

BARRO 10

INSTITUTO POLITÉCNICO
NACIONAL

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y
ARQUITECTURA U Z

CONSOLIDACIÓN

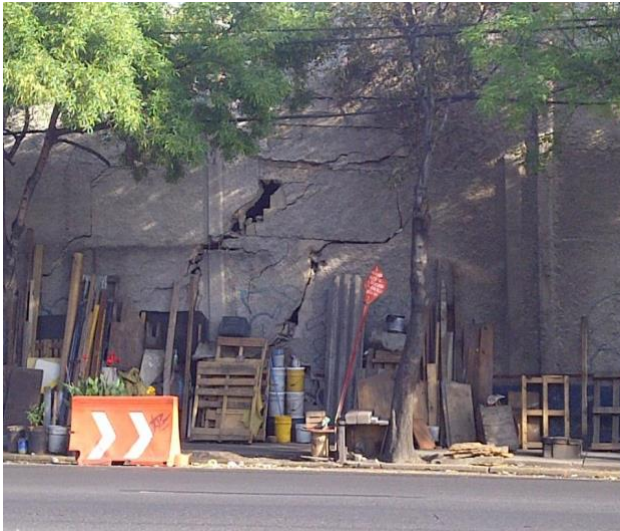
ESIAZ
ING. CARLOS GARCÍA ROMERO
UNIDAD PROFESIONAL DE ZACATENCO,
MÉXICO.
MAYO, 2021



1.- INTRODUCCIÓN

Los conceptos de resistencia al esfuerzo cortante, flujo de agua en suelos, y consolidación, son los conceptos más importantes en la Mecánica de Suelos ya que con ellos se define cuantitativamente el comportamiento del suelo.

EJEMPLOS DE ASENTAMIENTOS



BARDA DAÑADA POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES, EN LA COLONIA INDUSTRIAL VALLEJO



ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN ESCUELA PRIMARIA LOCALIZADA EL SUR DE LA CIUDAD DE MÉXICO



CONSOLIDACIÓN

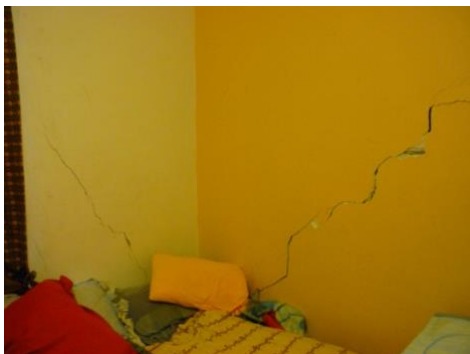
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



COLUMNA DAÑADA POR LA PRESENCIA DE EFECTOS DE SEGUNDO ORDEN GENERADOS POR LOS ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES Y SU RELACIÓN DE ESBELTEZ.



ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN UNIDAD HABITACIONAL LOCALIZADA AL NORTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO



MUROS AGRIETADOS POR ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES EN VIVIENDA DE PLANTA BAJA DE UNIDAD HABITACIONAL UBICADA AL NORTE DE LA CIUDAD DE MÉXICO

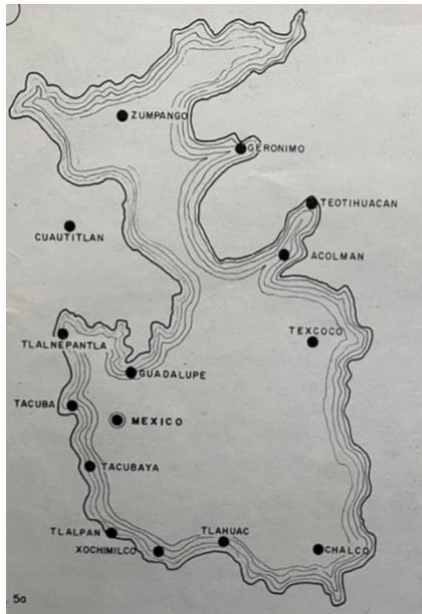


FIGURA 1.- LÍMITES DEL LAGO EN EL VALLE DE MÉXICO EN LA ÉPOCA DILUVIAL, HACE 2.6 MILLONES DE AÑOS.
FUENTE: EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE MÉXICO, SMMS

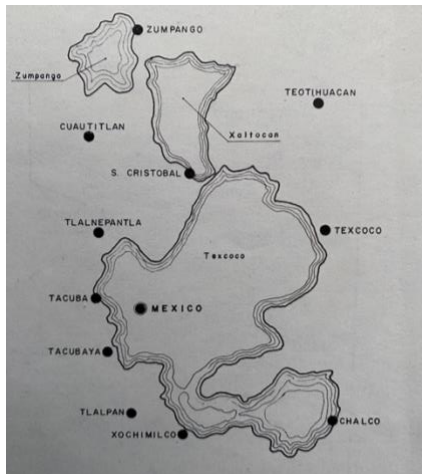


FIGURA 2.- LÍMITES DE LOS LAGOS EN EL SIGLO XVI.
FUENTE: EL SUBSUELO Y LA INGENIERÍA DE CIMENTACIONES EN EL ÁREA URBANA DEL VALLE DE



FIGURA 3.- REPRESENTACIÓN ARTÍSTICAS DELA GRAN TENOCHTITLAN, SEGÚN TOMÁS FILSINGER



CONSOLIDACIÓN

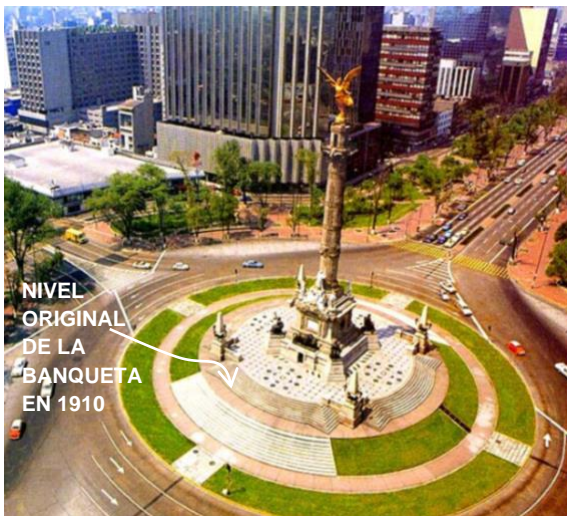
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



COLUMNA DE LA INDEPENDENCIA O VICTORIA ALADA INAGURADA POR EL PRESIDENTE DE MÉXICO GRAL. PORFIRIO DÍAZ EL 16 DE SEPTIEMBRE DE 1910, CON MOTIVO DEL PRIMER CENTENARIO DEL INICIO DE LA GUERRA DE INDEPENDENCIA.

NÓTESE LOS NUEVE ESCALONES ORIGINALES Y LA FALTA DE EDIFICIOS ALTOS.

FUENTE MÉXICO 2010, ING. MANUEL AGUIRRE BOTELLO



ESTADO ACTUAL DE LA COLUMNA DE LA INDEPENDENCIA A LOS 100 AÑOS DE SU INAUGURACIÓN.

EN 2010 PRESENTABA UN ASENTAMIENTO DEL ORDEN DE LOS 3.0 m

FUENTE MÉXICO 2010, ING. MANUEL AGUIRRE BOTELLO

La existencia de suelos de arcillas de alta plasticidad, CH, de consistencia blanda, saturados y sumergidos generan importantes asentamientos en las estructuras independiente a la magnitud de los esfuerzos inducidos, tal es el caso de las colonias San Juan de Aragón, Bosques de Aragón, Ciudad Azteca, es decir, al Noreste de la ciudad de México, entre otras zonas en las que este tipo de suelo se hunde del orden de los 50 cm/año.

CONOCIMIENTOS PREVIOS

El estudio de la consolidación tiene como principales objetivos determinar:

- La magnitud de los asentamientos y
- El tiempo en que dichos asentamientos se presentan.

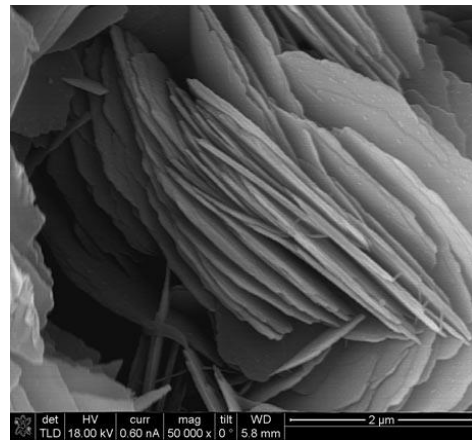
Para lo cual, conviene recordar los siguientes conceptos.



FASES DEL SUELO

Todos los suelos contienen sólidos y presentan oquedades o vacíos entre ellos, figura 4, estos vacíos pueden estar llenos de líquidos y/o gases. En lo general los líquidos son agua y los gases son aire, a menos que se indique lo contrario. Los sólidos pueden ser gravas, arenas, limos, arcillas y materia orgánica o bien una mezcla de todos ellos.

Los sólidos, el agua y el aire constituyen, cada uno de ellos, distintas fases con sus diferentes propiedades y características físicas. Así, se pueden tener suelos húmedos o parcialmente saturados, suelos saturados y suelos secos, Barro 3, figura 5



FUENTE: IMÁGENES DE ARCILLAS, GOOGLE

FIGURA 4.- PARTÍCULAS LAMINARES DE ARCILLA, NÓTESE EL VOLUMEN IMPORTANTE DE VACÍOS.

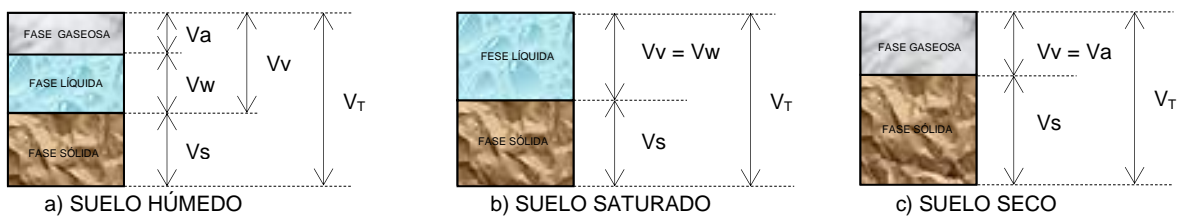


FIGURA 5.- FASES DEL SUELO

COMPRESIBILIDAD

Es la propiedad de la materia que le permite disminuir su volumen al aplicarle presión y viceversa. Como ejemplo, en el programa “El Mundo de Beakman” que transmitía el Canal 11 del Politécnico, Beakman explica la compresibilidad con una botella de pet, un corcho, un popote y un gotero o cuentagotas, figura 6. La botella de pet se llena con agua hasta un cuarto de su capacidad, posteriormente Beakman sopla por el gotero, incrementando la presión en el aire y en el agua, figura 7. Al retirarse, dejar de soplar, se genera una diferencia de presiones, gradiente de presiones, que origina la salida del agua por el cuello del cuentagotas, figura 8.



FIGURA 6.- "EQUIPO" PARA LA DEMOSTRACIÓN DE LA COMPRESIBILIDAD DEL AIRE.



FIGURA 7.- BEAKMAN SOPLA POR EL POPOTE AUMENTANDO LA PRESIÓN EN EL AIRE EXISTENTE EN LA BOTELLA. ESTO ORIGINA UN INCREMENTO EN LA PRESIÓN DEL AGUA.



FIGURA 8.- AL DEJAR DE SOPLAR Y RETIRARSE, SE GENERA UN GRADIENTE DE PRESIÓN ENTRE LA PRESIÓN ATMOSFÉRICA Y EL AIRE DENTRO DE LA BOTELLA, POR ESTE GRADIENTE DE PRESIÓN EL AGUA ES EXPULSADA HACIA ARRIBA, AL EXTERIOR, QUE ES LA ZONA DE MENOR PRESIÓN EN ESE MOMENTO.

GRADIENTE



Relación o razón de la variación del valor de una magnitud entre la distancia en que se genera dicha variación.

GRADIENTE DE PRESIÓN
Considérese la figura 9

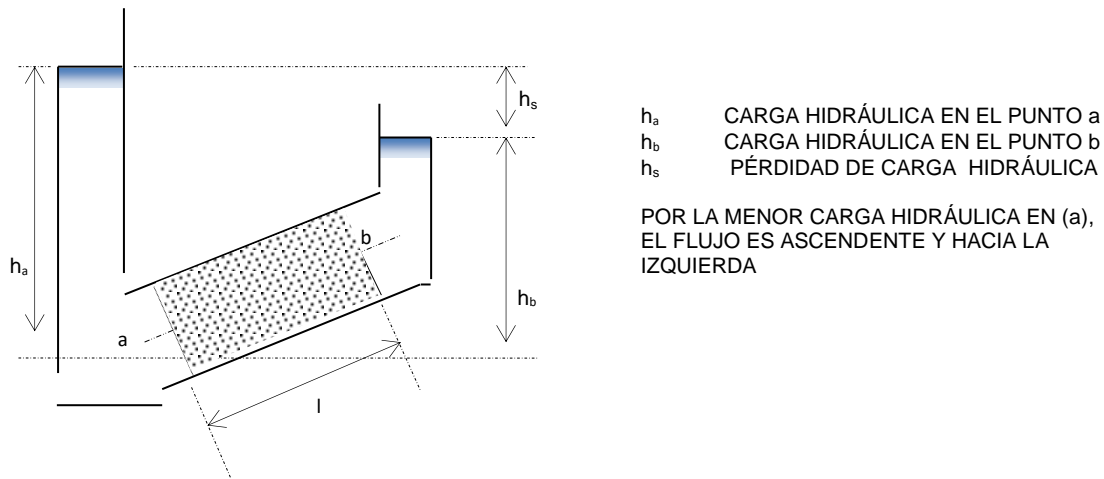


FIGURA 9.- EL SUELO ES UNA ARENA FINA SATURADA, CONTENIDA EN UN PRISMA RECTANGULAR DE PAREDES LATERALES IMPERMEABLES, LOS EXTERMINOS ESTÁN PERFORADOS PARA PERMITIR LIBREMENTE EL PASO DEL AGUA.

La presión o carga hidráulica que origina el flujo del agua a través de la arena es $(\gamma_w h_s)$, el gradiente de presión, i_p , entre a y b es definido por la siguiente igualdad:

$$i_p = \gamma_w h_s / l$$

Siendo:

- i_p gradiente de presión entre los puntos a y b
- γ_w peso volumétrico del agua
- h_s pérdida de carga hidráulica
- l longitud en la cual se pierde h_s

GRADIENTE HIDRÁULICO

De la expresión anterior, $h/l = i_p/\gamma_w$, la relación es adimensional y representa el gradiente hidráulico.

$i = h / l$

Donde, i es el gradiente hidráulico entre a y b

LEY DE DARCY PARA FLUJO DE AGUA A TRAVÉS DE LOS SUELOS

De la figura 9, la cantidad de agua que se infiltra por una sección perpendicular al flujo en un determinado tiempo es definida como velocidad de descarga.



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

En 1856, Henri Darcy, experimentalmente determinó que la velocidad con que el agua se infiltra en arenas finas saturadas, con régimen de filtración laminar, es:

$$v = k i$$

Dado a que i es adimensional, las unidades de k deben ser de velocidad; k es la medida con la que el agua fluye a través del suelo, k es inversamente proporcional a la viscosidad del agua, la cual decrece con la temperatura del agua.

COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD

El coeficiente de permeabilidad se ha medido en laboratorio para diferentes temperaturas y se ha establecido la siguiente relación:

$$k_f \eta_f = k_t \eta_t$$

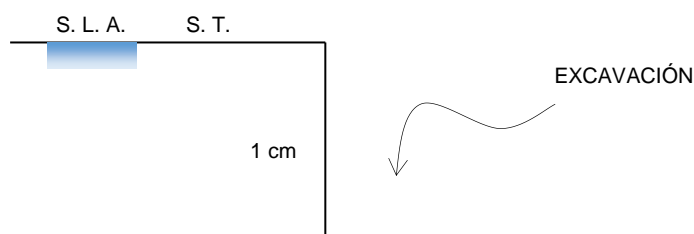
k_f, k_t coeficiente de permeabilidad a las temperaturas f y t
 η_t, η_f viscosidad del agua a las temperaturas f y t

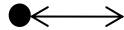
Diferentes factores afectan la magnitud del coeficiente de permeabilidad, uno de ellos es la presencia de gas atrapado en los vacíos del suelo, debido a que las burbujas de aire en los canales de flujo al incrementar la presión del agua disminuyen de volumen lo que incrementa el valor del coeficiente de permeabilidad. Otros factores además de la temperatura del agua son el tamaño forma de los poro tamaño y forma de las partículas sólidas, compacidad relativa o grado de compactación, textura de las partículas sólidas, las cuales dependen directamente de la mineralogía del suelo y las condiciones ambientales.

Según A. Casagrande y R. E. Fadum el valor del coeficiente de permeabilidad varía según el tipo de suelos de la siguiente manera:

SUELO	COEF. PERMEABILIDAD	CONDICIONES DE DRENAJE
Tipo	cm/s	
Grava limpia	$10^2 - 10^0$	Buenas
Arena limpia y mezclas de arenas y gravas limpias	$10^0 - 10^{-3}$	Regulares
Arena fina, arena limosa	$10^{-3} - 10^{-7}$	Malas
Arcillas homogéneas	$\leq 10^{-7}$	Prácticamente impermeable

Así, supóngase que se efectúa una excavación en arena con $k = 10^{-3}$ cm/s y, otra en arcilla con $k = 10^{-9}$ cm/s; además que los efectos del intemperismo y la erosión son nulos y el flujo del agua depende directamente del coeficiente de permeabilidad. Los suelos están saturados, la superficie libre del agua coincide con la del terreno.





Si una gota de agua se ubicara a 1 cm del corte, en cada uno de los suelos el agua tardaría en salir o ser expulsada:

Arena:

$$d / t = 10^{-3} \text{ cm/s}; t = 10^3 \text{ s} = 16.67 \text{ minutos}$$

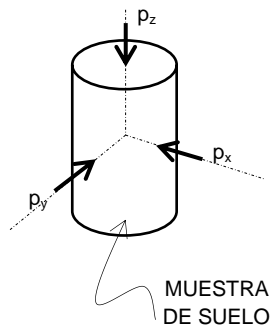
Arcilla:

$$d / t = 10^{-9} \text{ cm/s}; t = 10^9 \text{ s} = 31.71 \text{ años}$$

En este caso, la arena es 10^6 veces más permeable que la arcilla.

ESFUERZO EFECTIVO

Considérese, en primera instancia, un suelo saturado, $V_a = 0$, $V_w = V_v$, dentro de una cámara triaxial figura 10. Durante el confinamiento no se permite el flujo de agua.



SUELO SATURADO, CONFINADO CON LAS PRESIONES, $p_x = p_y = p_z = p$, DENTRO DE UNA CÁMARA TRIAXIAL, PROTEGIDO CONTRA LA VARIACIÓN DE SU CONTENIDO DE AGUA POR MEDIO DE UNA MEMBRANA IMPERMEABLE Y FLEXIBLE DE 0.15 mm DE ESPESOR.

FIGURA10.- SUELO SATURADO SOMETIDO A CONFINAMIENTO TRIAXIAL

Bajo estas condiciones el contenido inicial de agua se mantiene sin variación, al igual que su grado de saturación y desde luego de su estructura, pero la presión de poro se incrementa hasta igualar la presión de confinamiento que se mantiene constante en todo momento, la estructura sólida del suelo no ha experimentado cambio alguno al no haber incrementado el esfuerzo que actúa sobre de ella. Las propiedades mecánicas no cambian, su relación de vacíos y permeabilidad tampoco.

Ahora se considera al suelo con las mismas características índice, excepto que durante la prueba se permite la salida del agua. Bajo esta condición, el agua inicialmente toma el total del esfuerzo confinante, pero a medida que pasa tiempo, el agua pierde presión ya que se permite su salida. Como el esfuerzo o presión confinante se mantiene constante durante esta etapa, la pérdida de presión en el agua es transferida a la estructura sólida, como consecuencia de ello, dicha estructura se deforma, el volumen de la muestra disminuye, es decir, el volumen de vacíos decrece, al igual que su contenido de agua, se modifican las propiedades mecánicas.



El incremento de presión en los sólidos del suelo que genera cambios en sus propiedades índices y en consecuencia en sus propiedades mecánicas. El esfuerzo que la estructura sólida del suelo soporta se denomina esfuerzo efectivo. Así, se tiene que la presión total es la suma de los esfuerzos aplicados a la estructura sólida más la presión que soporta el agua:

$$p = \sigma + u$$

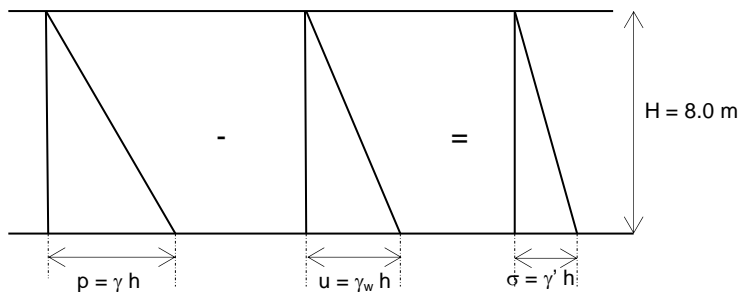
Siendo:

p	presión total
σ	esfuerzo efectivo
u	presión neutra o de poro o intersticial

En consecuencia:

$$\sigma = p - u$$

Supóngase un estrato de arena de granulometría fina, saturada y sumergida, de 8.0 m de espesor, de peso volumétrico saturado de 20.0 kN/m^3 , el nivel freático coincide con la superficie del terreno. Se requiere calcular y dibujar los diagramas de presión total, de esfuerzos efectivos y de presión de poro.



$$p = 20.0 (8) = 160 \text{ kPa}$$

$$u = 10.0 (8) = 80.0 \text{ kPa}$$

$$\sigma = (20.0 - 10.0) 8.0 = 80 \text{ kPa}$$

TIPOS DE AGUA EN EL SUELO

En el estudio de la mecánica de suelos se tiene tres tipos de agua: sólida, libre o gravitacional y capilar. Cada una de ellas modifica o altera el comportamiento del suelo de diferente manera.

En arenas de granulometría fina a media gruesa, por capilaridad, una cohesión aparente. En este número de Barro se tratarán los efectos que las aguas libre y sólida generan en los suelos finos.

Agua sólida

Por el tamaño de los suelos finos, en este caso arcillas, figura 11, es del orden de las $2 \mu\text{m}$, para este tamaño se presenta una atracción entre el agua y la partícula de arcilla del orden de los 2.0 GPa, a esta presión y a la temperatura del agua dentro del suelo, generalmente unos $15 \text{ }^\circ\text{C}$, aquella se cristaliza, solidifica, incrementando su viscosidad.

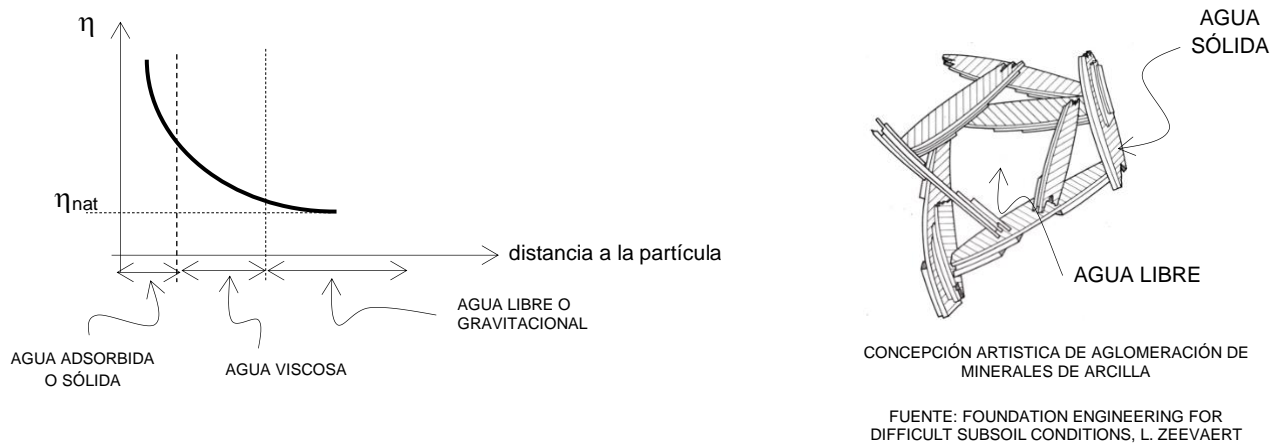


FIGURA 11.- UBICACIÓN DE LAS AGUA LIBRE Y AGUA SÓLIDA

MODELO REOLÓGICO

Por medio de la reología se estudia el comportamiento del suelo. Considérese excavación en un suelo tal que se genera un alivio de esfuerzos $-\Delta\sigma$, como se indica en la siguiente figura:

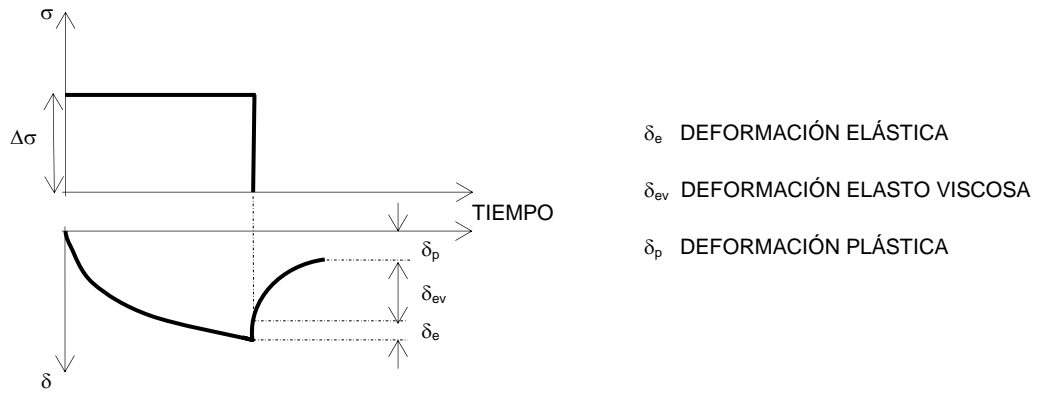


FIGURA 12.- COMPORTAMIENTO ELASTO-PLASTO-VISCOSO DEL SUELO

El suelo por estar cargado experimenta deformaciones, figura 12, que varían su velocidad con relación al tiempo en que ha estado cargado. De manera semejante, al ser descargado, $-\Delta\sigma$, inicialmente, instantáneamente experimenta una recuperación δ_e , posteriormente, al paso del tiempo la recuperación continua, con una recuperación retardada, finalmente, para cierto tiempo, la deformación puede ser considerada permanente o constante, δ_p .

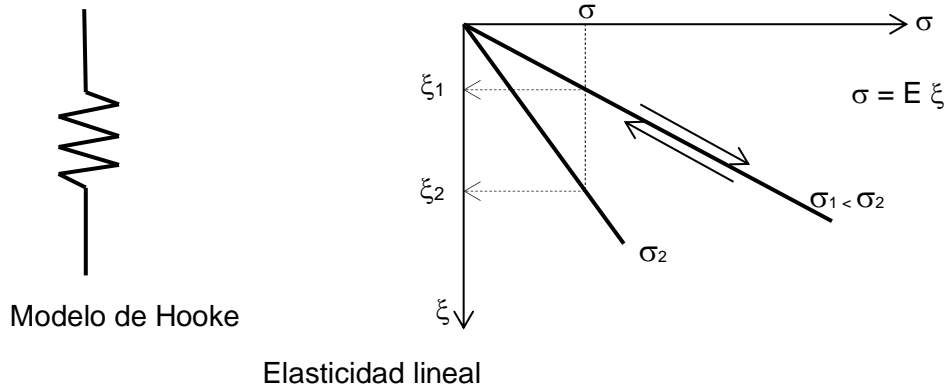
Con base en el comportamiento anterior, el suelo puede definirse como un material elasto-plasto viscoso, es decir, tiene elementos elásticos, plásticos y viscosos. En tanto el suelo no falle por cortante, al incrementar los esfuerzos, el suelo a través del tiempo modifica su estructura, fluye, tal que tienda a incrementar su resistencia y disminuir su compresibilidad.



Los elementos básicos que pueden representar el comportamiento del suelo y mediante los cuales el suelo puede ser estudiado son los modelos Hooke, de Saint-Venant y de Newton.

Unidad elástica o de Hooke

La elasticidad es la propiedad de los sólidos de deformarse al aplicarles un esfuerzo y de recuperar su forma original al retirar el esfuerzo. Tanto la deformación como la recuperación son inmediatas, es decir, el comportamiento elástico es independiente del tiempo. La deformación es directamente proporcional al esfuerzo aplicado.



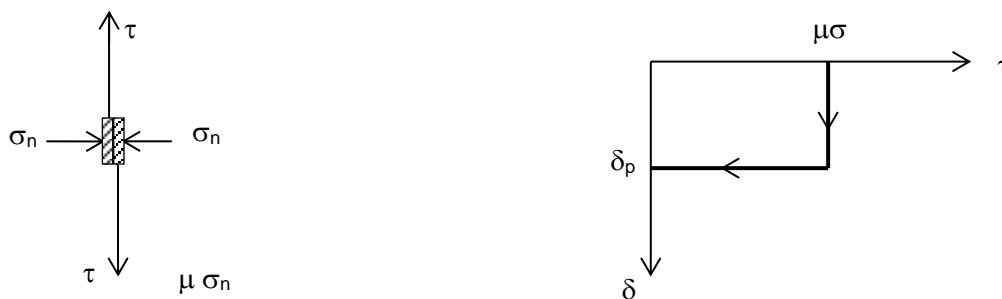
Unidad plástica o de Saint – Venant

Si al aplicar una carga o esfuerzo a un sólido éste se deforma inmediatamente y, al retirar la carga queda deformado, sin rebote elástico, su comportamiento es plástico. La plasticidad como la elasticidad es una propiedad independiente del tiempo. Este comportamiento puede ser definido como una resistencia por fricción, debido a que al alcanzar la resistencia su estructura se modifica. La resistencia límite está definida por la expresión:

$$\tau = \mu \sigma_n$$

σ_n ESFUERZO NORMAL
 μ COEFICIENTE DE FRICCIÓN

Cuando se vence la resistencia el cuerpo se mueve. Al ser descargado el desplazamiento se mantiene.

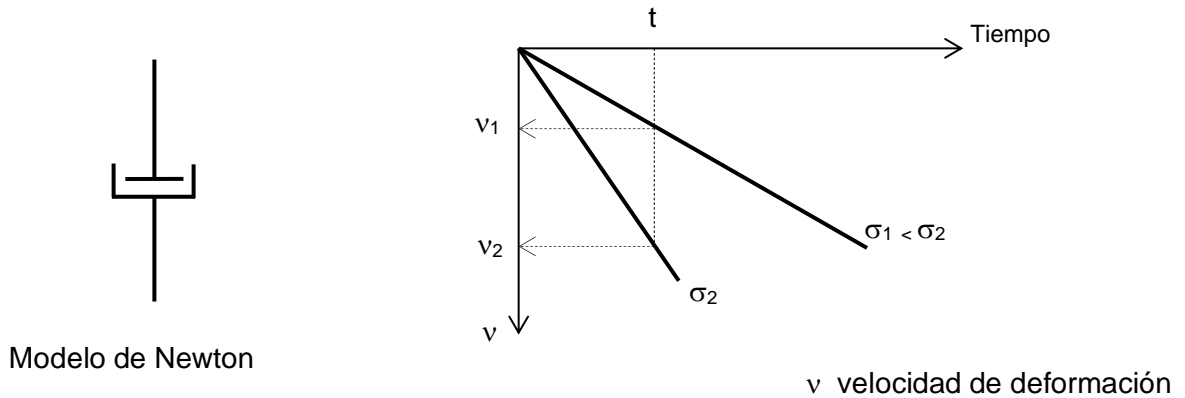


Resistencia por fricción



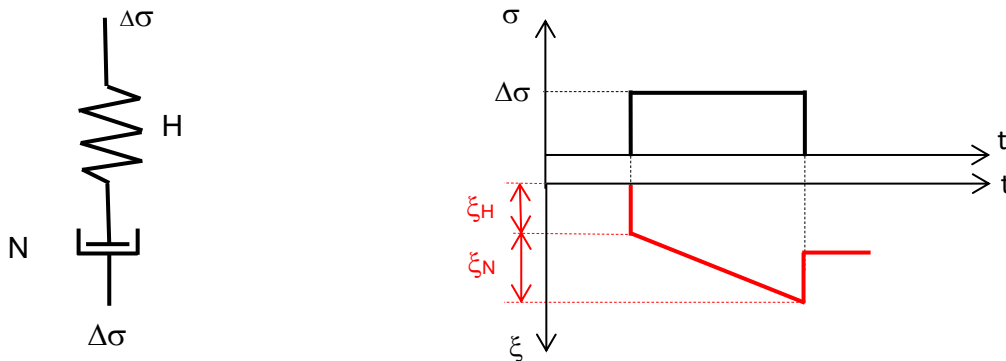
Unidad viscosa o de Newton

Las deformaciones, tanto en los suelos como en las rocas, son función además del estado de esfuerzos del tiempo en que el estado de esfuerzos se mantiene aplicado, además de las condiciones ambientales. Así, las deformaciones son retardadas por elementos viscosos. El modelo reológico más simple es el amortiguador o modelo de Newton.



Viscosidad lineal

Las diferentes unidades pueden relacionarse entre sí ya sea en serie o en paralelo, así se tiene las unidades de Maxwell y de Kelvin.



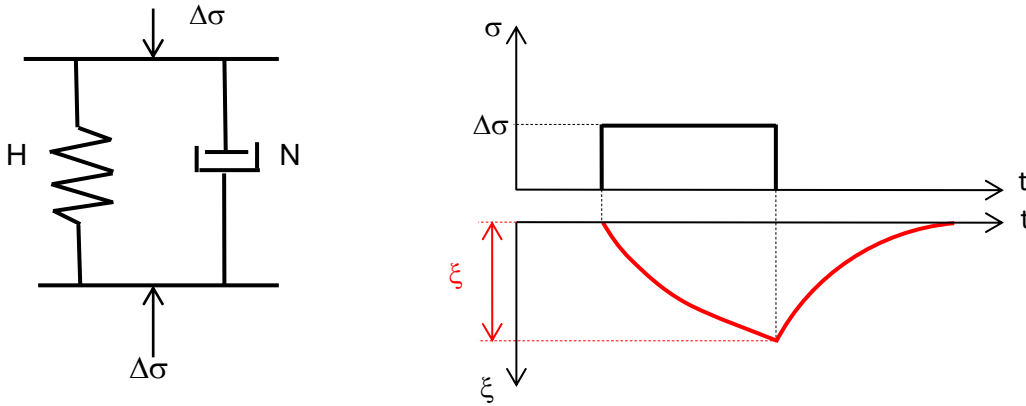
Sus ecuaciones constitutivas son:

$$\sigma = \sigma_H = \sigma_N$$

$$\xi = \xi_H + \xi_N$$



Para el modelo de Kelvin:



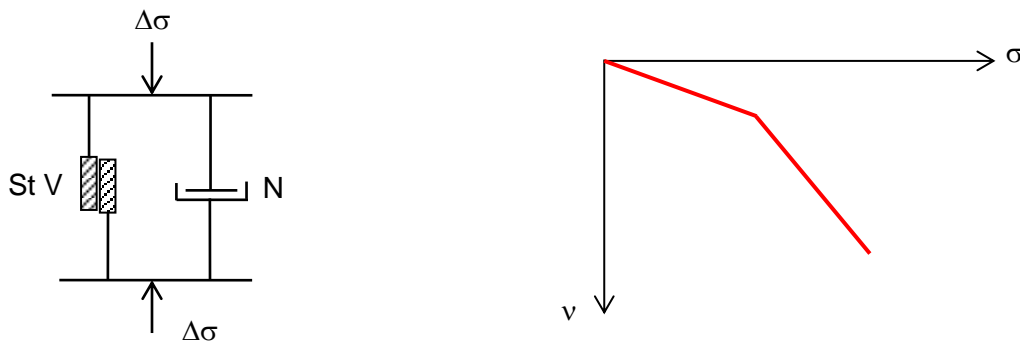
Modelo de Kelvin

En este modelo sus ecuaciones constitutivas son:

$$\sigma = \sigma_H + \sigma_N$$

$$\xi = \xi_H = \xi_N$$

En el modelo de Bingham se conectan las unidades de Saint – Venant y de Newton en paralelo



Sus ecuaciones constitutivas quedan:

$$\sigma = \sigma_{St V} + \sigma_N$$

$$v = v_{St V} = v_N$$



2.- CONSOLIDACIÓN

El Dr. Karl von Terzaghi en 1925, definió a la consolidación como el proceso con el cual a un suelo fino saturado y sumergido al ser sometido a una sobrecarga, inicialmente, por la baja permeabilidad del suelo, el agua intersticial soporta todo el incremento de presión provocado por la sobrecarga. En la medida que transcurre el tiempo el agua tiende a fluir hacia zonas de menor presión, disipándose el exceso hidrostático. En la medida que el agua pierde presión, la estructura sólida del suelo adquiere esa presión que deja el agua libre, al ser cargada la estructura sólida, ésta se deforma. Después de un tiempo largo, el exceso hidrostático se disipa por completo, los sólidos han relevado en su totalidad el exceso hidrostático del agua libre o gravitacional.

Durante todo el proceso la expresión propuesta por el Dr. Terzaghi se cumple:

$$\Delta p = \Delta \sigma + \Delta u$$

Por cada $-\Delta u$ se genera un $+\Delta \sigma$, es decir, para que se desarrolle la consolidación definida por el Dr. K. von Terzaghi, debe existir por cada decremento en la presión de poro un incremento en los esfuerzos efectivos, si no se cumple esta condición, no es la consolidación definida por el Dr. K. von Terzaghi.

$$-\Delta u = +\Delta \sigma$$

Es importante señalar que al inicio de la consolidación el suelo está saturado y al término de la misma el suelo continúa saturado, disminuyendo su contenido de agua ya que la cantidad de sólidos no se modifica.

Para el estudio del proceso de la consolidación en los suelos finos saturados, K. von Terzaghi establece la serie de hipótesis de trabajo:

- i. El suelo es fino, homogéneo y saturado.
- ii. El agua y los sólidos son incompresibles.
- iii. El área cargada es uniformemente cargada y es infinita.
- iv. El coeficiente de permeabilidad se mantiene constante en todo el proceso.
- v. El flujo del agua es laminar. La ley de H. Darcy es válida.
- vi. La disminución del volumen total se debe únicamente a la disminución del volumen de agua, es decir, la relación de vacíos u o quedad disminuye.
- vii. La estratigrafía es sensiblemente paralela y horizontal.

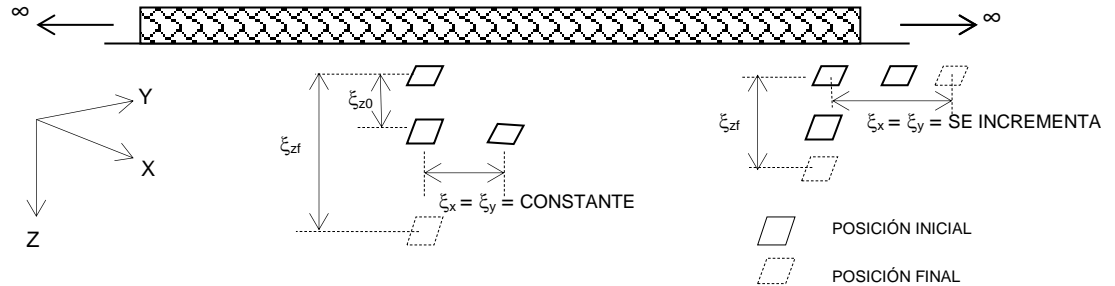
Lo anterior conduce a que:

- a. El coeficiente de permeabilidad de un suelo fino es menor de 10^{-7} cm/s, el agua libre será expulsada de la masa de suelo en un tiempo muy grande, la expulsión del agua libre genera un retardamiento hidrodinámico.
- b. Al estar saturado, 100%, el volumen de aire es nulo.
- c. El cambio volumétrico se debe única y exclusivamente a la expulsión del agua fuera del estrato compresible.

$$-\Delta V_T = -\Delta V_V = -\Delta V_W$$



- d. Al ser el área cargada infinita, los cambios significativos en la estructura sólida bajo el centro del área cargada, se deben a los cambios verticales:



Por ésta suposición se considera que el flujo del agua es exclusivamente vertical, otras posibles trayectorias que el agua pueda tomar no se consideran.

- e. $v = k i$, el gasto de filtración está dado por la expresión:

$$q = k i A$$

Siendo "A" el área perpendicular al flujo del agua.

Para explicar el proceso de la consolidación el Dr. K. von Terzaghi utiliza un modelo semejante al de Kelvin, que se conoce como "Analogía Mecánica de Terzaghi". Consta de un cilindro lleno de agua, que contiene un resorte y una tapa que cierra herméticamente al cilindro, sin generar fricción entre la pared del cilindro y la tapa, la cual tiene una válvula que controla la salida del agua, figura 13.

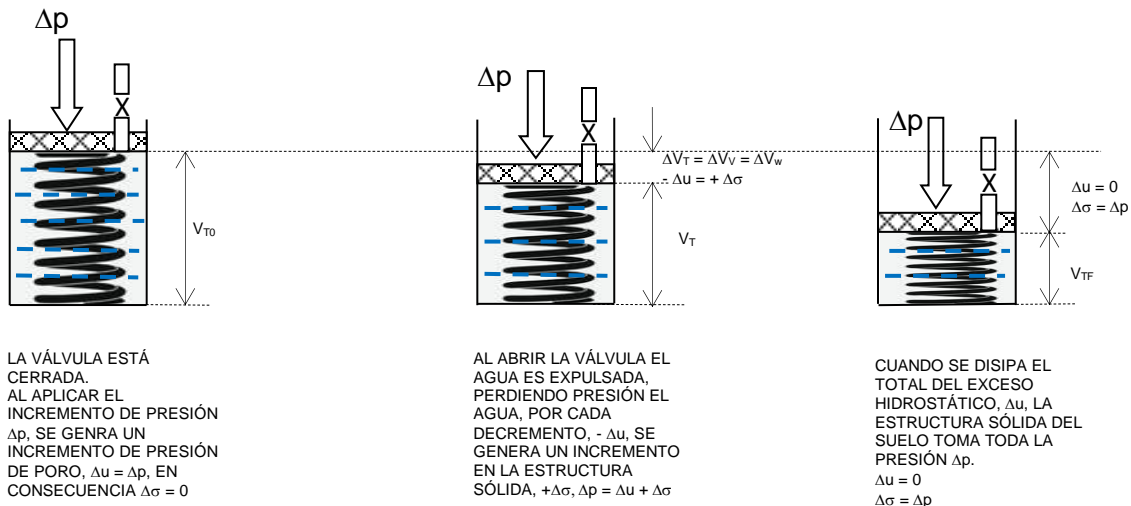


FIGURA 13.- ANALOGÍA MECÁNICA DE TERZAGHI. EL CILINDRO QUE CONTIENE EL MODELO ÚNICAMENTE PERMITE LA SALIDA DEL AGUA DE MANERA VERTICAL AL IGUAL QUE UNA DE SUS HIPÓTESIS, LA VÁLVULA REPRESENTA LA PERMEABILIDAD DEL SUELO, LA RIGIDEZ DEL RESORTE REPRESENTA LA RIGIDEZ DE LA ESTRUCTURA SÓLIDA DEL SUELO, EL AGUA QUE LLENA AL MODELO EL AGUA LIBRE O GRAVITACIONAL QUE SE SATURA AL SUELO.



Es importante señalar que en el modelo únicamente se está representando la acción del agua libre o gravitacional en el comportamiento del suelo, el agua libre retarda la deformación de la estructura sólida al relevar lentamente, el exceso hidrostático por esfuerzos efectivos, el cual es reconocido como consolidación primaria.

El agua sólida está adherida a las partículas sólidas del suelo, figura 11, cuando los sólidos de la estructura sólida del suelo tiendan a desplazarse unos con respecto a otros, el agua sólida retardará ese desplazamiento, teniendo un comportamiento elasto-viscoso; este efecto se presenta cuando los sólidos se son sometidos a un incremento de presión por la pérdida de presión en el agua libre. El retardamiento elasto-viscoso es conocido como consolidación secundaria.

De esta manera, la relación tiempo – deformación en escala semi logarítmica adquiere la siguiente forma:

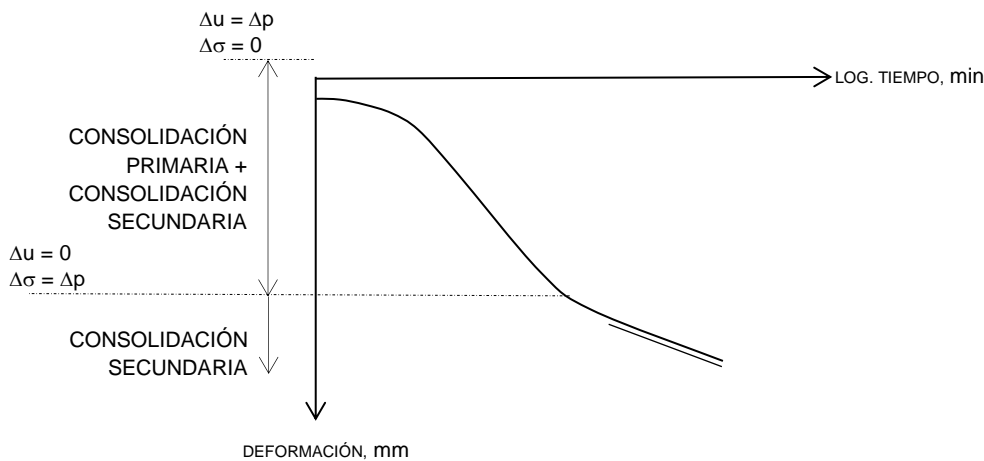


FIGURA 14.- CURVA DE CONSOLIDACIÓN.

Así, la consolidación primaria inicia con la expulsión del agua libre y termina cuando el exceso hidrostático se ha disipado en su totalidad. La consolidación secundaria inicia casi simultáneamente con la consolidación primaria debido a que por cada decremento en presión de poro se tiene un incremento en esfuerzos efectivos, la consolidación secundaria no termina como se observa en la figura 14, pero a través del tiempo la velocidad de consolidación es cada vez más lenta.

Se define como suelo consolidado cuando el exceso hidrostático se ha disipado; y en proceso de consolidación cuando el exceso hidrostático es mayor de cero.

ISÓCRONA

Se llama isócrona a la curva que para un mismo tiempo une los niveles piezométricos.

COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD

Al colocar la sobrecarga en la superficie del suelo o cerca de ella, se genera un incremento de presión total en el estrato de arcilla, Δp , este incremento desarrolla un decremento en la relación de vacíos,



pasa de e_0 a e_f , la relación entre el decremento de vacíos y el incremento de presión es llamada coeficiente de compresibilidad y se obtiene de la gráfica $p - e$, dibujada en escala aritmética, figura 15.

$$a_v = - \Delta e / \Delta p$$

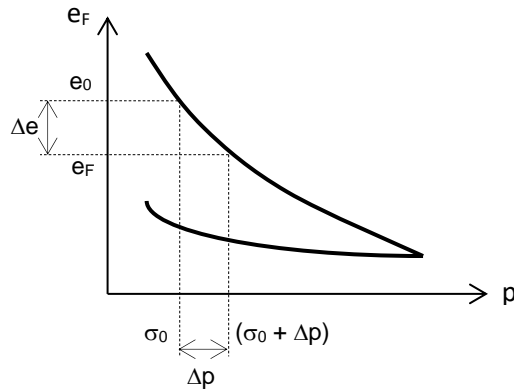
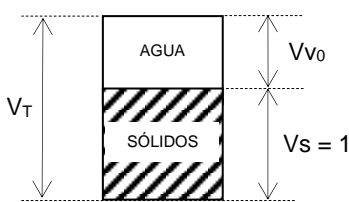


FIGURA 15.- CURVA DE COMPRESIBILIDAD

Se considera constante en el rango de esfuerzos, σ_0 a $(\sigma_0 + \Delta p)$

COEFICIENTE UNITARIO DE REDUCCIÓN VOLUMÉTRICA



$$e_0 = Vv_0 / Vs = Vv_0$$

$$V_{T0} = 1 + e_0$$

$$n_0 = e_0 / (1 + e_0)$$

La porosidad final, $n_f = e_f / (1 + e_f)$

El decremento de porosidad respecto al volumen inicial, $\Delta n = \Delta e / (1 + e_0) = (e_0 - e_f) / (1 + e_0)$

$$\Delta n = \Delta e / (1 + e_0) = a_v \Delta p / (1 + e_0) = [a_v / (1 + e_0)] \Delta p$$

Siendo

$$m_v = a_v / (1 + e_0)$$

m_v coeficiente unitario de reducción volumétrica

GRADO DE CONSOLIDACIÓN



Supóngase un estrato de arcilla confinado por dos estratos de arena cuyo coeficiente de permeabilidad es de 10^{-3} cm/s; el coeficiente de permeabilidad de la arcilla es de 10^{-9} cm/s, es decir es 10^6 menos permeable que las arenas.

La superficie libre del agua coincide con la superficie del terreno. Superficialmente se ha colocado una carga que genera en el estrato arcilla un incremento de presión, figura 16.

Supóngase que el esfuerzo efectivo inicial y el incremento de presión son constantes en el estrato compresible, figura 17.

Para considerar el esfuerzo efectivo inicial y el incremento de presión constantes en el estrato compresible, se recomienda que su espesor no sea mayor de 7.0 m; en caso de que el espesor del estrato compresible sea mayor, se deberá subdividirse en subestratos, con espesores menores a los 7.0 m. De ser posible, económica y prácticamente, se recomienda que los espesores de los subestratos sean del orden de los 3.0 a 5.0 m.

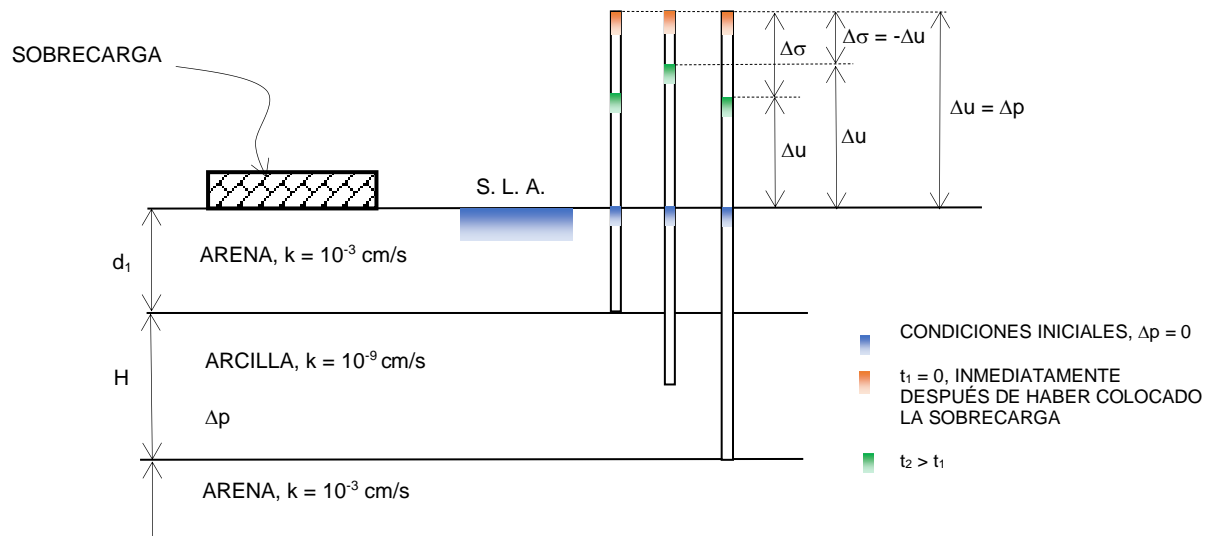


FIGURA 16.- VARIACIÓN DE LA PRESIÓN DE PORO EN EL ESTRATO COMPRESIBLE

De la figura 17 y las hipótesis de trabajo, se tiene:

- La mayor distancia que el agua tiene que recorrer para ser expulsada del estrato compresible es de $H/2$, así $h = H / 2$.
- El incremento de esfuerzos efectivos, es decir el decremento del exceso hidrostático, depende del tiempo y de la profundidad, $\Delta u = f(z, t)$.
- Para $t_0 = 0$, el agua soporta todo el incremento de presión Δp , $\Delta \sigma = 0$, el suelo no ha iniciado el proceso de consolidación, no está consolidado.
- Para $t \rightarrow \infty$, se ha disipado todo el exceso hidrostático, se ha completado la consolidación primaria, $\Delta u = 0$, $\Delta \sigma = \Delta p$, el suelo está consolidado.



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

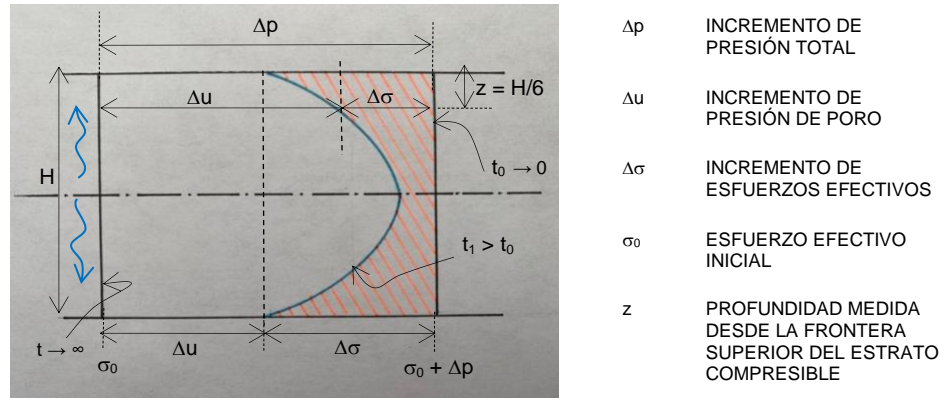


FIGURA 17.- VARIACIÓN DE LA PRESIÓN DE PORO Y DEL ESFUERZO EFECTIVO EN EL ESTRATO COMPRESIBLE, EN FUNCIÓN CON EL TIEMPO Y LA PROFUNDIDAD

- e. Se define como grado de consolidación, U , al porcentaje de presión que es soportada por la estructura sólida del suelo.
- f. De la figura 17, para el mismo tiempo t_1 , al variar la profundidad z se obtienen diferentes grados de consolidación:

z m	Δu kPa	$\Delta \sigma$ kPa	Uz %
0	$0.50 \Delta p$	$0.50 \Delta p$	50
$H / 6$	$0.75 \Delta p$	$0.25 \Delta p$	25
$H / 2$	$0.89 \Delta p$	$0.11 \Delta p$	11
H	$0.50 \Delta p$	$0.50 \Delta p$	50

Este conocimiento carece de interés práctico, debido a que según cambie la profundidad, cambia el grado de consolidación, en consecuencia, se determina el grado de consolidación de todo el estrato:

$$100 \% / 2h \Delta p = U\% / \int_0^{2h} \Delta \sigma dz = U\% / \int_0^{2h} (\Delta p - \Delta u) dz = U\% / [\int_0^{2h} \Delta p dz - \int_0^{2h} \Delta u dz]$$

$$100 \% / 2h \Delta p = U\% / [2h \Delta p - \int_0^{2h} \Delta u dz]$$

$$U\% = 100 \% [1 - (1 / 2h \Delta p) \int_0^{2h} \Delta u dz]$$

VELOCIDAD DE CONSOLIDACIÓN

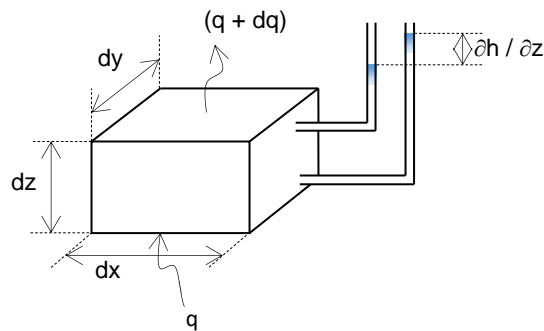
Para determinar la velocidad con que se reduce el exceso hidrostático, en este análisis $\Delta u = u$, generado por el incremento de presión en la masa del estrato compresible, se considera que dicho incremento al igual que el esfuerzo efectivo inicial son constantes a lo largo del estrato compresible, los coeficientes de permeabilidad y unitario de reducción volumétrica se mantienen constantes durante todo el proceso de consolidación, y que el efecto por consolidación secundaria se desprecia. Asimismo,



la reducción del volumen total se debe a la disminución en el volumen de vacíos, todo ello en función del tiempo, tal que:

$$\partial V_T / \partial t = \partial V_V / \partial t$$

Considérese un elemento con espesor dz ubicado en la mitad superior del estrato de arcilla de la figura 17, y de área $dx dy$:



- q gasto de entrada
- $(q + dq)$ gasto de salida
- Si, $q = (q + dq)$, no hay consolidación

La diferencia entre los gastos de entrada y de salida, $(q + dq) - q$, representa el cambio de volumen del suelo.

$$(q + dq) - q = \partial V_T / \partial t$$

$$q = k i a = k (\partial h / \partial z) dx dy$$

$$(q + dq) = k [(\partial h / \partial z) + (\partial^2 h / \partial z^2) dz] dx dy$$

$$k (\partial^2 h / \partial z^2) dz dx dy = \partial V_T / \partial t$$

Siendo:

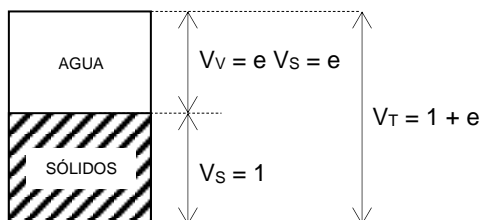
$$V_T = dx dy dz$$

$$u = h \gamma_w, u \text{ representa el exceso hidrostático}$$

$$h = u / \gamma_w$$

$$[k / \gamma_w] (\partial^2 u / \partial z^2) = (1 / dz dx dy) \partial V_T / \partial t \gamma_w$$

Dado a que el suelo está saturado:





Dado que: $\partial V_T / \partial t = \partial V_V / \partial t$ y que V_S es constante en todo el proceso de consolidación:

$$\partial V_T / \partial t = V_S (\partial e / \partial t)$$

$$V_S = V_T / (1 + e_0) = 1$$

$$V_S (\partial e / \partial t) = [V_T / (1 + e_0)] (\partial e / \partial t)$$

$$\partial V_T / \partial t = [(dx dy dz) / (1 + e_0)] (\partial e / \partial t)$$

$$k (\partial^2 h / \partial z^2) dz dx dy = [(dx dy dz) / (1 + e_0)] (\partial e / \partial t) = [(1 / (1 + e_0))] (\partial e / \partial t)$$

El coeficiente de compresibilidad puede escribirse como:

$$a_v = - \partial e / \partial \sigma; \partial e = - a_v \partial \sigma$$

Para $U = 100\%$, $\sigma = p$

$$\partial e = a_v \partial u$$

$$(k / \gamma_w) (\partial^2 u / \partial z^2) = [(a_v / (1 + e_0))] (\partial u / \partial t)$$

Pero:

$$m_v = a_v / (1 + e_0)$$

$$(k / \gamma_w) (\partial^2 u / \partial z^2) = m_v (\partial u / \partial t)$$

$$(\partial u / \partial t) = (k / \gamma_w m_v) (\partial^2 u / \partial z^2)$$

$$k / \gamma_w m_v = c_v$$

c_v coeficiente de consolidación

Así:

$$\boxed{\partial u / \partial t = c_v \partial^2 u / \partial z^2} \text{ Ecuación diferencial de la consolidación}$$

La Ecuación Diferencial de la Consolidación se ha resuelto para diferentes condiciones de frontera, como el drenaje, las variaciones de los esfuerzos efectivos iniciales y los incrementos de esfuerzos o esfuerzos inducidos por la sobrecarga. El caso más común está expuesto en la figura 16. En la solución a la Ecuación Diferencial de la Consolidación el grado de consolidación depende del factor tiempo, T_V , el cual queda expresado por la igualdad:

$$T_V = c_v t / h^2$$



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Siendo t el tiempo necesario para que se desarrolle un cierto grado de consolidación $U\%$. Habrá que recordar que la distancia h representa la distancia máxima que el agua debe recorrer para ser expulsada del estrato compresible.

La representación gráfica de la Ecuación Diferencial de la Consolidación es la curva teórica de la consolidación, figuras 18 y 19. La variación de T_v con respecto a $U\%$ para la condición 18.a es:

U, %	0	10	20	30	35	40	45	50	55	60	65
T_v	0	0.008	0.031	0.071	0.096	0.126	0.159	0.197	0.238	0.287	0.342

U, %	70	75	80	85	90	95	100
T_v	0.403	0.478	0.567	0.684	0.848	1.127	∞

Dado a que teóricamente el factor tiempo es infinito, en consecuencia el tiempo necesario para que se desarrolle el 100% de consolidación también es infinito, se ha optado por considerar que para el 100% de consolidación, T_v es igual a 1.781, la siguiente figura

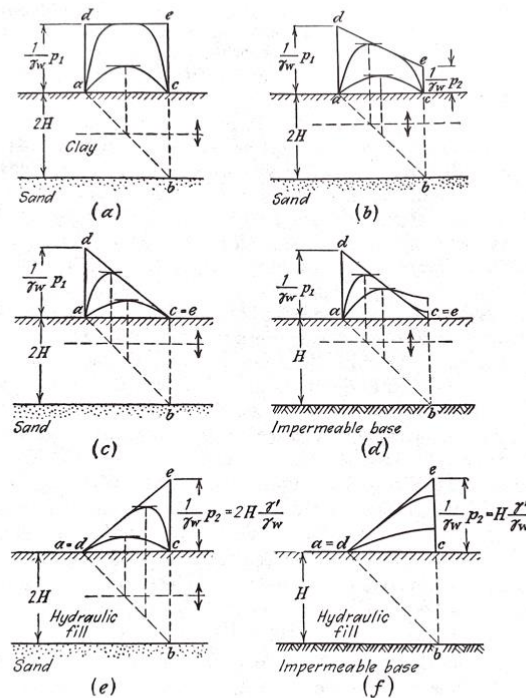


FIGURA 18.- ISÓCRONAS QUE REPRESENTAN DEL PROGRESO DE LA CONSOLIDACIÓN DE UN ESTRATO DE ARCILLA CON DIFERENTES DRENAJES Y DISTINTAS DISTRIBUCIONES DE ESFUERZOS INDUCIDOS QUE GENERAN LA CONSOLIDACIÓN DEL ESTRATO DE ARCILLA, SEGÚN K. VON TERZAGHI Y FRÖLICH.
FUENTE: KARL VON TERZAGHI, THEORETICAL SOIL MECHANICS

Las curvas teóricas de la figura 19, están compuestas por dos curvas, cóncavas y convexas, tal que para el caso de la figura 18.a, curva C_1 , si:

$$U \leq 55\%; T_v = (\pi / 4) U^2$$

$$U > 55\%; T_v = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%)$$



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

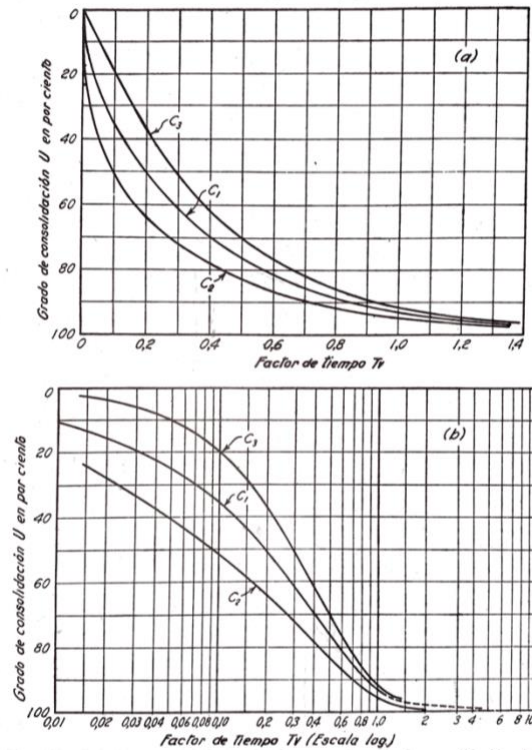
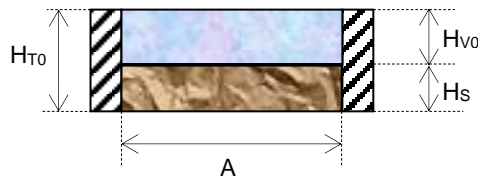


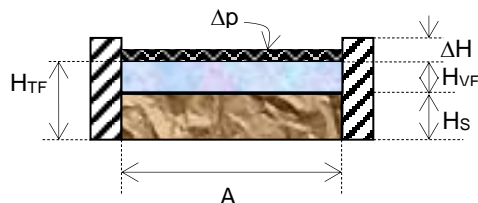
FIGURA 19.- CURVAS TEÓRICAS DE CONSOLIDACIÓN EN ESCALA ARITMÉTICA Y SEMILOGARÍTMICA PARA LAS DIFERENTES CONDICIONES DE ESFUERZOS INDUCIDOS Y DRENAJE, REPRESENTADOS EN LA FIGURA 13, ASÍ, LAS CURVAS C_1 , C_2 Y C_3 , CORRESPONDEN A LAS CARGAS Y DRENAJES REPRESENTADOS EN LAS FIGURAS 18.a, 18.d Y 18.f, SEGÚN KARL VON TERZAGHI Y FRÖHLICH
FUENTE: KARL VON TERZAGHI Y R. B. PECK, MECÁNICA DE SUELOS EN LA INGENIERÍA PRÁCTICA

CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS

De la prueba de consolidación se tiene:



- H_{T0} ALTURA INICIAL DE LA MUESTRA
- H_{V0} ALTURA INICIAL DE VACÍOS = ALTURA INICIAL DEL AGUA
- H_S ALTURA DE LOS SÓLIDOS
- H_{TF} ALTURA FINAL DE LA MUESTRA
- H_{VF} ALTURA FINAL DE VACÍOS = ALTURA FINAL DEL AGUA





$$\Delta H = H_{T0} - H_{TF}$$

Durante el proceso de consolidación tanto el peso de los sólidos como el área transversal de la muestra permanecen constantes. El área de la muestra es igual al área interior del anillo.

$$e = V_V / V_S = (V_T - V_S) / V_S = (V_T / V_S) - 1 = (A H_T / A H_S) - 1$$

$$e_0 = (H_{T0} / H_S) - 1; H_{T0} = (e_0 + 1) H_S$$

$$e_F = (H_{TF} / H_S) - 1; H_{TF} = (e_F + 1) H_S$$

$$\Delta H = H_{T0} - H_{TF} = (e_0 + 1) H_S - (e_F + 1) H_S = (e_0 - e_F) H_S = \Delta e H_S$$

De las condiciones iniciales:

$$H_{T0} = (e_0 + 1) H_S; H_S = H_{T0} / (e_0 + 1)$$

$$\Delta H = \Delta e H_{T0} / (e_0 + 1)$$

$$\Delta H = [\Delta e / (e_0 + 1)] H_{T0}$$

De la prueba de consolidación se obtiene para cada incremento de presión una curva de consolidación, figura 20, de ellas se obtienen el 0%, 100 % y el 50% de consolidación primaria.

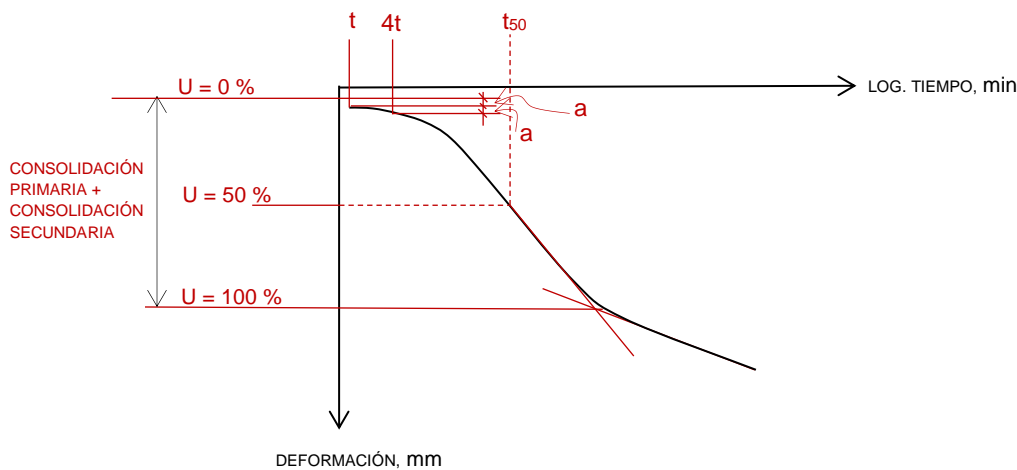


FIGURA 20.- CURVA DE CONSOLIDACIÓN

Una vez determinado el t_{50} , se calcula el T_{V50} , siendo 0.196 para la condición 13.a, posteriormente se calcula el c_v :

$$c_v = T_{V50} h^2 / t_{50} = 0.196 h^2 / t_{50}$$



Con el c_v de cada presión aplicada se dibuja la relación $p - c_v$, figura 21.

A partir de la gráfica anterior se define el c_v del estrato en cuestión con el esfuerzo efectivo inicial y el incremento de presión, σ_0 y Δp o $\Delta\sigma$.

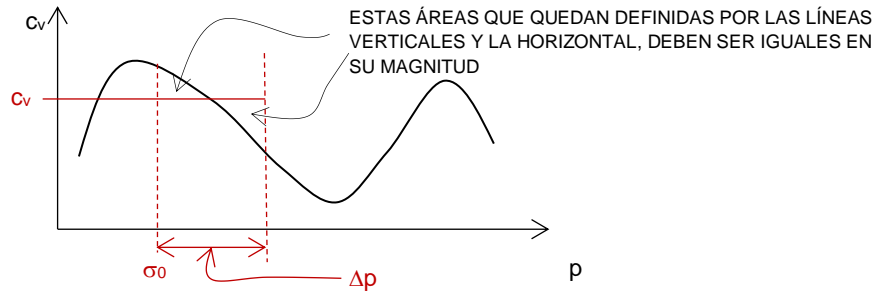


FIGURA 21.- RELACIÓN PRESIÓN - COEFICIENTE DE COMPRESIBILIDAD

La curva de compresibilidad se dibuja con las oquedades finales y sus correspondientes presiones en escala semilogarítmica y aritmética, obteniendo las curvas siguientes.

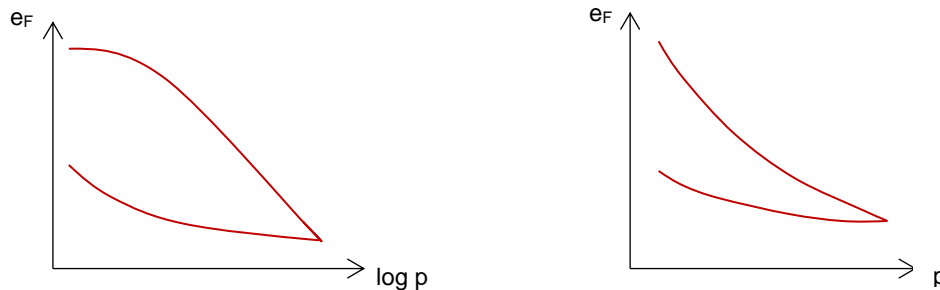


FIGURA 22.- CURVA DE COMPRESIBILIDAD

De acuerdo con A. Casagrande, la máxima carga que ha consolidado al suelo, carga de preconsolidación, σ_c , se determina a partir de la curva de preconsolidación en escala semilogarítmica como se indica en la figura 23.

Si:

$\sigma_0 < \sigma_c$ el suelo es preconsolidado, el esfuerzo efectivo inicial es menor a la máxima presión de preconsolidación, los asentamientos pueden ser aceptables.

$(\sigma_0 + \Delta\sigma) < \sigma_c$ el suelo es preconsolidado, se ubica en el tramo de recarga, la magnitud de los asentamientos pueden ser pequeños.

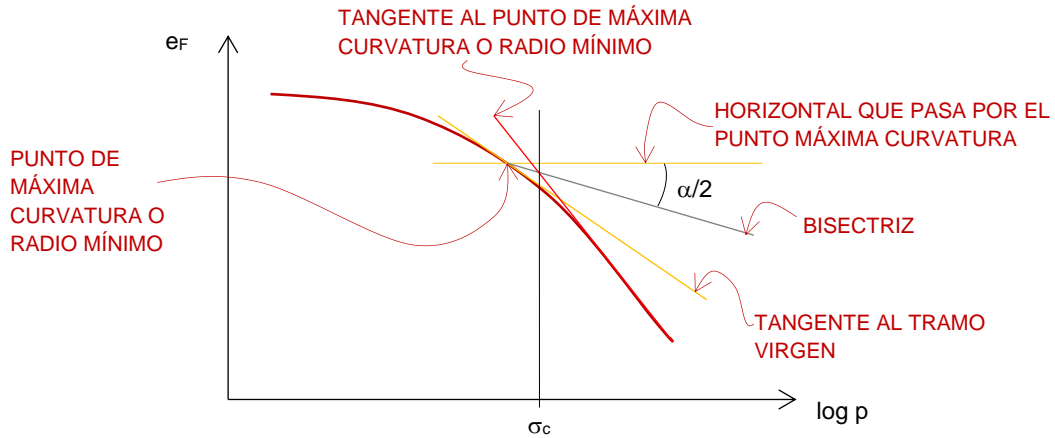
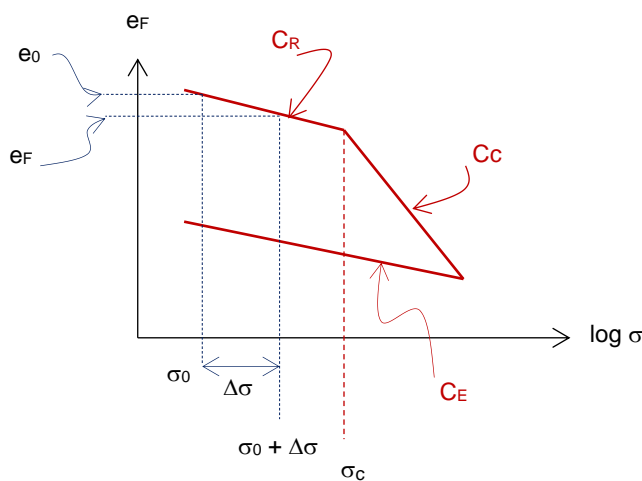
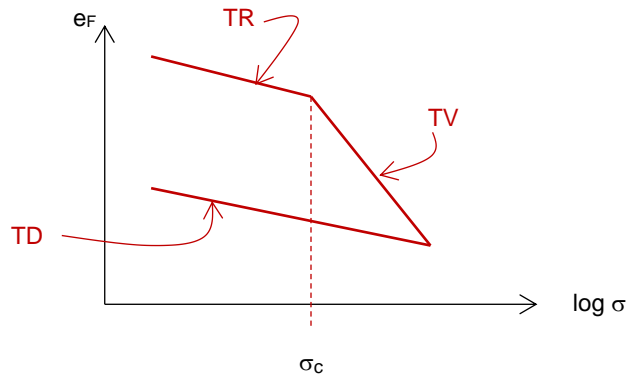


FIGURA 23.- DETERMINACIÓN GRÁFICA DEL ESFUERZO CRÍTICO O MÁXIMO DE PRECONSOLIDACIÓN

De esta manera se identifican tres tramos en la curva de compresibilidad, recarga TR, tramo virgen TV y descarga TD, cada uno de ellos con sus correspondientes pendientes.



- C_R ÍNDICE DE RECOMPRESIÓN
- C_C ÍNDICE DE COMPRESIBILIDAD
- C_E ÍNDICE DE EXPANSIÓN
- $e_0 - e_F = \Delta e$

$$C_R = \Delta e / \log (\sigma_0 + \Delta \sigma) - \log \sigma_0 = \Delta e / \log [(\sigma_0 + \Delta \sigma) / \sigma_0]$$

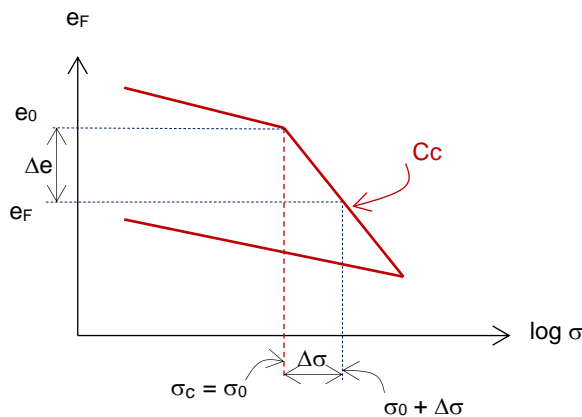


$$\Delta e = C_R \log [(\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

$$\Delta H = \{ [C_R \log (\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0] / (e_0 + 1) \} H_{T0}$$

$$\Delta H = [C_R / (e_0 + 1)] H_{T0} [\log (\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

- $\sigma_0 = \sigma_c$ el suelo es normalmente consolidado, el esfuerzo efectivo inicial es igual a la máxima presión que ha consolidado al suelo en toda su historia de carga.
- $(\sigma_0 + \Delta\sigma) > \sigma_c$ el incremento de presión ubica al suelo en el tramo virgen, la magnitud de los asentamientos serán importantes.



$$e_0 - e_F = \Delta e$$

$$C_c = \Delta e / \log (\sigma_0 + \Delta\sigma) - \log \sigma_0$$

$$C_c = \Delta e / \log [(\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

$$\Delta e = C_c / \log [(\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

$$\Delta H = \{ [C_c \log (\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0] / (e_0 + 1) \} H_{T0}$$

$$\Delta H = [C_c / (e_0 + 1)] H_{T0} [\log (\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0]$$

- $\sigma_0 > \sigma_c$ el suelo está en proceso de consolidación, entre otras causas, por abatimiento del NAF o por remoldeo del suelo.

PRUEBA DE CONSOLIDACIÓN

Generalidades

De acuerdo con la Teoría del Dr. Karl von Terzaghi, la compresibilidad de un suelo fino saturado es debida a la disminución del volumen de vacíos provocada por el flujo de agua libre hacia zonas de menor presión y el reacomodo estructural de los sólidos despreciándose la compresibilidad de los mismos y del agua.



En el proceso de consolidación se presenta una disminución en el volumen del suelo, con el correspondiente decremento en su contenido de agua, manteniéndose el 100% de grado de saturación.

El objetivo de la práctica es establecer la relación esfuerzo - deformación - tiempo para la obtención de los parámetros de compresibilidad del suelo, para lo cual, de acuerdo con la Teoría de K. von Terzaghi, el suelo confinado lateralmente, es sometido a incrementos de esfuerzos verticales permitiéndose únicamente la deformación en esa dirección.

Equipo

Consolidómetro, incluye extensómetro de carátula, vaso de consolidación, anillo de consolidación, piedras porosas, placa de apoyo con balín, serie de pesas, figuras 24, 25 y 26.

Cronómetro
Torno de labrado
Herramienta de labrado
Pipeta
Vernier
Balanza con aproximación a 0.01 g

Horno eléctrico de temperatura constante
Algodón o hule espuma
Termómetro
Consolidómetro o marco de carga
Vaso de precipitados

Se dispone, básicamente, con dos tipos de consolidómetros, uno llamado de anillo flotante, ideado por A. Casagrande y otro de anillo fijo, figura 33.

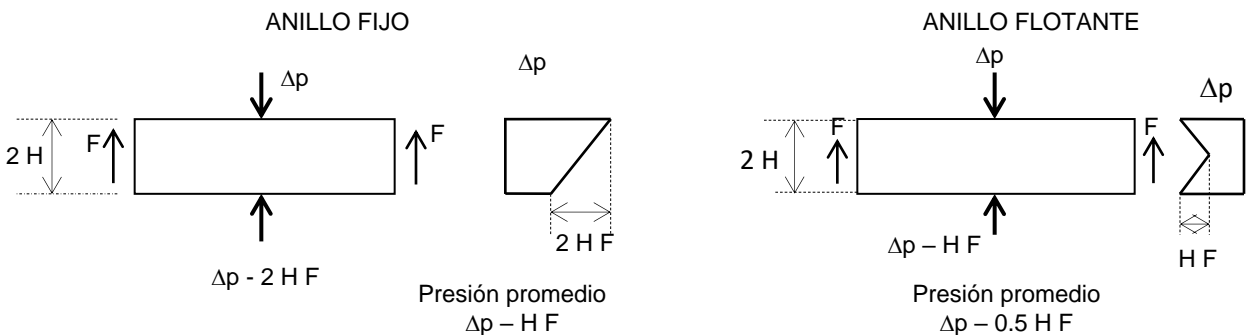


FIGURA 33.- ANILLO FIJO Y ANILLO FLOTANTE

Las ventajas del consolidómetro de anillo flotante sobre el de anillo fijo son:

- a. Reduce la pérdida por fricción entre la pared interna del anillo y el suelo.
- b. En el anillo fijo todo el movimiento relativo entre suelo y anillo es hacia abajo y la fuerza resistente por fricción es hacia arriba.



- c. De la figura 33, se la presión p es aplicada a un espécimen de altura $2H$, la carga en la base es $(\Delta p - 2H F)$ y la carga promedio es $(\Delta p - H F)$, siendo F la fuerza por fricción.
- d. En el consolidómetro de anillo flotante, el efecto de la resistencia por fricción que reduce la carga sobre la muestra de suelo es menor en el anillo fijo, su valor promedio es $(\Delta p - H F/2)$.
- e. Otra ventaja que se tiene del anillo flotante sobre del anillo fijo es la velocidad del ensaye es casi cuatro veces mayor.

La ventaja del anillo fijo sobre el anillo flotante es que además se puede determinar el coeficiente de permeabilidad durante la prueba de consolidación.

Las dimensiones de los anillos, inicialmente igual al de la muestra por ensayar varían entre 20 y 40 mm de espesor o altura por 45 a 113 mm de diámetro.

Procedimiento

La prueba ideada por K. von Terzaghi consiste en aplicar, a una muestra inalterada de suelo de forma cilíndrica aplanada, confinada lateralmente por un anillo rígido, una serie de incrementos de presión en progresión geométrica, con una relación entre el incremento de carga y la carga aplicada, generalmente unitaria, y descargar de manera inversa midiendo las deformaciones que genera cada incremento o decremento de presión respecto al tiempo.

Las presiones aplicadas generalmente son: 12.5, 25.0, 50.0, 100.0, 200.0, 400.0, 800.0, 1,600.0 kPa. Los tiempos para las lecturas de las deformaciones: Antes de aplicar el incremento de presión, a los 5, 10, 15, 20, 30, 45 segundos; 1, 2, 3, 5, 10, 15, 30, 45 minutos; 1, 2, 4, 8, 16 y 24 horas, por considerar que en un día el suelo se consolida dado el espesor de la muestra.

Una vez alcanzada la máxima presión programada, se descarga el consolidómetro de manera reversible, midiendo la recuperación respecto al tiempo. Sin embargo, es recomendable efectuar una primera prueba para definir el esfuerzo máximo de preconsolidación o esfuerzo crítico a fin de programar, del orden de 10 a 12 incrementos de presión de igual magnitud, hasta alcanzar una presión mayor al incremento de presión al que estará sujeto el estrato compresible en estudio.

El procedimiento es:

1.- Calibración del Consolidómetro.- Con el fin de descontar las deformaciones del equipo, el primer paso es la calibración del mismo, la cual consiste en obtener las deformaciones con respecto al tiempo que aquel experimenta al ser cargado con todos y cada uno de los incrementos de carga que se vayan a emplear.

Los tiempos de lecturas en la calibración deben ser los mismos a los de las lecturas de la prueba.

2.- Pese y mida la altura y diámetro medio del anillo de consolidación.

3.- De la muestra inalterada recuperada ya sea de tipo cúbico o de un tubo Shelby o de pared delgada, obtenga su contenido natural de agua, densidad de sólidos, peso volumétrico y límites de consistencia.

4.- Con la ayuda del anillo de consolidación, labre la muestra de suelo, de tal manera que los diámetros de la muestra e interior del anillo sea iguales. Posteriormente, enrase la muestra con el arco de cuerda de alambre, limpie el anillo exteriormente y pese el conjunto anillo y muestra.



5.- Coloque papel filtro en las bases de la muestra, coloque las piedras porosas y centre el anillo con las piedras porosas en el vaso de consolidación.

6.- Coloque algodón húmedo alrededor y sobre de la muestra para cargarla con incrementos de presión, leyendo para cada uno de ellos las deformaciones correspondientes en los tiempo que se hayan fijado o bien en los citados arriba, hasta alcanzar la presión que el suelo tenía in situ.

7.- Una vez que se ha alcanzado la presión efectiva inicial, sature el suelo llenado el vaso de consolidación de tal forma que la parte superior de la muestra quede sumergida, esta condición deberá cumplirse durante toda la prueba. Prosiga con los incrementos de carga programados, registrando las correspondientes lecturas de deformación para los diferentes tiempos.

8.- Las deformaciones que genere cada incremento de presión para los respectivos tiempos deben dibujarse a fin de decidir cuándo aplicar el siguiente incremento de presión, figura 14. Alcanzada la máxima presión de la prueba y cumplido el tiempo de consolidación, 24 h quizá más o menos, según sea la curva de la consolidación, se procederá a la descarga.

9.- La descarga del consolidómetro se inicia con el último incremento de carga, registrando para cada decremento de carga la recuperación de la muestra.

El tiempo necesario para retirar las presiones varía en función de la viscosidad intergranular del suelo. Es común remover cada incremento de presión cada 2 h o bien hasta que la velocidad de recuperación sea menor de 0.1 mm en 30 minutos. Esto siempre que no sea importante determinar la velocidad con la que el suelo se recupera.

10.- Una vez descargada la muestra, retírese con cuidado el vaso de consolidación del marco de carga o consolidómetro.

11.- Extraiga el agua “pipeteando” sin pérdida de sólidos. Renueva las piedras porosas del anillo de consolidación para meter al horno el suelo y el anillo de consolidación. La temperatura del horno será constante de 110 a 105° C durante al menos 24 horas. Obtenga el peso de los sólidos.

12.- De las curvas de consolidación de cada presión aplicada a la muestra de suelo, determine gráficamente con el criterio de A. Casagrande el 0%, 100% y 50% de consolidación primaria, figura 20. Para el 0% de consolidación se escoge un punto dentro de la primera curva, próximo al eje de las deformaciones y, se determina el tiempo t y su correspondiente ordenada, posteriormente localice la abscisa para el tiempo $4t$ y su ordenada, la diferencia de ordenadas se ubica sobre de la primera ordenada, para el tiempo t , de esta manera se define el 0% de consolidación.

El 100% se determina por la intersección entre las tangentes al tramo de consolidación secundaria con la del tramo descendente de la consolidación primaria.

El 50% se localiza a la mitad ente el 0% y el 100% de consolidación.

Si la curva de consolidación tiende a ser una recta aún después de las 24 h, figura 20, es indicativo que se está en la consolidación secundaria o bien habrá que dejar cargado más tiempo el suelo hasta que la curva tienda a ser cóncava.

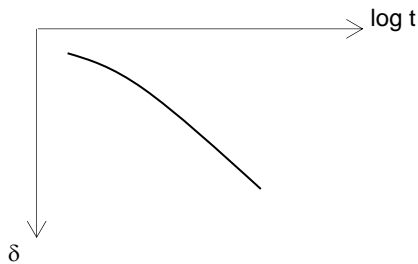


FIGURA 26.- CURVA DE CONSOLIDACIÓN,
ÚNICAMENTE CONSOLIDACIÓN SECUNDARIA

En suelos que exhiben elevada viscosidad intergranular las 24 h de carga pueden no ser suficientes, de igual manera habrá suelos que alcancen el 100% de consolidación antes de las 24 h, de ahí la importancia de dibujar para cada incremento de presión su correspondiente curva de consolidación.

En caso de que no se defina el término de la consolidación primaria, D. W. Taylor propuso el siguiente método:

- i. Trazar la curva de consolidación en los ejes $\sqrt{t} - \delta$, raíz de tiempo – deformación, figura 34.
- ii. Localización del 90% de consolidación. Unir dos más puntos del tramo recto inicial de la gráfica, la pendiente así obtenida multiplíquese por 1.15, la intersección de esta recta con la curva $\sqrt{t} - \delta$, define el 90% de consolidación primaria y el t_{90} . El 0% queda definido por el origen de la primera recta.

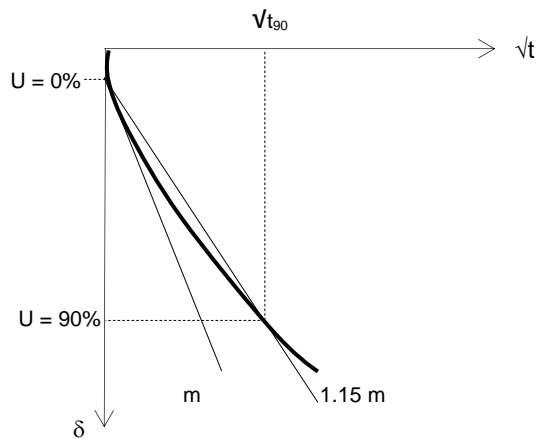


FIGURA 28.- DETERMINACIÓN DE $\sqrt{t_{90}}$ A PARTIR DE LA RELACIÓN $\sqrt{t} - \delta$;

13.- Trace la relación $p - c_v$; para el cálculo del coeficiente de consolidación, c_v , para cada presión aplicada, ya sea con el t_{50} o con el t_{90} .

$$c_v = T_V h^2 / t$$
$$c_v = T_{V50} h^2 / t_{50} = 0.196 h^2 / t_{50}$$
$$c_v = T_{V90} h^2 / t_{90} = 0.842 h^2 / t_{90}$$



14.- Calcule y trace la curva de compresibilidad en escala semilogarítmica, $\log \sigma - e$ y aritmética, $\sigma - e$. Para lo cual se dispone de una serie de valores de presiones con sus correspondientes deformaciones finales, altura final de la muestra para cada presión aplicada, densidad de sólidos o peso específico relativo de los sólidos, peso de la muestra seca, área del anillo de consolidación. Con estos datos se calculan las relaciones de vacíos u oquedades finales, como se describe a continuación:

El peso de los sólidos al igual que el área transversal de la muestra son constantes durante todo el proceso de la prueba y es igual al área interior del anillo.

$$e = V_V / V_S = (V_T - V_S) / V_S = (V_T / V_S) - 1 = (A H_T / A H_S) - 1$$

$$e = (H_T / H_S) - 1$$

Por parte:

$$V_S = A H_S$$

$$S_S = W_S / A V_S \gamma_0$$

$$V_S = W_S / S_S A \gamma_0$$

Donde:

H_T	altura total de la muestra
H_S	altura de los sólidos
A	área de la muestra

Para cada incremento de presión la muestra ha sido consolidada y su oquedad ha disminuido. Al remover los incrementos de presión y permitir la recuperación volumétrica de la muestra, se obtiene la curva de descarga, la cual es casi horizontal en las proximidades de máxima presión aplicada, incrementándose su pendiente al ser cada vez menores las presiones actuantes, figura 22.

La curva de compresibilidad dibujada en escala semilogarítmica puede ser simplificada por tres rectas, figura 35, que definen los tramos de recarga, virgen y descarga, AB, BC y CD, respectivamente.

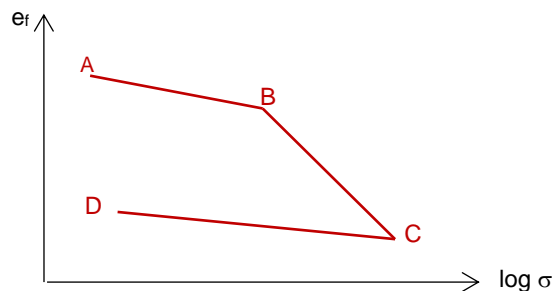


FIGURA 35.- TRAMO DE RECARGA, AB;
TRAMO DE CARGA BC; TRAMO DE
DESCARGA CD

15.- Determine la máxima carga de preconsolidación, σ_c . Según A. Casagrande:



Localice la máxima curvatura entre los tramos de recarga y virgen, por él trace una horizontal y una tangente, asimismo la bisectriz de estas dos rectas. Trace una tangente al tramo virgen hasta que intersecte a la bisectriz. La abscisa de ésta intersección define la máxima carga de preconsolidación σ_c , figura 23.

16.- De la curva de compresibilidad, en escala aritmética, figura 22, obtenga el coeficiente de compresibilidad, a_v , para un determinado rango de presiones.

17.- Calcule el coeficiente unitario de reducción volumétrica.

$$m_v = a_v / (1 + e_0)$$

18.- A partir de las curvas de consolidación calcule el coeficiente de consolidación de cada presión aplicada y gráfiquelo contra la presión en escala aritmética, figura 21.

$$c_v = T_{50} h^2 / t_{50}, \text{ cm}^2 / \text{ s}$$

$$c_v = T_{90} h^2 / t_{90}, \text{ cm}^2 / \text{ s}$$

Siendo:

T_{50}, T_{90} factor tiempo para el 50% y 90% de consolidación, sus valores son 0.197 y 0.848, respectivamente.

t_{50}, t_{90} tiempo necesario para que se desarrolle el 50% y 90% de consolidación obtenidos de las curvas de consolidación.

h semiespesor de la pastilla de consolidación.

El c_v del suelo se determina a partir de la figura 21 para el rango de esfuerzos iniciales y presión inducida por la sobrecarga en el estrato compresible que es representado por la muestra inalterada recuperada en la que se desarrolló la prueba de consolidación.

18.- El coeficiente de permeabilidad del suelo, k , se puede determinar midiendo la temperatura del agua durante todo el tiempo que dure la prueba.

$$k = [c_v a_v \gamma_w / (1 + e_0)] \kappa$$

Siendo:

κ corrección por viscosidad

$$\kappa = \eta_t / \eta_{20}$$

η_t viscosidad cinemática del agua a la temperatura de prueba

η_{20} idem a la temperatura de 20° C



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

TABLA 1.- CORRECIÓN POR VISCOSIDAD, κ

TEMPERATURA °C	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
10	1.3012	1.2976	1.2940	1.2903	1.2867	1.2831	1.2795	1.2759	1.2722	1.2686
12	1.2301	1.2268	1.2234	1.2201	1.2168	1.2135	1.2101	1.2068	1.2035	1.2001
14	1.1651	1.1621	1.1590	1.1560	1.1529	1.1499	1.1469	1.1438	1.1408	1.1377
16	1.1056	1.1028	1.0999	1.0971	1.0943	1.0915	1.0887	1.0859	1.0803	1.0533
18	1.0507	1.0480	1.0454	1.0429	1.0403	1.0377	1.0351	1.0325	1.0300	1.0274
20	1.0000	0.9976	0.9952	0.9928	0.9904	0.9881	0.9857	0.9833	0.9809	0.9785
22	0.9531	0.9509	0.9487	0.9465	0.9443	0.9421	0.9399	0.9377	0.9355	0.9333
24	0.9097	0.9077	0.9056	0.9036	0.9015	0.8995	0.8975	0.8954	0.8934	0.8913
26	0.8694	0.8675	0.8656	0.8636	0.8617	0.8598	0.8579	0.8560	0.8540	0.8521
28	0.8318	0.8300	0.8282	0.8264	0.8246	0.8229	0.8211	0.8193	0.8175	0.8157
30	0.7967	0.7950	0.7934	0.7917	0.7901	0.7884	0.7867	0.7851	0.7834	0.7818
32	0.7641	0.7626	0.7610	0.75.95	0.7579	0.7564	0.7548	0.7533	0.7517	0.7502
34	0.7334	0.7320	0.7305	0.7291	0.7276	0.7262	0.7247	0.7233	0.7218	0.7204

FUENTE: J. E. BOWLES, MANUAL DE LABORATORIO DE SUELOS EN INGENIERÍA CIVIL



FIGURAS 24.- VASO DE CONSOLIDACIÓN, ANILLO FLOTANTE, PLACA DE APOYO, PIEDRAS POROSAS, PAPEL FILTRO



FIGURA 25.- PARTE DEL EQUIPO DE LABRADO: TORNO, ESPÁTULAS, ARCO CON LA PRIMERA CUERDA DE GUITARRA.



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FIGURA 26.- JUEGO DE CARGAS O PESAS PARA CARGAR EL CONSOLIDÓMETRO.



FIGURA 27.- CONSOLIDÓMETRO MECÁNICO, DE COLOR GRIS, CON BRAZO DE PALANCA 1:10, CON CADENA PARA MANTENER LA CARGA VERTICAL Y LA RELACIÓN DE CARGA APLICADA 1:10; EL CONSOLIDÓMETRO DE COLOR AZUL LA RELACIÓN DE PESO APLICADO CON EL PESO SOBRE DE LA MUESTRA ES DE 1:12.5. EN AMBOS SE TIENE EN LA PARTE POSTERIOR UN CONTRA PESO PARA ANULAR EL PESO DEL BRAZO Y MARCO DE CARGA, DE TAL MANERA QUE LA CARGA APLICADA A LA MUESTRA SEA ÚNICAMENTE LA QUE SE TIENE EN EL PORTAPESAS. ADEMÁS SE TIENE UN SOPORTE PARA COLOCAR EL EXTENSÓMETRO DE CARÁTULA.



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



FIGURA 28.- LABRADO DE PASTILLA DE CONSOLIDACIÓN, A PARTIR DE MUESTRA INALTERADA DE TIPO CÚBICO. EL DIÁMETRO DE LA MUESTRA DEBE SER EL DIÁMETRO DEL ANILLO. PREVIO AL LABRADO EL ANILLO SE DEBE PESAR Y MEDIR SUS DIÁMETROS Y ALTURAS, AL MENOS TRES DE CADA UNA DE ELLAS A FIN DE OBTENER UN PROMEDIO.

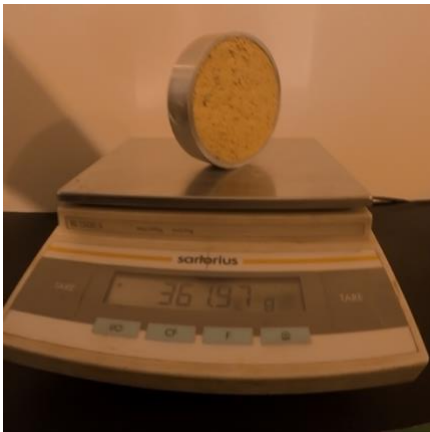


FIGURA 29.- UNA VEZ LABRADA LA PROBETA O PASTILLA DE CONSOLIDACIÓN SE PESA Y SE COLOCAN EN SUS BASES PAPEL FILTRO Y PIEDRAS POROSAS PARA PERMITIR LA SALIDA DEL AGUA DENTRO DE LA MUESTRA, POSTERIORMENTE SE MONTA EN EL CONSOLIDÓMETRO.



FIGURA 30.- SE AJUSTA EL MARCO DE CARGA, SE TOMA LA LECTURA DEL EXTENSÓMETRO; SE COLOCA ALGODÓN HÚMEDO Y SE INICIA LA CARGA DEL CONSOLIDÓMETRO.



FIGURA 31.- CONSOLIDÓMETRO CARGADO CON EL BRAZO DE CARGA HORIZONTAL. PREVIO A LA COLOCACIÓN DE LA CARGA SE TOMA LA LECTURA PARA 0 SEGUNDOS, AL COLOCAR LA CARGA CON UN CRONÓMETRO SE TOMA EL TIEMPO EN EL QUE SE DEBEN DE REGISTRAR LAS LECTURAS DEL EXTENSÓMETRO, QUE CORRESPONDE A LAS DEFORMACIONES DE LA PASTILLA.



FIGURA 32.- UNA VEZ TERMINADAS LAS ETAPAS DE CARGA Y DESCARGA, SE DESMONTA LA PROBETA, SE PESA JUNTO CON EL ANILLO Y SE SECA EN HORNO ELÉCTRICO DE TEMPERATURA CONSTANTE A 110°C O 105°C DURANTE 24 HORAS.

EJEMPLOS

1.- De una prueba de consolidación se obtuvieron las siguientes lecturas:

PRESIÓN APLICADA	LECTURA FINAL EXTENSÓMETRO
kPa	mm
200	16.453
500	13.018

Si la deformación por consolidación representa el 80% de la deformación total, determinar: a) Para la lectura de 14.000 mm el decremento del exceso hidrostático y, el grado de consolidación; b) Para el exceso hidrostático de 250 kPa, la lectura del extensómetro.

Solución

a)



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Δp : 300 kPa
Deformación total: $16.453 - 13.018 = 3.435$ mm
Deformación por consolidación primaria: $0.80 (3.435) = 2.748$ mm
Lectura para el 100% de consolidación: $16.453 - 2.748 = \underline{13.705}$ mm
Deformación para la lectura de 14.000 mm: $16.453 - 14.000 = 2.453$
Grado de consolidación:

$$100\% / 2.748 = U\% / 2.453$$
$$\underline{U\% = 89.26\%}$$

El incremento en los esfuerzos efectivos es de: $300 (0.8926) = 267.79$ kPa

El decremento en el exceso hidrostático: $300 - 267.79 = \underline{32.21}$ kPa

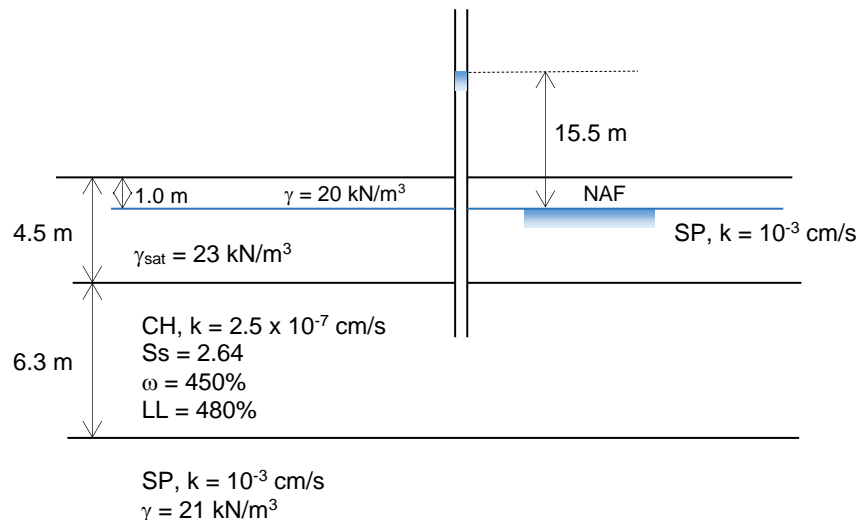
b) Para el exceso hidrostático de 250 kPa, se tiene un incremento en esfuerzos efectivos de 50 kPa, el grado de consolidación es de:

$$100\% / 300 = U\% / 50$$
$$U\% = 16.67\%$$

La deformación es: $(0.1667) 2.748 = 0.458$ mm

Lectura del micrómetro: $16.453 - 0.458 = 15.995$ mm

2.- Considerando la siguiente estratigrafía y que es posible medir con un piezómetro abierto la presión de poro, calcular y dibujar a relación tiempo – asentamiento. En el año 2000, superficialmente, se aplicó una sobrecarga que generó en el estrato compresible un incremento medio de presión de 350 kPa. Actualmente la altura piezométrica es de 15.5 m.



Solución:



Se deberá de calcular el peso volumétrico de la arcilla.

Como el contenido de agua y el límite líquido tienen semejantes magnitudes, según el Dr. K. von Terzaghi la arcilla está normalmente consolidada y se encuentra saturada:

$$\begin{aligned}\sigma_0 &= \sigma_c \\ V_W &= V_V \\ C_c &= 0.009 (LL - 10)\end{aligned}$$

$$S_s = W_s / (V_s \gamma_0) = 2.64$$

$$\omega = W_W / W_s = 4.50; W_W = \omega W_s$$

$$\text{Para: } V_s = 1.00 \text{ m}^3; W_s = 2.64 (9.81) = 25.90 \text{ kN}$$

$$W_W = 4.50 (25.90) = 116.65 \text{ kN}$$

$$\gamma_\omega = W_W / V_W = 10 \text{ kN/m}^3; V_W = 11.65 \text{ m}^3$$

$$V_V = V_w = 11.65 \text{ m}^3$$

$$V_T = 12.65 \text{ m}^3$$

$$W_T = 25.90 + 116.55 = 142.45 \text{ kN}$$

$$e = V_V / V_s = 11.65$$

$$\gamma = 142.55 / 12.65 = 11.27 \text{ kN/m}^3$$

Esfuerzo efectivo medio inicial: $\sigma_0 = \sum \gamma_i d_i = 20 (1.00) + 13 (3.50) + 1.27 (3.15) = 69.50 \text{ kPa}$

$$C_c = 0.009 (480 - 10) = 4.23$$

$$\Delta H = [C_c / (1 + e_0)] H_0 \log (\sigma_0 + \Delta\sigma) / \sigma_0$$

$$\Delta H = [4.23 / (1 + 11.65)] 6.30 \log (69.50 + 350) / 69.50 = 1.64 \text{ m}$$

Inmediatamente después de aplicar la carga, en el año 2000, en el agua intersticial se genera un exceso hidrostático de 350 kPa, por lo que la altura piezométrica es de 35 m columna de agua. En la medida que transcurre el tiempo el exceso hidrostático disminuye, decreciendo en consecuencia la altura piezométrica. Para el año 2021, la altura piezométrica es de 15.5 m, es decir, el exceso hidrostático medio es de 155 kPa. Así, el incremento en la estructura sólida del suelo es de 195 kPa, el grado de consolidación a los 21 años es de:

$$U = (195 / 350) 100 = 55.71\%$$

$$c_v = T_v h^2 / t$$



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$\text{Para } U > 55\%, T_v = 1.781 - 0.933 \log (100\% - U\%)$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100\% - 55.71\%) = 0.245$$

$$c_v = 0.245 (3.15)^2 / 21 = 0.116 \text{ m}^2 / \text{año}$$

$$\text{Para el 100\% de consolidación, } T_v = 1.781; t_{100} = T_v h^2 / c_v$$

$$t_{100} = 1.781 (3.15)^2 / 0.116 = 152.34 \text{ años}$$

Como el coeficiente de consolidación se asume constante durante el proceso de consolidación, se supondrá el tiempo, para después calcular el factor tiempo T_v , para posteriormente calcular el grado de consolidación y finalmente calcular el asentamiento.

$$T_v = (c_v / h^2) t$$

$$T_v = (0.116 / 3.15^2) t = 0.012 t$$

$$\text{Para } U \leq 55\%; T_v = (\pi / 4) U^2 = (3.1416 / 4) 0.55^2 = 0.238$$

t	T_v	U	ΔH
años	---	%	cm
0	0.000	0.00	0.00
5	0.058	27.28	44.74
10	0.117	38.60	63.30
15	0.175	47.20	77.41
20	0.234	54.58	89.51
30	0.351	65.91	108.09
50	0.585	80.86	132.61
70	0.818	89.23	146.34
100	1.169	95.47	156.57
152.34	1.781	100.00	164.00

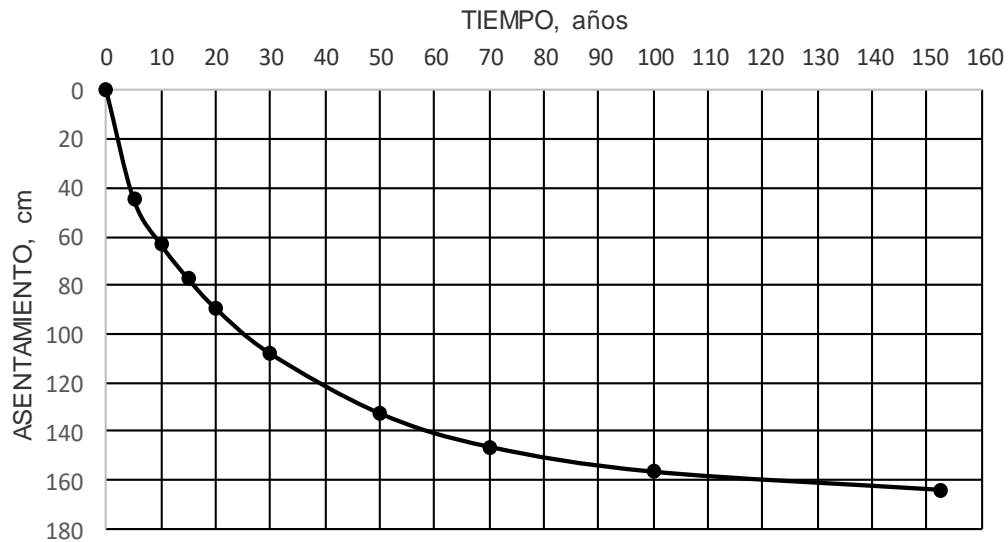
$$\text{Para } t = 5 \text{ años, } T_v = 0.678 \times 10^{-3} < 0.238; U = (4 T_v / \pi)^{0.5} = [(4) 0.678 \times 10^{-3} / 3.1416]^{0.5} = 0.0.29$$

$$\text{Para } U > 55\%, T_v > 0.238$$

$$T_v = 1.781 - 0.933 \log (100\% - U\%); U = 100 - 10^{(1.781 - T_v) / 0.933}$$



GRÁFICA DE CONSOLIDACIÓN



3.- De una prueba de consolidación realizada en un consolidómetro de anillo flotante, en una muestra de arcilla, se obtuvieron los siguientes datos:

Área del anillo	50.27 cm ²
Altura del anillo	20.00 mm
Densidad de sólidos	2.70
Masa del suelo seco	142.27 g

Dibujar la curva de compresibilidad, evaluar la máxima carga de preconsolidación o esfuerzo crítico.

PRESIÓN APLICADA	LECTURA DEL EXTENSÓMETRO	
	INICIAL	FINAL
kPa	mm	mm
0	17.145	17.145
10	17.145	16.837
20	16.837	16.711
30	16.711	16.491
50	16.491	16.124
70	16.124	15.852
50	15.852	15.936
30	15.936	15.999
20	15.999	16.051
10	16.051	16.135
0	16.135	16.302

Solución:

$$e_F = (H_F / H_S) - 1$$



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

$$H_s = M_s / A S_s$$

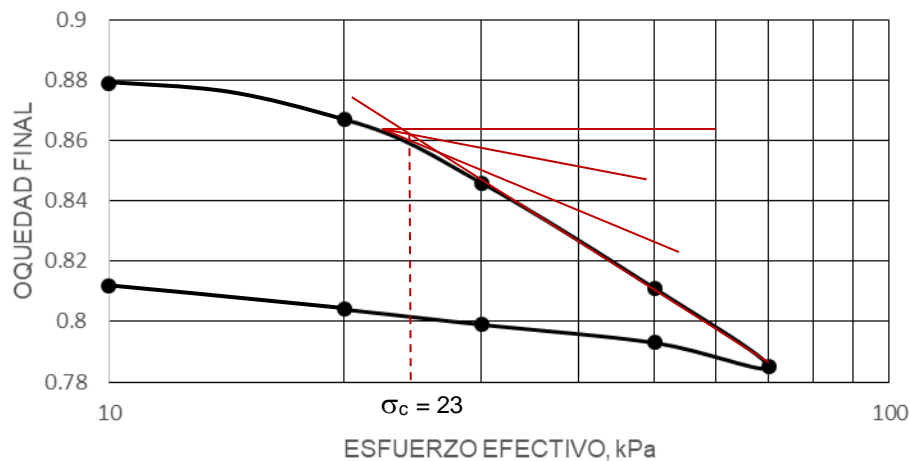
$H_s = 142.27 / [(50.27) 2.70] = 1.048 \text{ cm} = 10.48 \text{ mm}$, esta altura, por ser la de los sólidos, es constante durante toda la prueba.

Para $p = 0 \text{ kPa}$

$$e_F = (20.000 / 10.48) - 1 = 0.908$$

PRESIÓN APLICADA kPa	LECTURA DEL EXTENSÓMETRO		DEFORMACIÓN TOTAL DE LA MUESTRA mm	ALTURA FINAL DE LA MUESTRA mm	e_F
	INICIAL mm	FINAL mm			
0	17.145	17.145	0.00	20.000	0.908
10	17.145	16.837	0.308	19.692	0.879
20	16.837	16.711	0.434	19.566	0.867
30	16.711	16.491	0.654	19.346	0.846
50	16.491	16.124	1.021	18.979	0.811
70	16.124	15.852	1.293	18.707	0.785
50	15.852	15.936	1.209	18.791	0.793
30	15.936	15.999	1.146	18.854	0.799
20	15.999	16.051	1.094	18.906	0.804
10	16.051	16.135	1.010	18.990	0.812
0	16.135	16.302	0.843	19.157	0.828

CURVA DE COMPRESIBILIDAD

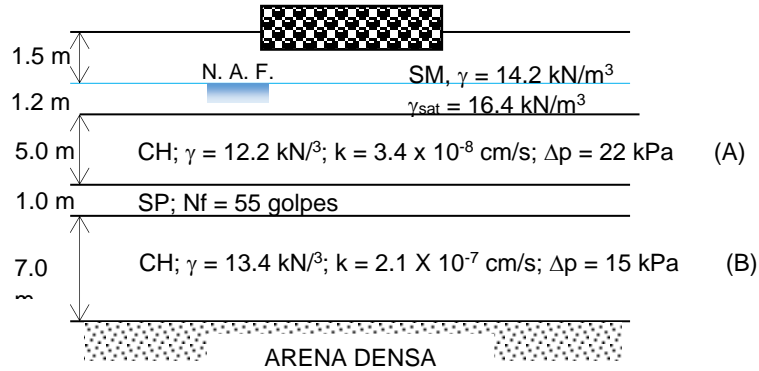


4.- A partir de la siguiente información calcular la relación tiempo – asentamiento, si la sobrecarga aplicada próxima a la superficie del terreno induce los esfuerzos en los estratos de arcilla como se indican.



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



Se considera para el estrato SM, un peso volumétrico de 21 kN/m^3

Arcilla (A), $d = 5.0 \text{ m}$

PRESIÓN, kPa	0.0	10	20	30	50	60	70	80
OQUEDAD	6.56	6.00	5.24	5.00	4.26	4.76	4.58	4.56

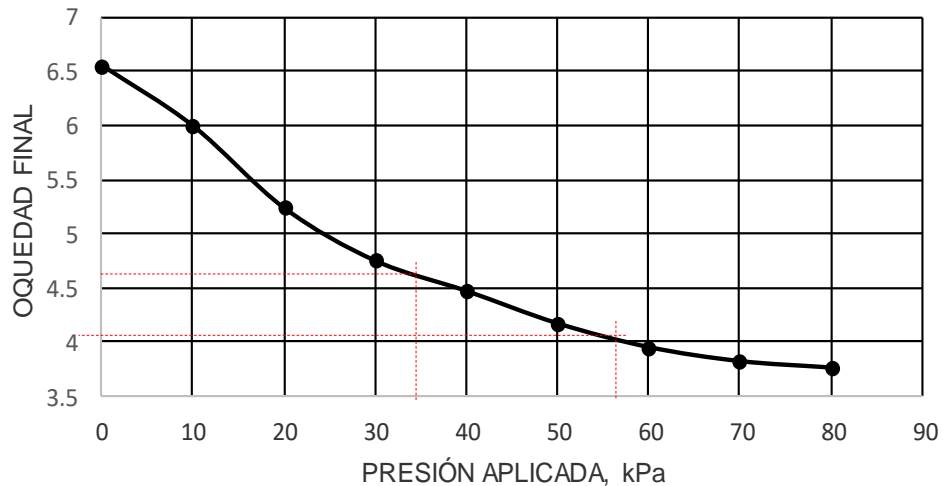
Arcilla (B), $d = 7.0 \text{ m}$

PRESIÓN, kPa	0.0	10	20	30	40	50	60	70	80
OQUEDAD	3.85	3.51	3.26	3.05	2.89	2.76	2.68	2.62	2.58

$$\sigma_{0A} = 14.2 (1.5) + 6.4 (1.2) + 2.2 (2.5) = 34.48 \text{ kPa}$$

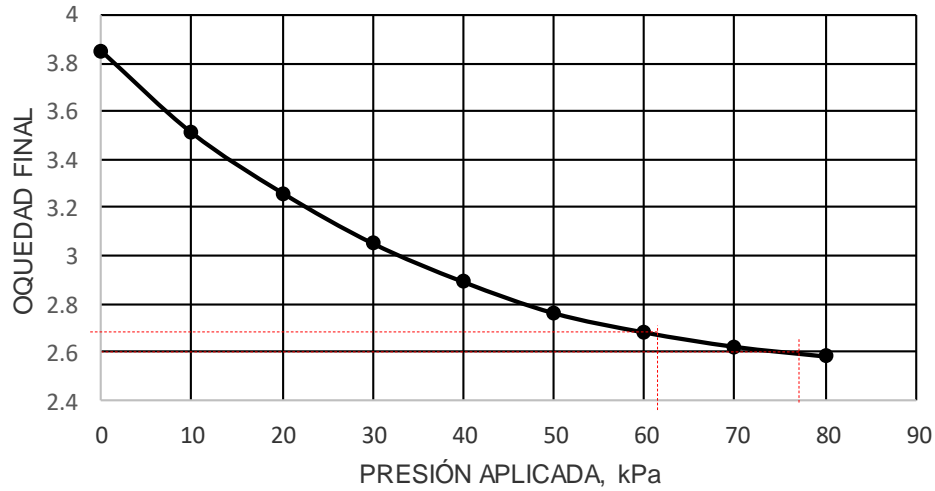
$$\sigma_{0B} = 34.48 + 2.2 (2.5) + 11 (1) + 3.4 (3.5) = 62.88 \text{ kPa}$$

CURVA DE COMPRESIBILIDAD ESTRATO A





CURVA DE COMPRESIBILIDAD ESTRATO B



A partir de las curvas de compresibilidad, los asentamientos se pueden calcular con la expresión:

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_0)] H_0$$

Los estratos compresibles se han denominado (A) y (B) para diferenciarlos, así:

$$\Delta H_A = [(4.60 - 4.00) / (1 + 4.6)] 5.0 = 0.54 \text{ m}$$

$$\Delta H_B = [(2.68 - 2.59) / (1 + 2.68)] 7.0 = 0.17 \text{ m}$$

$$\Delta H_T = 71 \text{ cm}$$

$$c_v = k / m_v \gamma_w$$

$$m_v = a_v / (1 + e_0)$$

$$a_v = \Delta e / \Delta p$$

$$c_v = T_v h^2 / t; t_{100} = 1.781 h^2 / c_v$$

PROPIEDAD	ESTRATO	
	A	B
Δe	0.60	0.09
$a_v, m^2 / kN$	0.027	0.006
$m_v, m^2 / kN$	0.005	0.002
$c_v, m^2 / \text{año}$	0.214	3.311



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

t_{100} , años	52.02	26.36
------------------	-------	-------

Una manera de evaluar la variación del asentamiento con respecto al tiempo, es variar el tiempo para calcular, para cada estrato, los factores tiempo T_v , posteriormente determinar sus respectivos grados de consolidación, U %, y finalmente sus asentamientos y el asentamiento total.

$$T_{vA} = (c_{vA} / h^2) t = (0.214 / 2.5^2) t = 0.034 t$$

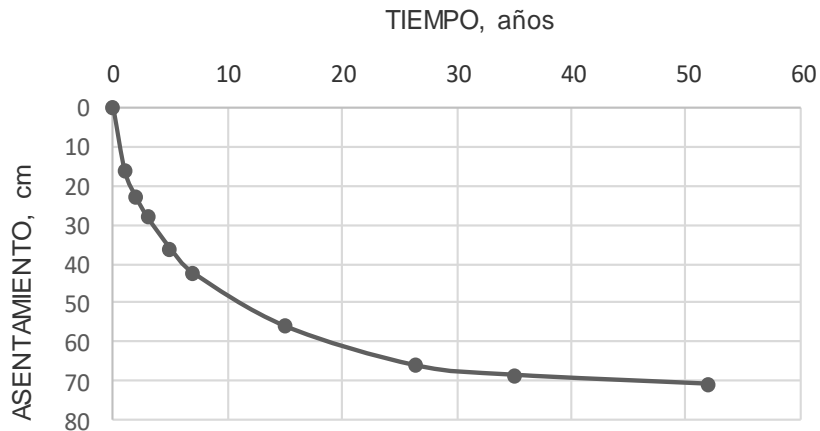
$$T_{vB} = (c_{vB} / h^2) t = (3.311 / 7.0^2) t = 0.068 t$$

t	T_{vA}	T_{vB}	U_A	U_B	ΔH_A	ΔH_B	ΔH
años	---	---	%	%	cm	cm	cm
0	0	0	0	0	0	0	0
1.00	0.034	0.068	20.81	35	11.24	5.00	16.24
2.0	0.068	0.136	29.42	43	15.89	7.07	22.96
3.00	0.102	0.204	36.04	52	19.46	8.66	28.12
5.00	0.170	0.340	46.52	63	25.12	11.04	36.16
7.00	0.238	0.476	55.00	76	29.70	12.74	42.44
15.00	0.510	1.020	76.91	87	41.53	14.59	56.12
26.36	0.896	1.781	91.12	94	49.21	17.00	66.21
35.0	1.190	> 1.781	95.70	97	51.68	17.00	68.68
52.02	1.781	> 1.781	100.00	100.00	54.00	17.00	71.00

Ya que para:

$$U \leq 0.55; T_v \leq 0.238; T_v = (\pi / 4) U^2; U = [4 T_v / \pi]^{0.5}$$

$$U > 55\%; T_v > 0.238; T_v = 1.781 - 0.933 \log(100\% - U\%); U\% = 100\% - 10^{(1.781 - T_v) / 0.933}$$



Los siguientes 3 problemas se tomaron del libro Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica de Karl von Terzaghi y Ralph b. Peck, tercera edición, 1968.



5.- De una capa de arcilla de 6 m de espesor situada entre dos estratos de arena, se obtuvieron muestras inalteradas de las que, a partir de la prueba de consolidación se obtuvo un coeficiente de consolidación medio de $4.92 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Un edificio construido generó un incremento la presión y empezó a asentarse. ¿Cuántos días son necesarios para que se produzca el 50% del asentamiento total?

Solución:

Dado que:

$$c_v = T_v h^2 / t$$

Y para $U = 50\%$, $T_v = \pi / 4 U^2 = \pi / 4 (0.50^2) = 0.196$

$$t_{50} = T_v h^2 / c_v = 0.196 (300^2) / 4.92 \times 10^{-4} = 35'853,658.54 \text{ s} = \underline{415.0 \text{ días}}$$

6.- Si la capa de arcilla del problema anterior contiene una capa de arena de drenaje, situada a 1.5 m de su frontera superior, ¿cuántos días serán necesarios para que se genere el 50% de consolidación? Desprecie el espesor de la capa de arena.

Solución:

$$t_{50} = T_v h^2 / c_v = 0.196 (225^2) / 4.92 \times 10^{-4} = 20'167,682.93 \text{ s} = \underline{233.4 \text{ días}}$$

7.- Un estrato de arcilla de 9.0 m de espesor es suprayacente a una base rocosa impermeable tiene un coeficiente de consolidación de $9.5 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$. El incremento de presión a lo largo de una vertical se supone varía uniformemente de un máximo en la parte superior a cero en la parte inferior, en la roca.

- a) ¿Cuántos años se necesitarán para que el asentamiento llegue al 30% del 100%?
- b) Resuelva el mismo problema suponiendo, en lugar de la base rocosa, un estrato permeable de arena.

Solución:

- a) El estrato compresible drena únicamente por la frontera superior, figura 13.d; el factor tiempo se obtiene de la curva C2 de la figura 14, siendo 0.023 el valor de T_v .

$$t_{30} = T_v h^2 / c_v = 0.023 (900^2) / 9.50 \times 10^{-5} = 196'105,263.16 \text{ s} = \underline{6.22 \text{ años}}$$

- b) Al drenar por ambas fronteras, se emplean las figuras 13.a y la curva C1 de la figura 14, en este caso $T_v = 0.070$

$$t_{30} = 0.070 (450^2) / 9.50 \times 10^{-5} = 149'210,526.32 \text{ s} = \underline{4.73 \text{ años}}$$

8.- De una muestra inalterada recuperada de un tubo Shelby, sometida a la prueba de consolidación se registraron las oquedades que se tabulan a continuación para el incremento de presión de 400 a



CONSOLIDACIÓN
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

700 kPa. Si el coeficiente de permeabilidad para ese rango de presiones es de 2.5×10^{-7} cm/s, calcular y dibujar la relación tiempo asentamiento para un estrato de arcilla de 7.0 m de espesor si:

- a) El estrato de arcilla se localiza sobre de un estrato impermeable y subyace a un estrato de arena.
- b) A 2.5 m de profundidad se localiza un estrato de arena, de espesor despreciable, que permite la disipación de la presión de poro.

PRESIÓN	OQUEDAD FINAL
kPa	---
400	5.47
700	4.52

Solución:

$$\Delta p = 300 \text{ kPa}$$

$$c_v = k / (m_v \gamma_w) = k (1 + e_0) / (a_v \gamma_w)$$

$$a_v = \Delta e / \Delta p = (5.47 - 4.52) / (700 - 400) = 0.004 \text{ m}^2 / \text{kN}$$

$$m_v = a_v / (1 + e_0) = 0.004 / (1 + 5.47) = 6.182 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{kN}$$

$$c_v = 2.5 \times 10^{-9} / (6.182 \times 10^{-4}) \cdot 10 = 4.044 \times 10^{-7} \text{ m}^2 / \text{s} = 12.753 \text{ m}^2 / \text{año}$$

$$c_v = T_v h^2 / t; t_{100} = T_v h^2 / c_v$$

Para el inciso a), el estrato compresible drena únicamente hacia arriba, $h = H_0 = 7.0 \text{ m}$

$$t_{100} = 1.781 (7.0^2) / 12.753 = 6.84 \text{ años}$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H_0 = 6.182 \times 10^{-4} (300) 7.0 = 1.30 \text{ m}$$

$$T_v = (c_v / h^2) t = (12.753 / 7.0^2) t = 0.260 t$$

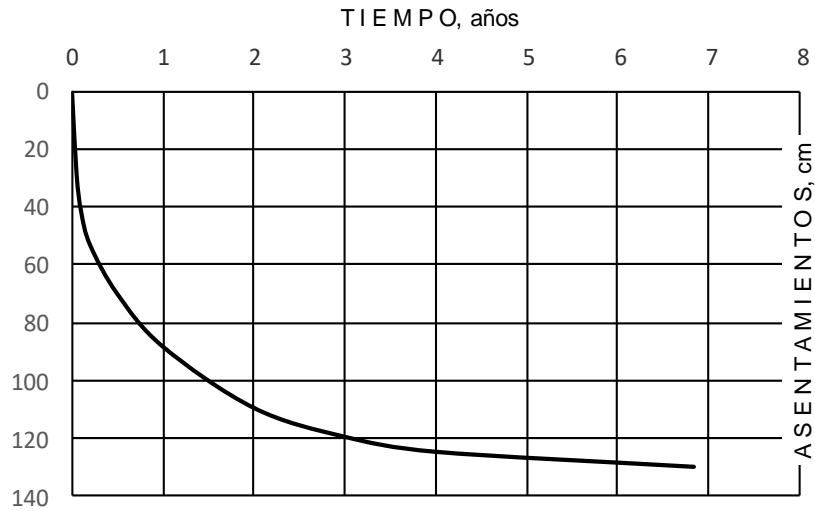
t , años	0	0.05	0.1	0.2	0.5	1	2	3	4	6.84
T_v	0	0.013	0.026	0.052	0.130	0.260	0.520	0.780	1.040	1.781
U, %	0	22	32	41	54	68	84	92	96	100
ΔH , cm	0	28.6	41.6	53.3	70.2	88.4	109.2	119.6	124.8	130.0

La magnitud de U% se obtuvo de la curva C2 de la figura 14



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



En el caso del inciso b), el asentamiento total se determina por el asentamiento de los dos estratos de arcilla, el superior, A, de 2.5 m de espesor que drena por ambas fronteras, y el inferior, B, de 4.5 m que drena únicamente por una. Las distancias que tiene que recorrer el agua para ser expulsada de los estratos de arcilla son $h_A = 1.25$ para el superior, y para el inferior, $h_B = 4.5$ m.

$$t_{100A} = 1.781 (1.25^2) / 12.753 = 0.218 \text{ años}$$

$$t_{100B} = 1.781 (4.50^2) / 12.753 = 2.828 \text{ años}$$

$$\Delta H = [\Delta e / (1 + e_0)] H_0$$

$$\Delta H_A = [0.95 / (1 + 5.47)] 2.5 = 0.38 \text{ m}$$

$$\Delta H_B = [0.95 / (1 + 5.47)] 4.5 = 0.66 \text{ m}$$

$$T = (c_v / h^2) t \quad \quad \quad 1.04 \text{ m}$$

$$T_A = (12.753 / 1.25^2) t = 8.162 t$$

$$T_B = (12.753 / 4.50^2) t = 0.630 t$$

t	T _A	T _B	U _A	U _B	ΔH _A	ΔH _B	ΔH
años	---	---	%	%	cm	cm	cm
0	0	0	0	0	0	0	0
0.05	0.408	0.031	70.38	35	26.74	23.10	49.84
0.10	0.816	0.063	89.18	43	33.89	28.38	62.27
0.164	1.339	0.103	97.02	52	36.87	34.32	71.19
0.3	>1.781	0.189	100.00	63	38.00	41.58	79.38
0.6	>1.781	0.378	100.00	76	38.00	50.16	88.16
1.0	>1.781	0.630	100.00	87	38.00	57.42	95.42
1.5	>1.781	0.945	100.00	94	38.00	62.04	100.04
2.00	>1.781	1.260	100.00	97	38.00	64.02	102.02
2.828	>1.781	1.781	100.00	100.00	38.00	66.00	104.00

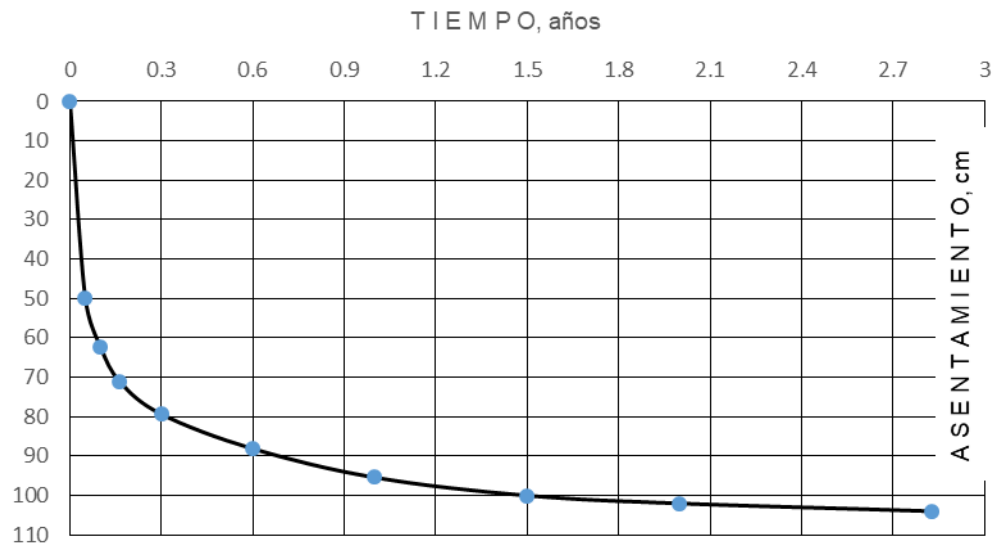


CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

Para $T_{VA} \leq 0.238$; $T_{VA} = (\pi / 4) U^2$; $U_A = (4T_{VA} / \pi)^{0.5}$

Para $T_{VA} > 0.238$; $T_{VA} = 1.781 - 0.933 \log (100 - U\%)$; $U\% = 100\% - 10^{(1.781 - T_{VA}) / 0.933}$



9.- ¿Por qué la prueba de consolidación se efectúa en suelos finos y no en gruesos como la arena?

10.- Explique detalladamente a que se debe la viscosidad intergranular de las arcillas.

11.- Definir:

- a) Esfuerzo efectivo.
- b) Presión de poro.
- c) Grado de consolidación.
- d) Permeabilidad

12.- A partir de la siguiente información obtenida de una prueba de consolidación practicada a una muestra inalterada de arcilla, recuperada por medio de un tubo Shelby, determinar el coeficiente de permeabilidad para el intervalo de presiones de 200 a 400 kPa.

Tipo de anillo	Flotante
Diámetro interior del anillo	80.00 mm
Altura del anillo	20.00 mm
Peso suelo seco	0.2878 N
Densidad de sólidos	2.75
Contenido inicial de agua	347%
Límite líquido	352%
Lecturas en el extensómetro de carátula	



CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

PRESIÓN APLICADA	LECTURA FINAL
kPa	mm
0.00	22.750
200	18.457
400	17.324

De la curva de consolidación, para el incremento de presión de 200 a 400 kPa, se obtiene que el 40% de consolidación se alcanza en 3.52 minutos.

Solución:

$$\text{Área de la pastilla de suelo, } A = \pi r^2 = \pi 4^2 = 50.265 \text{ cm}^2$$

$$\text{Volumen total inicial, } V_{T0} = A H_0 = 50.265 (2.00) = 100.53 \text{ cm}^3$$

$$H_s = W_s / A S_s \gamma_w = 28.78 \times 10^{-5} / 50.265 (2.75) 10 = 0.002 \text{ m} = 2.082 \text{ mm} = 0.2082 \text{ cm}$$

$$V_s = H_s A = 0.2082 (50.265) = 10.465 \text{ cm}^3, \text{ se mantiene constante en todo el proceso de consolidación}$$

$$V_{V0} = 100.53 - 10.465 = 90.065 \text{ cm}^3$$

$$e_0 = V_{V0} / V_s = 90.036 / 10.465 = 8.606$$

$$e_0 = (H_0 / H_s) - 1 = (20 / 2.082) - 1 = 8.606$$

PRESIÓN APLICADA	LECTURA FINAL	ALTURA FINAL MUESTRA	e
kPa	mm	mm	---
0.00	22.750	20.000	8.606
200	18.457	15.707	7.544
400	17.324	14.574	6.000

$$c_v = T h^2 / t$$

$$T = (\pi / 4) U^2 = (\pi / 4) 0.40^2 = 0.126$$

$$c_v = 0.126 (0.7854^2) / 211.2 = 3.680 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 / \text{s}$$

$$c_v = k / m_v \gamma_0$$

$$m_v = a_v / (1 + e)$$

$$a_v = \Delta e / \Delta p$$

Para el incremento de 200 a 400 kPa:

$$a_v = (7.544 - 6.000) / 200 = 0.008 \text{ m}^2 / 200 = 0.008 \text{ m}^2 / \text{kN}$$



$$m_v = 0.008 / (1 + 7.544) = 9.036 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{kN}$$

$$c_v = k / m_v \gamma_0; k = c_v m_v \gamma_0 = 3.680 \times 10^{-8} (9.036 \times 10^{-4}) 10 = 3.325 \times 10^{-11} \text{ m} / \text{s}$$

$$\underline{k = 3.325 \times 10^{-9} \text{ cm} / \text{s}}$$

13.- Explique las diferencias entre los conceptos de consolidación y compactación.

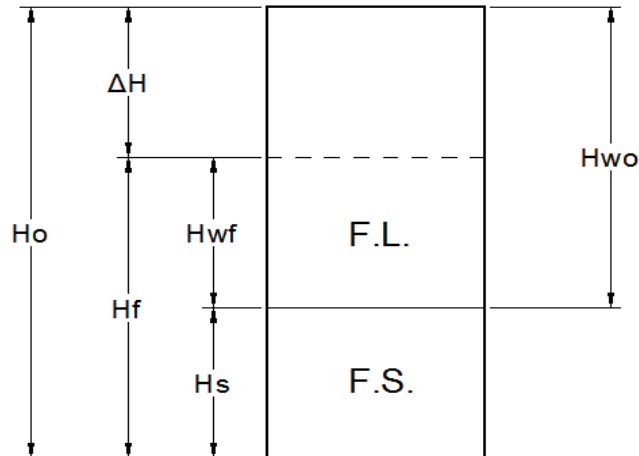


CONSOLIDACIÓN
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CONSOLIDACION, DATOS GENERALES

PROYECTO: EDIFICIO HABITACIONAL SONDEO SM-2
 LOCALIZACION: AV. SANTA ANA MUESTRA M-12
 DESCRIPCION DE SUELO: ARCILLA VERDE DE ALTA PLASTICIDAD PROF. 14.20 A 15.20 m

DETERMINACION DE ω	AL INICIO	AL FINAL
MASA DEL ANILLO, g	160.54	160.54
CAPSULA No	154	158
MASA DE LA CAPSULA, g	20.26	19.65
MASA CAP + MASA TOTAL, g	131.84	91.19
MASA CAP + MASA DEL SUELO, g	44.51	43.9
ω %	360.12	195.01



ANILLO No: 2 $H_o = 20$ mm $H_{wf} = \omega_f H_s S_s = 9.39$
 DIAMETRO: 8 cm $H_f = 11.4$ mm $e_o = (H_o / H_s) - 1 = 9.05$
 AREA: 50.26 cm² $H_s = 10 W_s / A S_s = 1.99$ mm $e_f = (H_f / H_s) - 1 = 4.73$
 Ss: 2.42 $H_{wo} = \omega H_s S_s = 17.34$ mm
 $G_{wo} = H_{wo} / (H_o - H_s) = 0.96$ $G_{wf} = H_{wf} / (H_f - H_s) = 1.00$



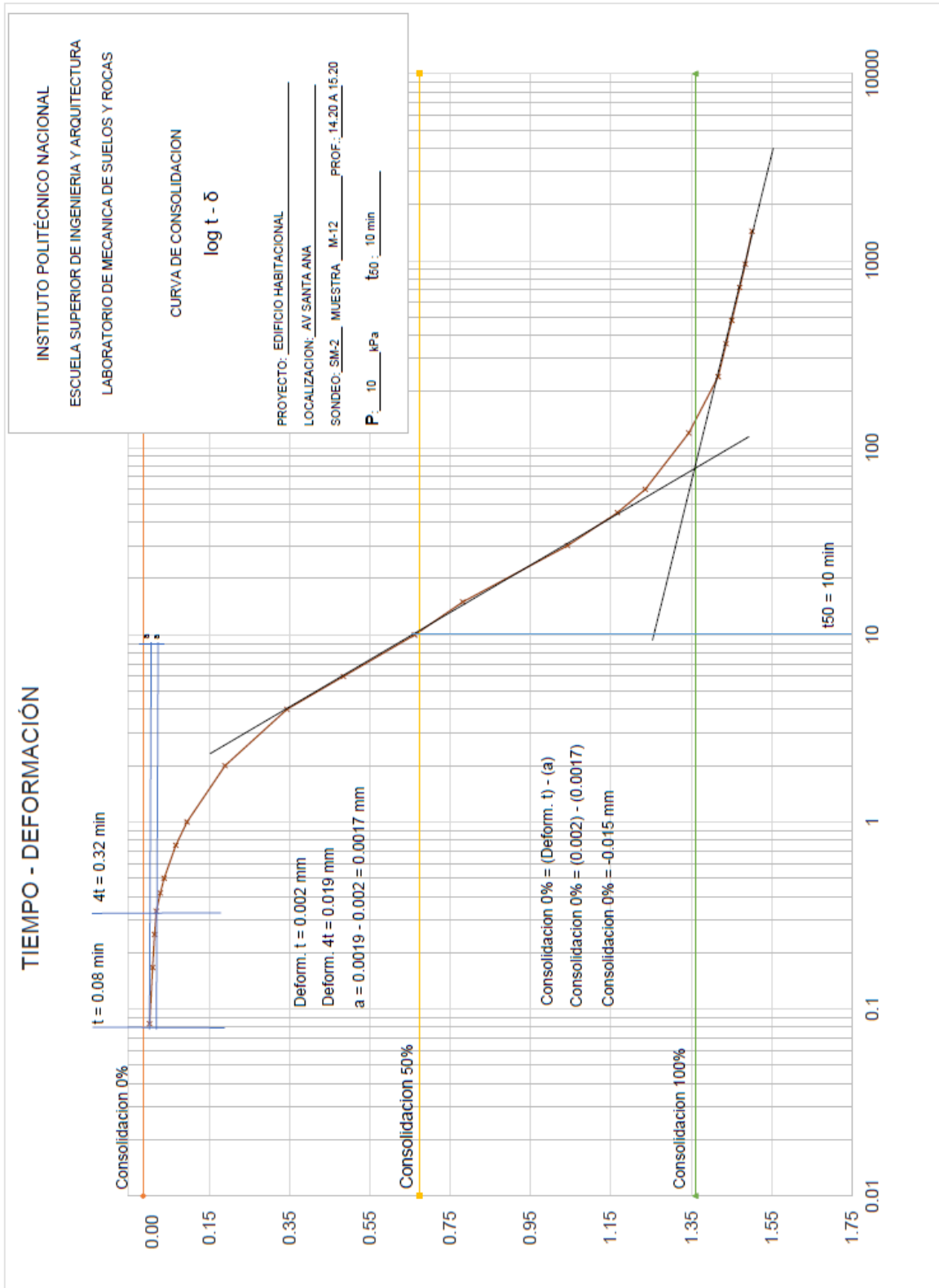
CONSOLIDACIÓN

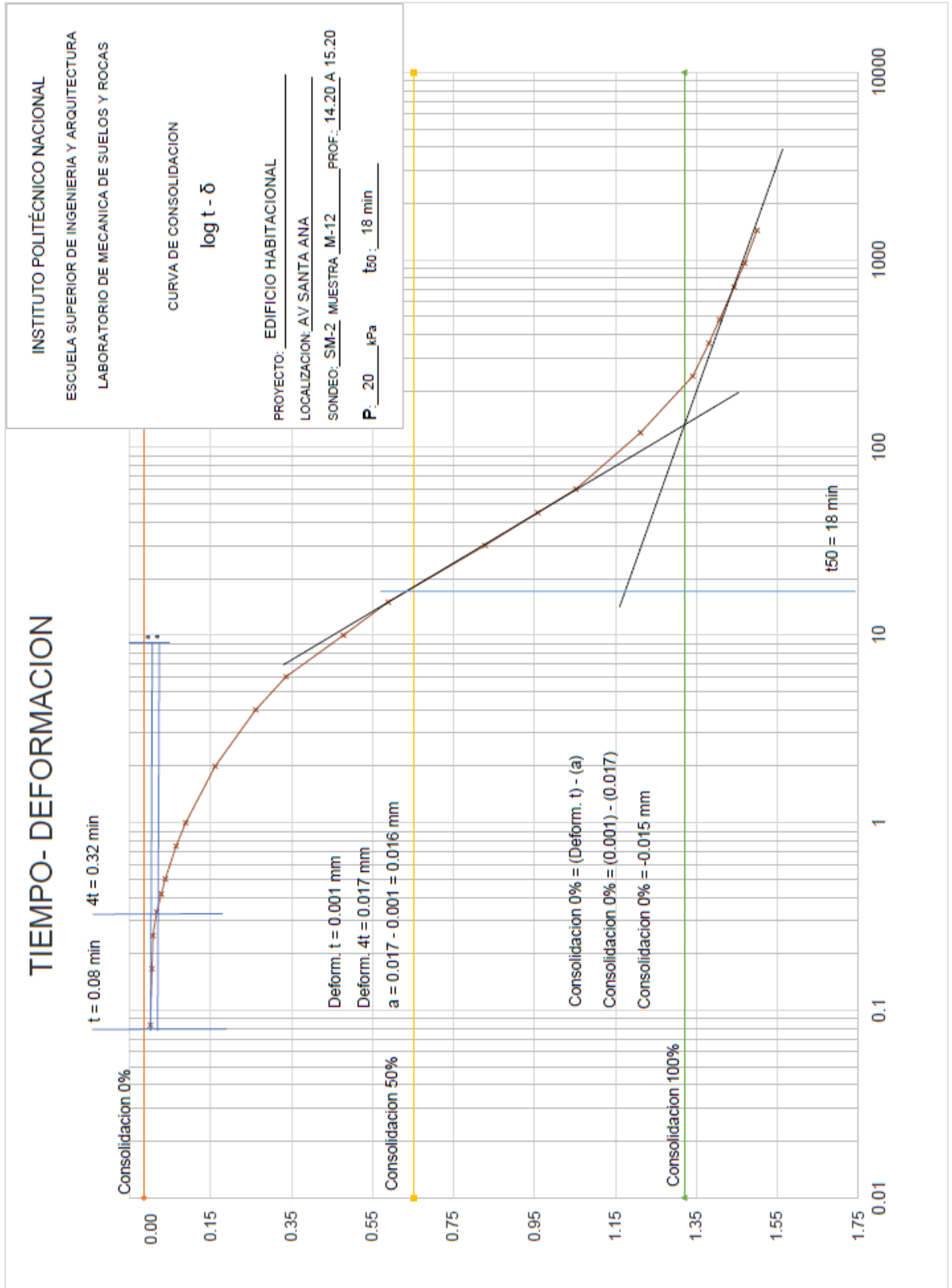
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

CONSOLIDACIÓN, CARGA

PROYECTO: EDIFICIO HABITACIONAL SONDEO SM-2
LOCALIZACION: AV. SANTA ANA MUESTRA M-12
DESCRIPCION DE SUELO: ARCILLA VERDE DE ALTA PLASTICIDAD PROF. 14.20 A 15.20 m

FECHA	TIEMPO TRANSCURRIDO	CARGA	PRESION	LECTURA MICROMETRO	DEFORMACION TOTAL	DEFORMACION DEL EQUIPO	DEFORMACION CORREGIDA	TEMPERATURA
-----	min	N	kPa	mm	mm	mm	mm	°c
03.05.21	0.00	50.26	10	18.563	0.000	0.0000	0.000	24.5°
	0.08	50.26	10	18.561	0.002	0.001	0.001	
	0.17	50.26	10	18.554	0.009	0.001	0.008	
	0.25	50.26	10	18.549	0.014	0.001	0.013	
	0.33	50.26	10	18.544	0.019	0.001	0.018	
	0.42	50.26	10	18.534	0.029	0.001	0.028	
	0.50	50.26	10	18.525	0.038	0.001	0.037	
	0.75	50.26	10	18.496	0.067	0.001	0.066	
	1.00	50.26	10	18.468	0.095	0.001	0.094	
	2.00	50.26	10	18.373	0.190	0.001	0.189	
	4.00	50.26	10	18.219	0.344	0.001	0.343	
	6.00	50.26	10	18.079	0.484	0.001	0.483	
	10.00	50.26	10	17.902	0.661	0.001	0.660	
	15.00	50.26	10	17.782	0.781	0.001	0.780	
	30.00	50.26	10	17.521	1.042	0.001	1.041	
	45.00	50.26	10	17.397	1.166	0.001	1.165	
	60.00	50.26	10	17.328	1.235	0.001	1.234	
	120.00	50.26	10	17.219	1.344	0.001	1.343	
	240.00	50.26	10	17.146	1.417	0.001	1.416	
	360.00	50.26	10	17.127	1.436	0.001	1.435	
	480.00	50.26	10	17.112	1.451	0.001	1.450	
	720.00	50.26	10	17.093	1.470	0.001	1.469	
	960.00	50.26	10	17.079	1.484	0.001	1.483	
04.05.21	1440.00	50.26	10	17.062	1.501	0.001	1.500	

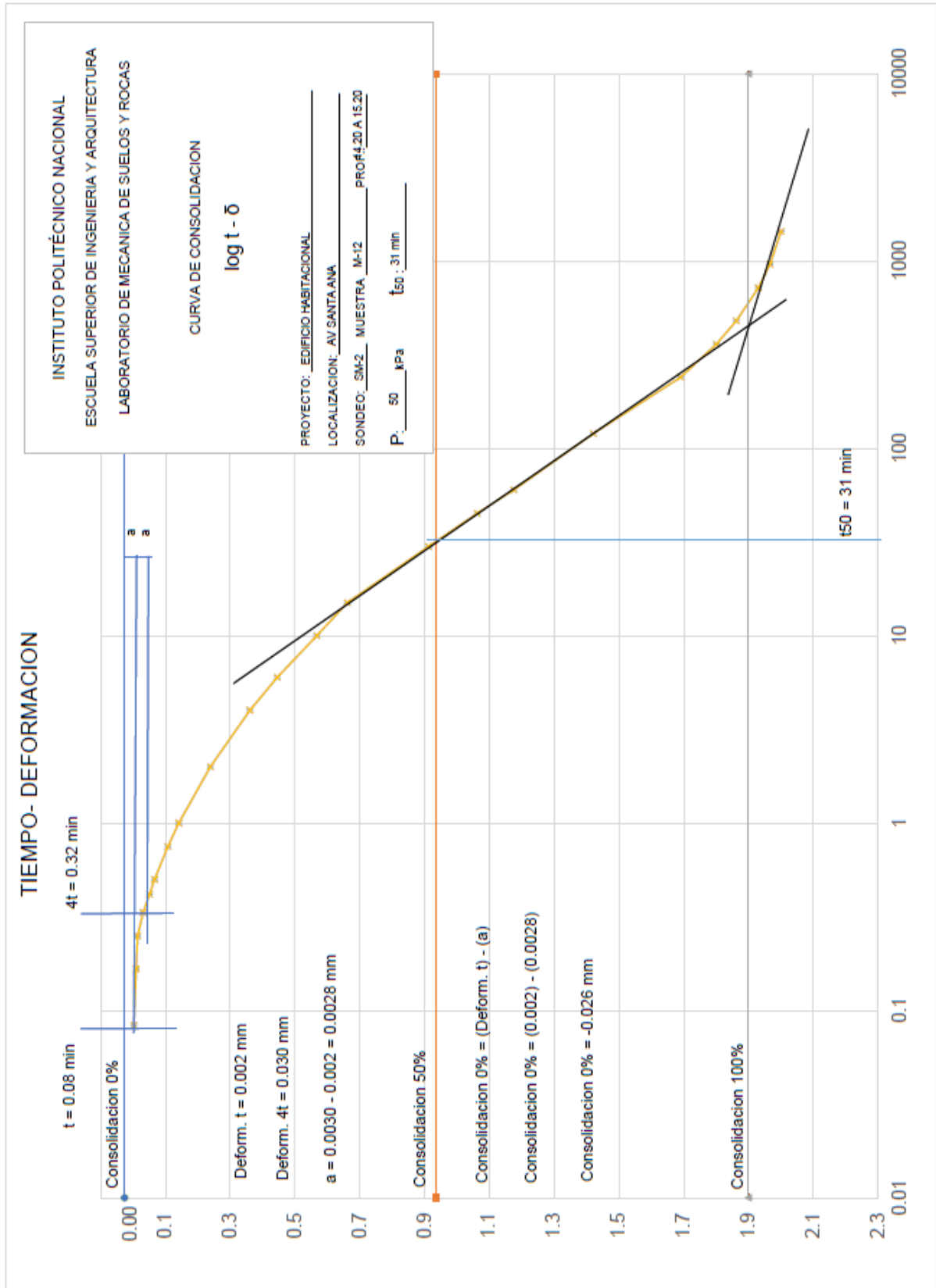






CONSOLIDACIÓN

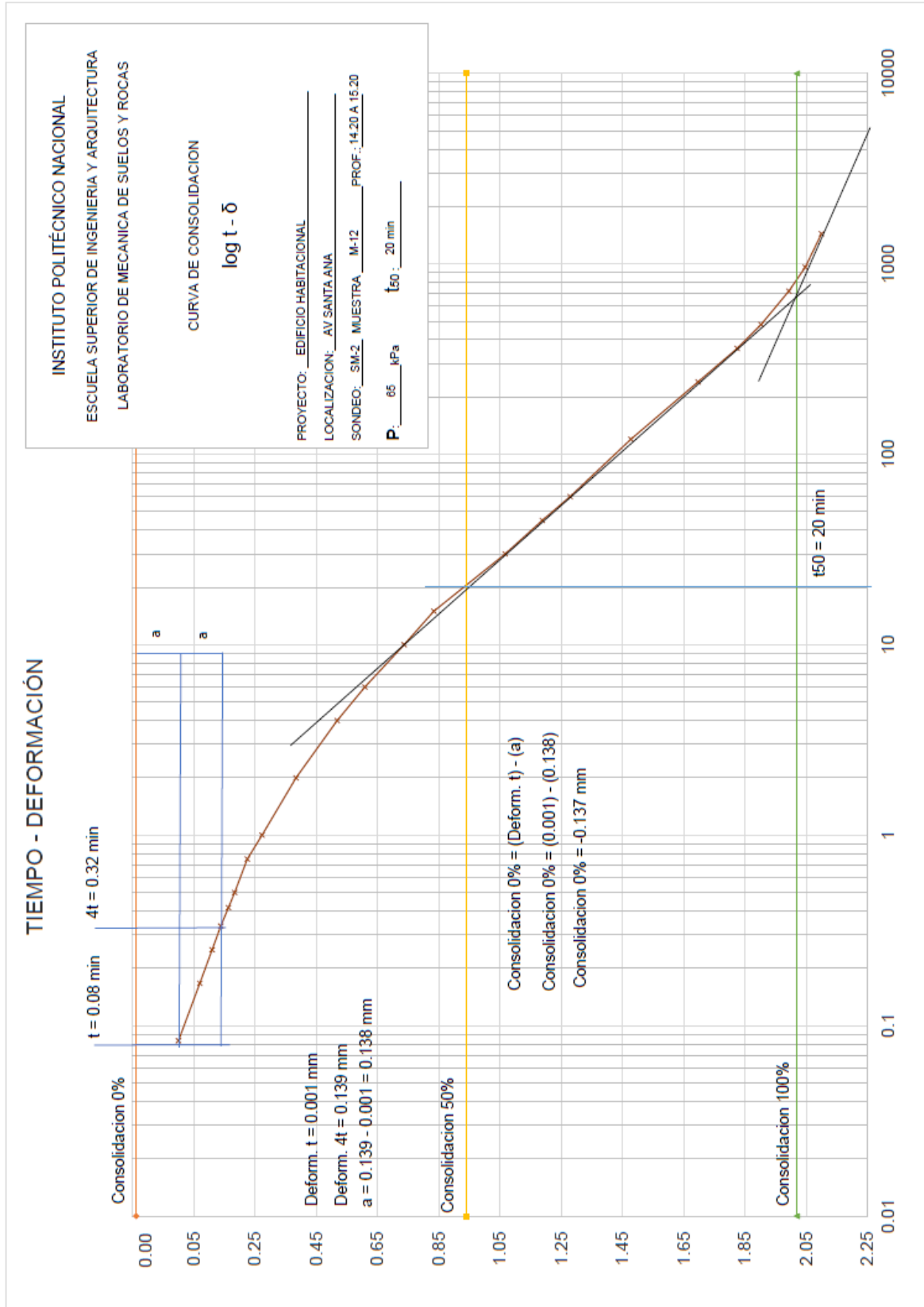
ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA





CONSOLIDACIÓN

ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

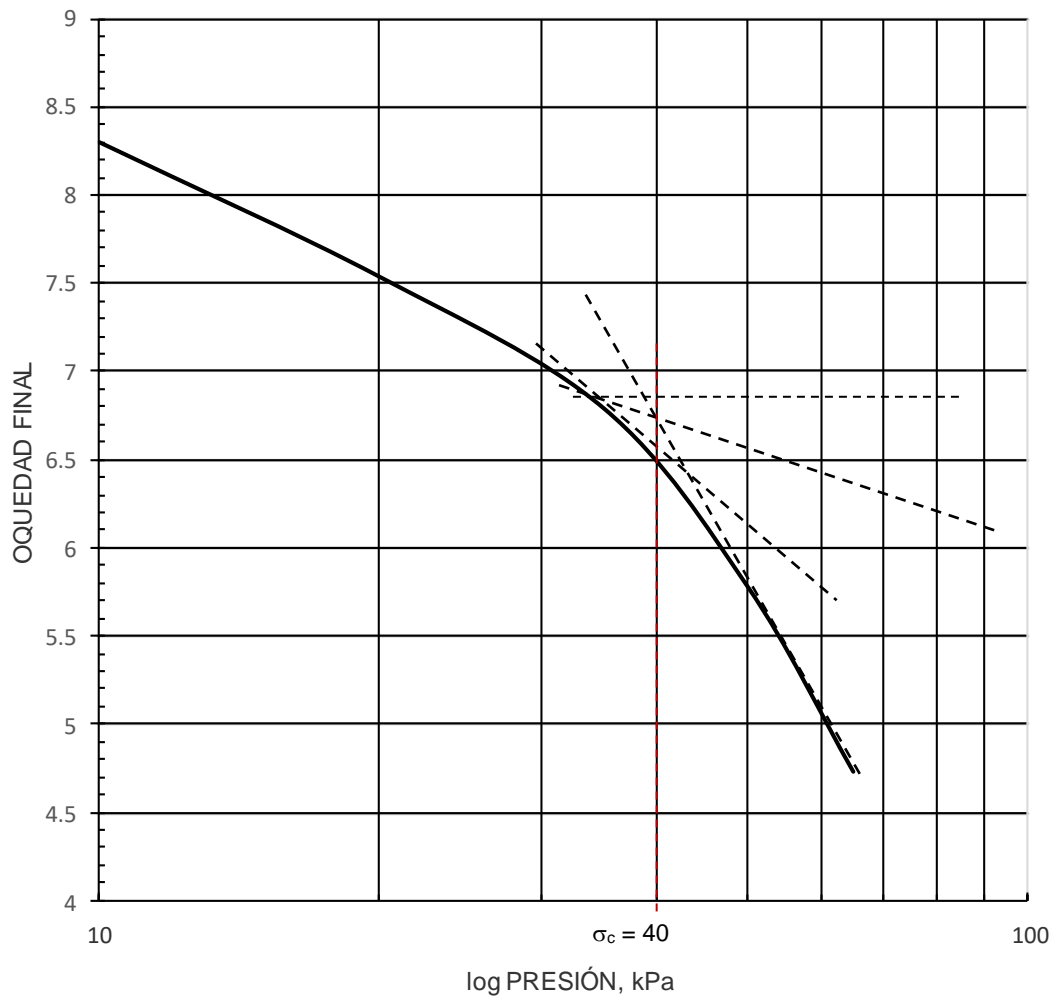


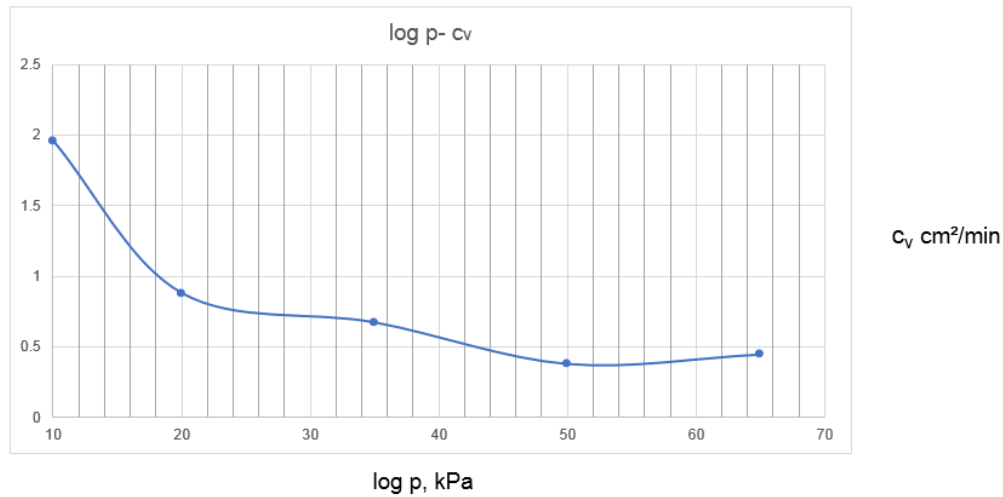


CONSOLIDACION, RELACIONES $e - \log p$; $\log p - c_v$

PROYECTO:	EDIFICIO HABITACIONAL	SONDEO	SM-2
LOCALIZACION:	AV. SANTA ANA	MUESTRA	M-12
DESCRIPCION DE SUELO:	ARCILLA VERDE DE ALTA PLASTICIDAD	PROF.	14.20 A 15.20 m

CURVA DE COMPRESIBILIDAD





Bibliografía

- Suklje, L., Rheological Aspects of Soil Mechanics
Bowles, J. E., Propiedades Físicas y Geotécnicas de los Suelos
Zeevaert, L., Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions
Karl von Terzaghi, Theoretical Soil Mechanics
Karl von Terzaghi y Peck, R. B., Mecánica de Suelos en la Ingeniería Práctica
Whitlow, R., Fundamentos de Mecánica de Suelos
Das, B. M., Fundamentos de Ingeniería Geotécnica
Das, B. M., Advanced Soil Mechanics
García Romero, C., Apuntes de la clase de Mecánica de Suelos II, ESIA, Instituto Politécnico Nacional.
García Romero, C., Apuntes de la clase de Laboratorio de Mecánica de Suelos II, ESIA, Instituto Politécnico Nacional.

Se agradece la participación de los ingenieros de la empresa Estudios e Ingeniería GR, S. A. de C. V. en la elaboración de este número.