \quad T_r = \frac{C_{vr}}{4R^2} t$$

Terzaghi entre otros, considerando la metodología anterior deduce la siguiente relación para el cálculo del grado de consolidación promedio, U_{zr} , combinando drenaje vertical y radial:

$$(21) \quad U_{zr} = 1 - (1 - U_z)(1 - U_r)$$

El valor de U_r , se obtiene del siguiente gráfico para el caso de consolidación hacia el exterior. Prueba triaxial (FIG. 7)

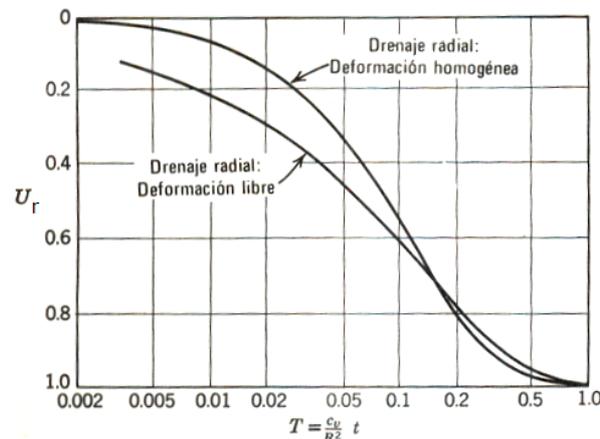


FIG. 7 Grado de consolidación medio con drenaje radial hacia el exterior (Según Scott, 1963)

Son posibles dos condiciones de contorno en deformaciones axiales:

- 1) La deformación homogénea implica igual deformación según todos los radios, de modo que la distribución radial de esfuerzos axiales varía al progresar la consolidación.
- 2) Deformación libre, permaneciendo el esfuerzo axial igual para todos los radios.

El valor de U_r , se obtiene del siguiente gráfico para el caso de consolidación radial hacia el interior. (Pozos drenantes)

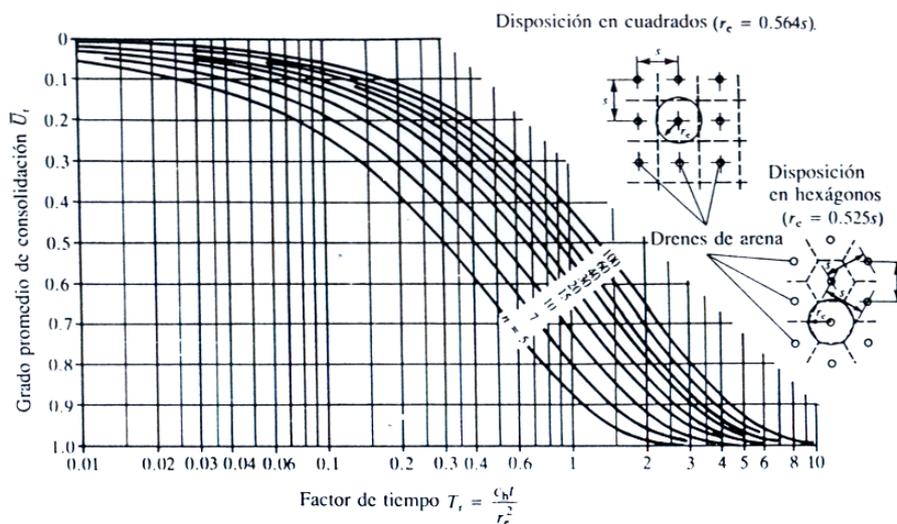


FIG. 8 Consolidación Radial hacia el interior. Grado promedio de consolidación \overline{U}_r en función del fator de Tiempo T_v y del parámetro del drenaje de la arena $n = r_e / r_w$

Donde:

$n = r_e / r_w$ con r_e es la mitad de la separación entre drenes y r_w el radio del dren.

Las Figuras 7 y 8 fueron obtenidas mediante ensayos de laboratorio. Para medir c_h el flujo puede ser radial hacia el interior hasta llegar a un drenaje central de arena o radial hacia el exterior hasta llegar a un dren periférico.

Remdulic obtiene otra curva teórica de consolidación unidimensional para flujo radial, FIG. 9

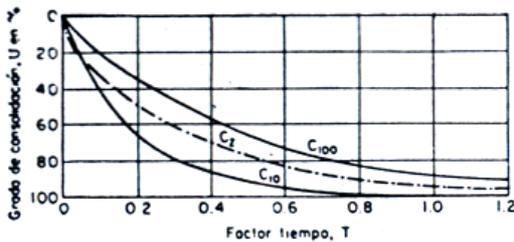


FIG. 9 curvas teóricas de consolidación (Remdulic)

CASO HISTORICO

Aeropuerto Internacional de Kansai.

El Aeropuerto internacional de Kansai es un aeropuerto internacional ubicado en una isla artificial en la bahía de Osaka, Japón.

La isla artificial abarca un área de 4 km de largo por 1 km de ancho. Entre 1987 y 1989 se utilizaron grandes cantidades de hormigón y más de 21 millones de m³ de relleno para completar su construcción.

En 1990 el asentamiento de la isla era mayor al previsto en la fase de diseño. Un año más tarde comenzó la construcción del Aeropuerto que tardó 3 años, finalizando en junio de 1994. A pesar del éxito del proyecto, su costo total fue fuertemente afectado por la magnitud y velocidad de los asentamientos, subestimados en la etapa de diseño.

Características del Suelo

Estrato de arcilla blanda de 20 m bajo el lecho marino (Holoceno).

Estrato inferior arcilla con lentes de arena de espesor 150 m (Pleistoceno)

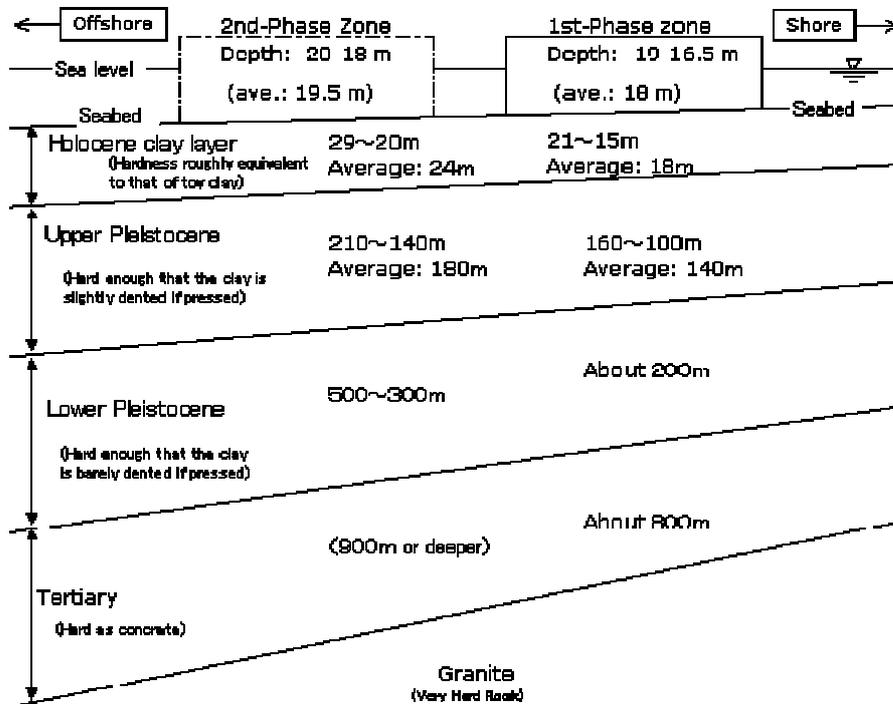


FIG. 10 Detalle de las formaciones geológicas bajo el lecho marino (Kansai International Airport Co., Ltd). En general, en un suelo sobre consolidado (Pleistoceno) no se producirán mayores asentamientos, sin embargo las deformaciones ocurrieron hasta en 150 m de profundidad.

Asentamientos Estimados en Diseño (1986)

Asentamientos estimados para T=50 años: 8 m.

- Estrato Holoceno: 6.5 m
- Estrato Pleistoceno: 1.5 m

Para acelerar el proceso de consolidación en el estrato superior se utilizó un sistema de mechas drenantes, de tal forma completar los 6.5 m antes de construir el aeropuerto.

Antes de la puesta en marcha, en el caso del estrato inferior se esperaba una tasa de asentamientos muy lenta y de 30 cm de deformación.

Asentamientos Reales

Zona de monitoreo de 335 x 170 m. Medición de asentamientos y presión de poros.

Los asentamientos medidos (1991) en el estrato superior fueron levemente menores a los estimados (Figura 12.a), mientras que en el estrato inferior los asentamientos medidos fueron considerablemente mayores a los estimados (Figura 12.b).

En el estrato inferior la tasa de asentamiento resultó ser mayor a la esperada, debido a que los lentes de arena presentes funcionaron como fuente de drenaje adicional a la que se consideró inicialmente.

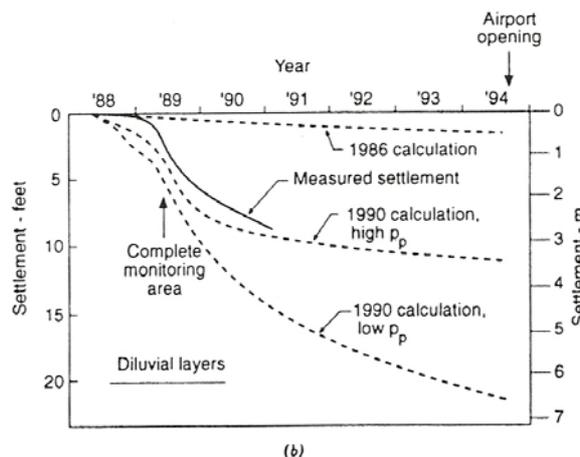


FIG 12b: Asentamientos estimados y observados (Olkawa y Endo (1990), y Endo (1991); Estrato Inferior (Diluvial, Pleistoceno).

Un nuevo modelo consideró una mayor capacidad de los estratos de arena como dren natural, resultando en una tasa de asentamientos 36 veces mayor a la estimada en la etapa de diseño (1986).

La compresibilidad del estrato superior fue revaluada y ajustada a los valores de asentamientos medidos

Asentamientos estimados para T=50 años (Durante Construcción, 1990): 11.6 m.

- Estrato Holoceno: 5.5 m
- Estrato Pleistoceno: 5.5 m
- Relleno: 0.6 m

Finalmente los asentamientos observados hasta el año 2007 se presentan en las siguientes figuras.

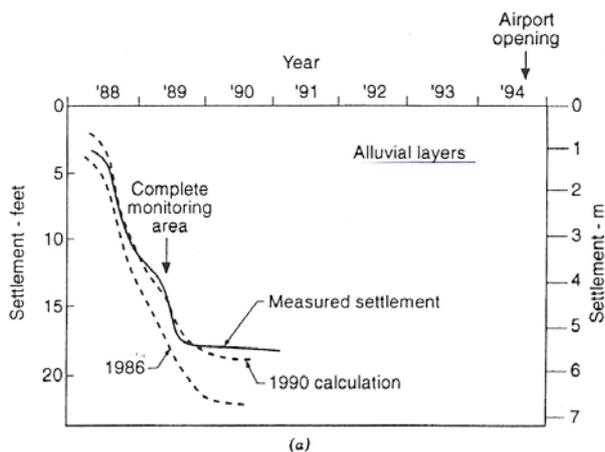


FIG. 12a: Asentamientos estimados y observados (Olkawa y Endo (1990), y Endo (1991); Estrato superior (Aluvial, Holoceno).

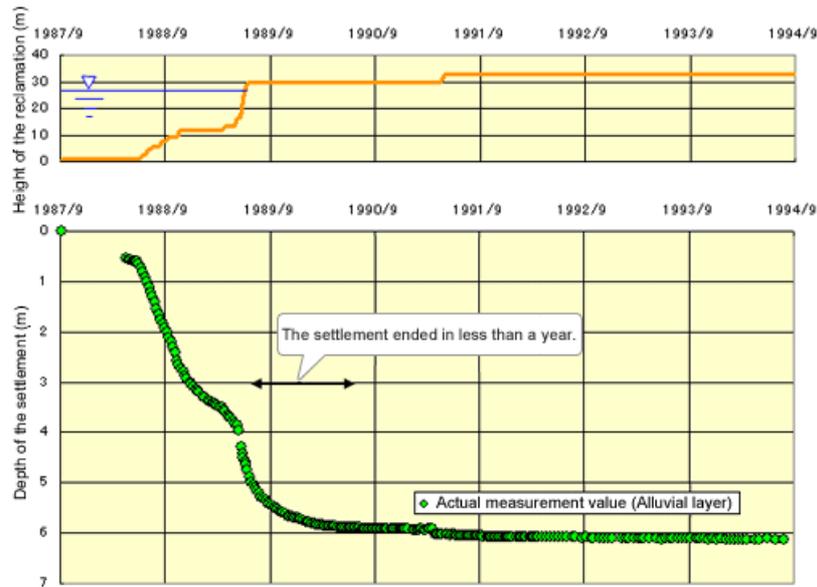


FIG. 13. Asentamientos observados en el estrato superior desde que comenzó la construcción del relleno hasta el inicio de las operaciones del aeropuerto. La solución utilizada de mechas drenantes permitió que la consolidación se completará antes de iniciar la construcción del aeropuerto.

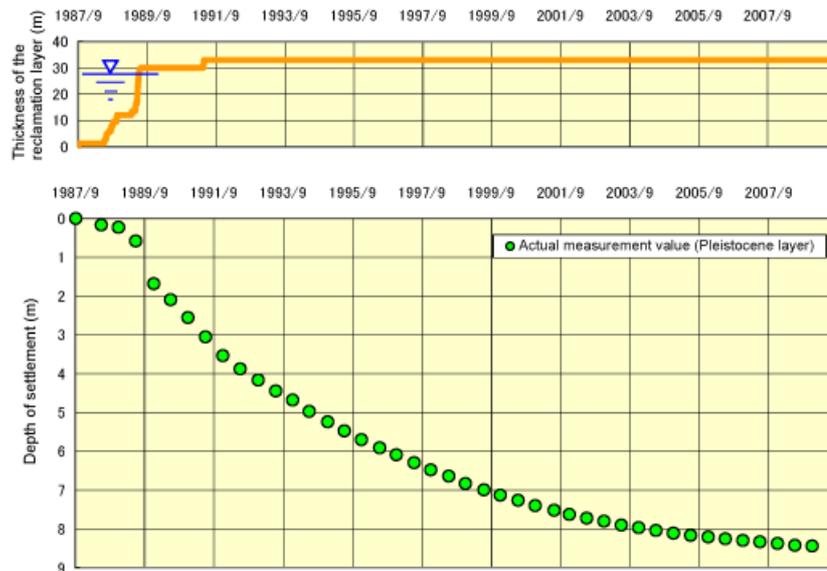


FIG. 14. Asentamientos observados en el estrato inferior desde que comenzó la construcción del relleno al año 2008. El asentamiento total ha superado los 12 m, de los cuales 9.82 m ocurrieron antes de la construcción del aeropuerto. Por lo tanto una vez iniciada la operación del terminal aéreo ha alcanzado los 2.81 m. La velocidad promedio era de 50 cm/año al momento de comenzar la construcción de la isla, disminuyendo a 7 cm/año en 2008.

Dificultades para estimar magnitud y tasa de asentamiento

Las dificultades para estimar la magnitud y velocidad de los asentamientos producidos por consolidación están asociadas, principalmente a las siguientes variables:

Presión de consolidación: la compresibilidad de la arcilla es aproximadamente 10 veces mayor en suelos

cargados sobre la presión de pre-consolidación que para cargas menores a este umbral.

Valor de Cv: La teoría de consolidación asume que el coeficiente de consolidación es constante. Sin embargo, el hecho de seleccionar un valor de Cv representativo de todo un estrato de arcilla no se ajusta a la realidad, debido a que durante el proceso de consolidación varía el estado tensional del suelo.

Presencia de lentes de arena en el estrato de arcilla: Al aplicar la teoría de Terzaghi es posible estimar el tiempo de consolidación de acuerdo a una condición simple o doblemente drenada. Sin embargo en una arcilla pueden encontrarse lentes de arena dentro del estrato compresible, que en definitiva aumentan la capacidad de drenaje y aceleran el proceso de consolidación. Definir cuánto y cómo afecta este material requiere una investigación geotécnica acabada y ayuda de formulaciones empíricas que van más allá de la teoría clásica de consolidación.

CONCLUSIONES

La consolidación en un suelo arcilloso puede resultar en grandes asentamientos. Como se vio en el caso del aeropuerto internacional de Kansai se estimaron 12 m de asentamiento durante la vida útil del proyecto. En este caso es vital para el óptimo diseño de las obras contar con una estimación lo suficientemente precisa de la magnitud y velocidad de los asentamientos. Una adecuada predicción de la velocidad de los asentamientos requiere métodos avanzados para estudiar la influencia de lentes de arena presentes, y como éstos condicionan el drenaje interno del estrato arcilloso: desarrollo de soluciones numéricas que consideren la variación de C_v , la no linealidad de la relación tensión-deformación, el efecto perfiles de deformaciones no uniformes, entre otros parámetros relevantes.

Respecto de la consolidación secundaria podemos concluir que para suelos altamente orgánicos y a la vez bastante porosos, tales como la turba, la consolidación primaria ocurre normalmente en forma simultánea con la aplicación de la carga. Por lo tanto, en el caso de un terraplén construido sobre un depósito de turba, una vez terminada la estructura se necesitara prestar especial atención a la consolidación secundaria pues el asentamiento se deberá a ella, casi en su totalidad.

Bibliografía:

- Arnold Vjerruijt, (2001) "Soil Mechanics".
- Peter L. Berry, David Reid, (1993), "Mecánica de Suelos.
- Eulalio Juarez Badillo, Alfonso Rico Rodriguez, (1973),"Mecánica de Suelos, Tomo I, Fundamentos de la Mecánica de Suelos.

- J.A.Jimenez Salas, J.L.De Justo Alpañes, A.A.Serrano Gonzalez, (1976),"Geotecnia y Cimientos II, Mecánica del suelo y de las rocas".
- J.A.Jimenez Salas, J.L.De Justo Alpañes, (1975), "Geotecnia y Cimientos I, Propiedades de los suelos y de las rocas".
- Robert D.Holtz,William D.Kovacs, (1981), "An Introduction to Geotechnical Engineering".
- J.Michael Duncan, Fellow, ASCE, (), "Limitations of Conventional Analysis of Consolidation Settlement".
- <https://www.kiac.co.tp>.