



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“DISEÑO GEOTECNICO DE CIMENTACIONES SOMERAS, DE
ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL
DISTRITO FEDERAL”**

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

CARLOS DAVID MARTÍNEZ ZARAZUA

DIRECTOR DE TESIS: M. I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA

MÉXICO D. F.

2014





UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/089/13

Señor
CARLOS DAVID MARTÍNEZ ZARAZUA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

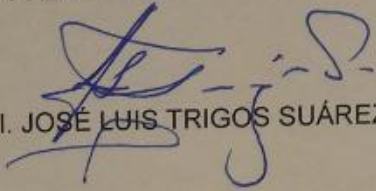
"DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES SOMERAS, DE ACUERDO AL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL DISTRITO FEDERAL"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. CAPACIDAD DE CARGA
- III. INCREMENTO DE ESFUERZOS
- IV. CÁLCULO DE DEFORMACIONES
- V. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES
- VI. EJEMPLOS
- VI. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 22 de julio del 2013.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

Contenido

INTRODUCCIÓN	5
CAPACIDAD DE CARGA	7
CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN SUELO	7
EFECTO DE LA FORMA DE LA CIMENTACIÓN	10
CAPACIDAD DE CARGA RESISTENTE. FACTORES DE RESISTENCIA	11
PRESIÓN ÚLTIMA SOBRE EL TERRENO. FACTORES DE CARGA	11
CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO	12
REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN	14
SUELOS FRICCIONANTES	14
Falla general y falla local	14
Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)	15
Revisión de la seguridad del terreno de cimentación	16
SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS	18
Incremento de esfuerzos.....	21
Incremento de esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo cargado.	21
CALCULO DE DEFORMACIONES.....	23
Consolidación de suelos	23
Curvas de consolidación.....	24
Analogía mecánica de Terzaghi.....	25
Características de consolidación de suelos relativamente gruesos.....	26
Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional.....	27
Concepto de esfuerzo efectivo.....	27
Deducción de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional	30
Hipótesis de aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional	35
Solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional	36
Cálculo del asentamiento total por consolidación primaria	43
Cálculos de asentamientos elásticos.....	45
Ley generalizada de Hooke	45
Hipótesis de la teoría elástica aplicada en suelos.	48

Parámetros elásticos.....	48
Uso de la teoría elástica para el cálculo de asentamientos.....	49
Asentamientos elásticos bajo cargas distribuidas en una superficie rectangular	50
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES ..	52
NOTACIÓN.....	52
INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO.....	54
Investigación de las colindancias	54
Reconocimiento del sitio.....	54
Exploraciones	58
Determinación de las propiedades en el laboratorio	62
Investigación del hundimiento regional.....	63
VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES	64
Acciones de diseño.....	65
Factores de carga y de resistencia	67
Cimentaciones someras (zapatas y losas)	67
Estados límite de servicio.....	71
EJEMPLOS.....	73
Zapata aislada en suelos friccionantes.....	73
Estados Límites de falla	74
Estados Límites de Servicio	78
Zapata Corrida.....	82
Estados Límites de falla	82
Estados Límites de Servicio	84
CONCLUSIONES	88
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

INTRODUCCIÓN

En este trabajo de investigación revisaremos todos los antecedentes necesarios para poder realizar el diseño geotécnico de una cimentación somera, tomando en cuenta el reglamento de construcción para el Distrito Federal.

Veremos lo necesario para verificar las condiciones y seguridad del suelo sin exceder los estados límites de falla y servicio.

Obtendremos la ecuación para la capacidad de carga, capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo con base en las espirales logarítmicas así como el efecto que sufre por la geometría de la cimentación, sin olvidar la ecuación de la capacidad de carga resistente y la presión última del terreno con los factores de resistencia y carga respectivamente.

Posteriormente veremos la desigualdad que debemos cumplir para verificar la seguridad de una cimentación así como las simplificaciones que encontramos en la ecuación por los diferentes tipos de suelos y sus características.

En lo que se refiere a los incrementos de esfuerzos tomaremos la teoría de un rectángulo cargado en una esquina, ya que posteriormente veremos en los ejemplos un par de zapatas rectangulares en diferentes suelos.

Una vez visto lo relacionado a la capacidad de carga e incremento de esfuerzos pasaremos a ver un repaso general de la teoría de la consolidación, ya que en lo que se refiere a las deformaciones que presentan los suelos, las características de deformación bajo compresión son, por mucho las de mayor interés, ya que, para fines prácticos los suelos no presentan resistencia a la tensión.

Veremos como para el proceso de consolidación algunas pruebas de laboratorio nos pueden ayudar, realizando una simulación rápida del proceso que, al suelo, le llevaría mucho tiempo en llevar a cabo, suponiendo que todas las constantes que se utilizan son las mismas a las que el suelo se encuentra sometido en su lugar original. Con la ayuda de estas pruebas de consolidación podemos determinar las características esfuerzo-deformación para describir el comportamiento mecánico de los suelos sometidos a compresión unidimensional y así obtener las curvas de compresibilidad.

Con la finalidad de obtener una concepción objetiva del proceso de consolidación unidimensional de los suelos finos veremos la analogía mecánica de Terzaghi, en donde este autor propone un sistema hidromecánico con base en un pistón y un resorte con los que idealizó el fenómeno físico que presentan los suelos al aplicarles una carga.

En lo que se refiere a los suelos gruesos su comportamiento es relativamente distinto ya que por tener una estructura simple se facilita un reacomodo relativamente rápido, aunque, también tenemos que considerar que si se encuentra saturado las dificultades en el desalajo del agua pueden retrasar un poco este proceso, sobre todo en condiciones dinámicas.

Posteriormente encontraremos un apartado un poco extenso en lo que se refiere a toda la deducción que se tiene que realizar para llegar a la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional, así como, las diferentes hipótesis y consideraciones que se tuvieron que tomar en cuenta para poder llegar a la solución de la ecuación diferencial.

Ahora bien, para el cálculo de asentamientos inmediatos tomamos en cuenta la ley de Hooke en donde explicaremos todas las consideraciones que tenemos que tomar para el principio de superposición, ya que este principio es el que utilizamos para nuestra muestra de suelo en forma de cubo sometida a fuerzas que actúan en las direcciones de los 3 ejes coordenados. Para poder exponer la teoría de la elasticidad para suelos nos damos a la tarea de describir el módulo de la elasticidad y la relación de Poisson.

Con todo este preámbulo podemos, ahora sí, calcular las deformaciones que resultan en una masa de suelo cuando se les aplica una carga. En la práctica, resulta de importancia el cálculo de las deformaciones verticales, es decir, de los asentamientos que se producen bajo el área de una cimentación.

Posteriormente incluimos las Normas Técnicas Complementarias que se refieren a Cimentaciones Someras, ya que como el título de este trabajo lo dice, seguimos el criterio del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

Por último, incluimos un par de ejemplos de zapatas considerando diferentes tipos de suelos.

CAPACIDAD DE CARGA

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En este capítulo trataremos el estado límite de falla, el cual se entiende por cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga (RCDF, 2004).

Los siguientes son ejemplos de estado límite de falla de una cimentación (RCDF, artículo 224):

- a) Desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación;
- b) Flotación;
- c) Falla de los elementos de la estructura de cimentación.

CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA DE UN SUELO

En relación con el desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación, generado por la presión vertical conocida como capacidad de carga última por resistencia al corte del suelo, de los estudios de la teoría de la plasticidad respecto a dicha capacidad de carga, se pueden extraer las siguientes conclusiones (Terzaghi & Peck, 1967):

Si la base de una zapata continua descansa sobre la superficie de un suelo sin peso que posee cohesión y fricción, el terreno falla como se indica en la (figura 1), a través de 5 zonas. Debido a la fricción y adhesión entre el suelo y la base de la zapata, la zona I permanece en estado elástico; actúa como si fuera parte de la zapata y penetra en el suelo como una cuña; sus fronteras forman un ángulo de $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ con la horizontal.

En las zonas II y III se genera un patrón de esfuerzos cortantes, los cuales en la zona III son iguales al estado pasivo de Rankine; las fronteras de la zona pasiva forman un ángulo de $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ con la horizontal.

Las zonas II se conocen como zonas de esfuerzos radiales, porque las rectas de esta región plástica parten de las aristas de la zapata. La otra familia de curvas son espirales logarítmicas, cuyos centros se localizan en las aristas de la zapata

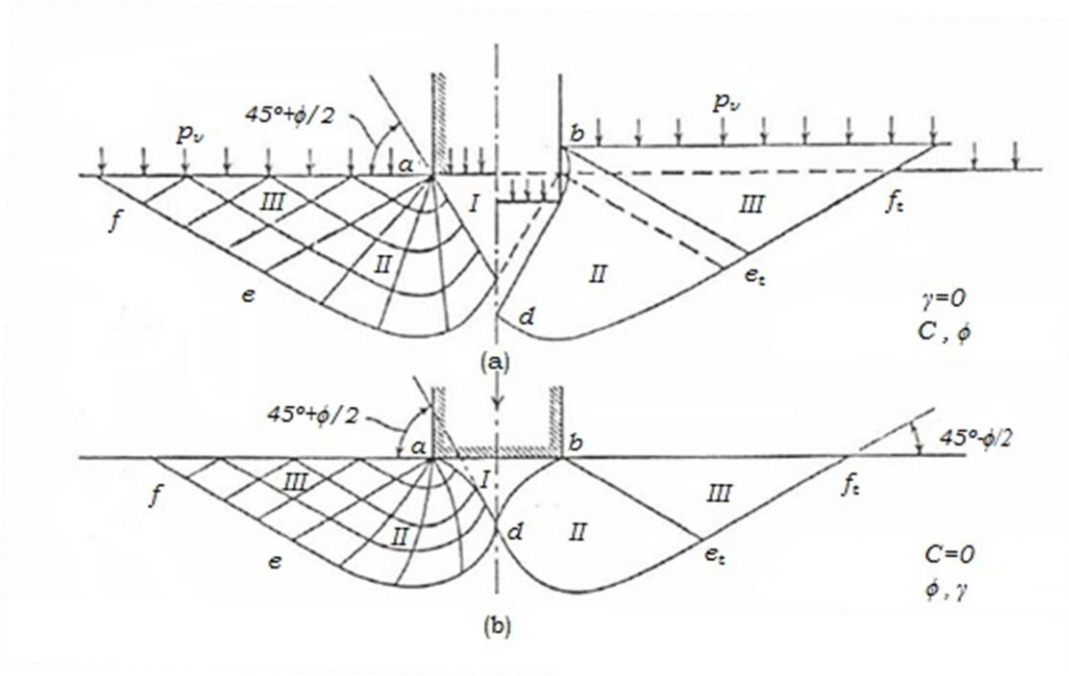


Figura 1

La capacidad de carga última está dada por

$$q_d = cN_c + p_v N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Ecuación 1

Donde

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Ecuación 2

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

Ecuación 3

$$N_c = \frac{(N_q - 1)}{\tan \phi}$$

Ecuación 4

Si el suelo no tiene cohesión, pero sí fricción y peso propio, el patrón de falla se muestra en la (figura 1b). Las fronteras de la zona elástica I son curvas; las dos ramas se intersecan en el punto d, formando un ángulo de $90^\circ - \phi$. En las zonas II las líneas radiales son curvas. En la zona III se presenta el estado pasivo de Rankine.

La ecuación de una espiral logarítmica es:

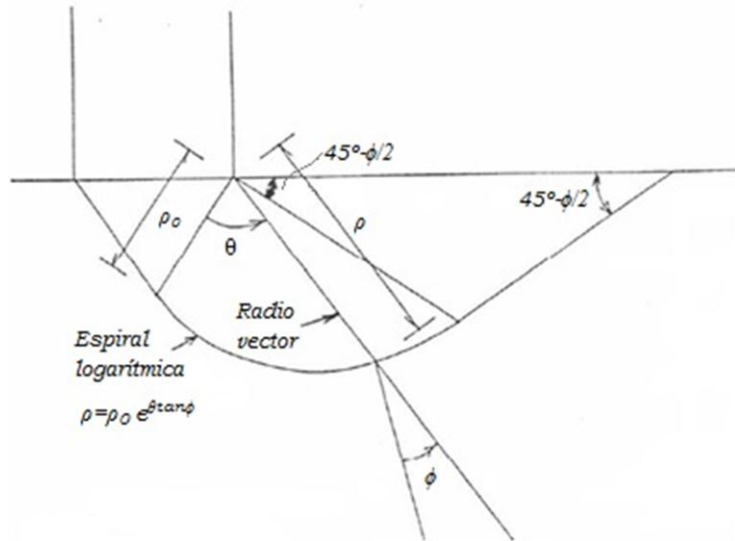


Figura2

Espirál logarítmica

$$\rho = \rho_0 e^{\theta \tan \phi}$$

Ecuación 5

$(\theta \tan \phi)$ en radianes

La espiral logarítmica tiene la propiedad de que el ángulo entre el radio vector y la normal a la curva vale ϕ . En cimientos profundos, (Zeevaert, 1973) hace la hipótesis de que la superficie de falla se extiende hasta que ésta se vuelve vertical; por lo tanto, el ángulo entre el radio vector y la horizontal vale ϕ .

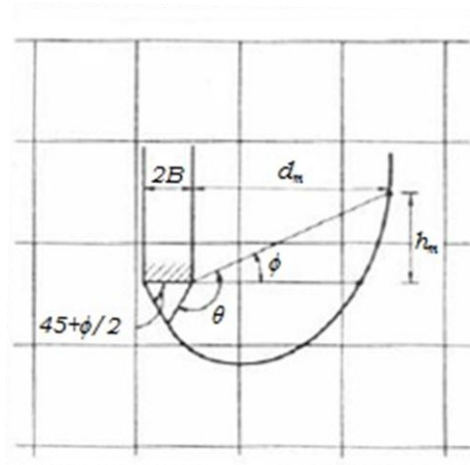


Figura 3

Espiral logarítmica en un cimiento profundo (Zeevaert, 1973).

Cabe aclarar que para la obtención de la ecuación de capacidad de carga q_d (Ecuación 1), se hicieron las siguientes hipótesis: el material es incompresible, su comportamiento es rígido-plástico, y se trata de un estado de deformación plana.

Por lo demás, las limitaciones de las teorías sobre capacidad de carga no tienen una importancia práctica seria, porque la precisión de las soluciones aún aproximadas depende en mayor medida de nuestra habilidad para evaluar las propiedades mecánicas de los suelos que entran en las ecuaciones, que de los defectos de las propias teorías (Terzaghi & Peck, 1967).

EFFECTO DE LA FORMA DE LA CIMENTACIÓN

La expresión de capacidad de carga que proporciona la teoría de la plasticidad (ecuación 1) es válida para una zapata de longitud infinita. Para cimientos circulares, cuadrados y rectangulares se emplean factores de forma obtenidos experimentalmente. Así, la capacidad de carga última está dada por

$$q_d = cN_c f_c + p_v N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma$$

Ecuación 6

Donde

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L}$$

Ecuación 7

$$f_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \phi$$

Ecuación 8

$$f_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Ecuación 9

En un cimiento de planta circular se toma $B = L = D$, siendo D el diámetro del cimiento.

En todos los casos $\frac{B}{L} \leq 1$.

CAPACIDAD DE CARGA RESISTENTE. FACTORES DE RESISTENCIA

Definamos ahora la capacidad de carga resistente de un suelo con la siguiente expresión

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 10

Donde:

F_{Ri} son factores de resistencia (o factores de reducción de resistencia), los cuales miden el grado de incertidumbre que se tiene respecto a la variación de la resistencia del suelo. En general $F_{Ri} \leq 1$.

PRESIÓN ÚLTIMA SOBRE EL TERRENO. FACTORES DE CARGA

La presión de contacto media entre cimiento y terreno vale

$$q = \sum \frac{Q}{A}$$

Ecuación 11

donde

$\sum Q$ sumatoria de cargas al nivel de desplante del cimiento

A área del cimiento

Además

$$q = \left(\frac{1}{A} \right) (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Definamos la presión última sobre el terreno de la siguiente forma

$$q_{ult} = \left(\frac{1}{A} \right) (Q_1 F_{c1} + Q_2 F_{c2} + \dots + Q_n F_{cn})$$

Ecuación 12

donde

F_{ci} son factores de carga, que miden la incertidumbre que se tiene respecto a la intensidad de las cargas. En general $F_{ci} \geq 1$, aun cuando en algunos casos particulares F_{ci} puede ser menor que uno.

La Ecuación 12 se puede poner en forma simplificada

$$q_{ult} = \frac{\sum Q F_c}{A}$$

Ecuación 13

CIMIENTO SOMETIDO A CARGA VERTICAL Y MOMENTO

La determinación de la capacidad de carga por resistencia al corte del suelo, de un cimiento sujeto a carga vertical y momento (Figura 4a) se puede llevar a cabo mediante un artificio teórico que consiste en considerar esta condición equivalente a la de un cimiento de ancho reducido sometido únicamente a carga vertical. Esta condición se obtiene de la siguiente forma: considérese un cimiento sometido a las acciones $\sum Q$ y M (Figura 4a); desde el punto de vista de fuerzas externas, esta condición es equivalente a la de la (Figura 4b), donde se ha colocado la fuerza $\sum Q$ de tal forma que ocasiona el mismo momento con respecto al centro de línea.

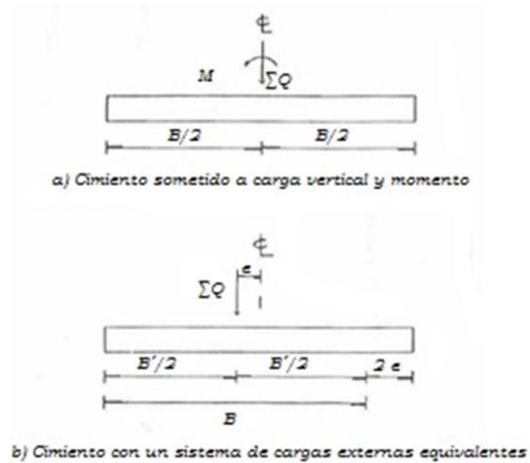


Figura 4

Cimiento sometido a carga vertical y momento

La excentricidad e vale

$$e = \frac{M}{\sum Q}$$

Ecuación 14

Se observa en la Figura 4 que se puede considerar un cimiento de ancho B' sometido únicamente a la carga vertical $\sum Q$. De la Figura 4b

$$\frac{B'}{2} = \frac{B}{2} - e \therefore B' = B - 2e$$

Ecuación 15

En consecuencia, la determinación de la capacidad de carga de un cimiento sujeto a carga vertical $\sum Q$ y momento M se lleva a cabo considerando un cimiento equivalente de ancho virtual B' , dado por la (Ecuación 15), en que la excentricidad e está dada por la (Ecuación 14).

La capacidad del suelo se obtiene sustituyendo en las expresiones correspondientes la capacidad de carga por resistencia al corte el ancho reducido virtual B' determinado con la (Ecuación 15). Asimismo, la presión de contacto en el cimiento virtual equivalente se halla considerando el ancho reducido B' .

REVISIÓN DE LA SEGURIDAD DE UNA CIMENTACIÓN

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad

$$q_{ult} \leq q_R$$

Ecuación 16

Sustituyendo las (Ecuación 13) y (Ecuación 10) en la (Ecuación 16)

$$\frac{\sum QF_c}{A} \leq cN_c f_c F_{R1} + p_V N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 17

La (Ecuación 17) se emplea para revisar la seguridad del terreno de cimentación por capacidad de carga.

SUELOS FRICCIONANTES

En un suelo puramente friccionante.

$$c = 0 \quad \text{y} \quad s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la (Ecuación 10):

$$q_R = p_V N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 18

Usualmente $F_{R2} = F_{R3} = F_R$, por lo tanto

$$q_R = \left[p_V N_q f_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R$$

Ecuación 19

Falla general y falla local

Como mencionamos antes, la (Ecuación 1) se obtuvo considerando un material incompresible, hipótesis que se cumple sólo en suelos de compactos a muy compactos. Para tomar en cuenta la compresibilidad del material, (Terzaghi & Peck, 1967) recomiendan que se emplee la siguiente expresión para suelos en estado suelto

$$\tan \phi = \frac{2}{3} \tan \phi^*$$

Ecuación 20

donde

ϕ^* es el ángulo de fricción interna del suelo, determinado mediante pruebas de laboratorio o de campo.

Por su parte, (Sowers, 1962) indica que para suelos friccionantes con D_r mayor que 70% se debe emplear el criterio de Terzaghi para falla general, y que para D_r menor que 20% se debe usar dicho criterio para falla local, y que para valores intermedios de D_r se debe interpolar. En consecuencia, podemos en forma conservadora usar la (Ecuación 20) de la siguiente manera

$$\tan \phi = \alpha \tan \phi^*$$

Ecuación 21

$$\phi = \text{ang} \tan (\alpha \tan \phi^*)$$

Ecuación 22

Donde

$$\alpha = 0.67 + D_r - 0.75D_r^2 \text{ para } D_r < 67\%$$

Efecto de la presencia del nivel de agua freática (NAF)

Cuando el nivel de agua freática (NAF) queda por arriba del nivel de desplante de la subestructura, en el momento de la falla del terreno de cimentación, debido a alta permeabilidad de los suelos friccionantes, la fracción sólida se mueve hacia cierta dirección, mientras que el agua permanece en condición prácticamente hidrostática. Por lo tanto, se tienen que separar las contribuciones de las fases sólida y líquida del terreno.

La contribución de la fase sólida está dada por la (Ecuación 18) con $p_V = p_V'$ y $\gamma = \gamma'$, es decir

$$q_R = p_V' N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Ecuación 23

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$$

La contribución de la fase líquida es igual a la presión del agua u al nivel de desplante de la subestructura. La capacidad resistente total será la suma de la debida a la fase sólida y de la debida al agua, es decir

$$q_R = q_R' + u_R$$

$$q_R = p_V' N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + u_R$$

pero

$$p_V = p_V' + u, \rightarrow u = p_V - p_V', \rightarrow u_R = p_V F_{R4} - p_V' F_{R5}$$

$$q_R = p_V' N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_V F_{R4} - p_V' F_{R5}$$

$$q_R = p_V' (N_q f_q F_{R2} - F_{R5}) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3} + p_V F_{R4}$$

Ecuación 24

Las Normas de Cimentaciones hacen las siguientes consideraciones: $F_{R2} = F_{R3} = F_{R5} = F_R$ y $F_{R4} = 1$, por lo que la Ecuación 24 queda.

$$q_R = \left[p_V' (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_V$$

Ecuación 25

Revisión de la seguridad del terreno de cimentación

Se recomienda en la práctica que en general el factor $F_R \leq 0.45$. Por ejemplo, las Normas de Cimentaciones recomiendan $F_R = 0.35$ para zapatas en la zona de lomas (zona I) de la ciudad de México.

La profundidad de la zona de falla bajo el desplante del cimiento vale (**iError! No se encuentra el origen de a referencia.**)

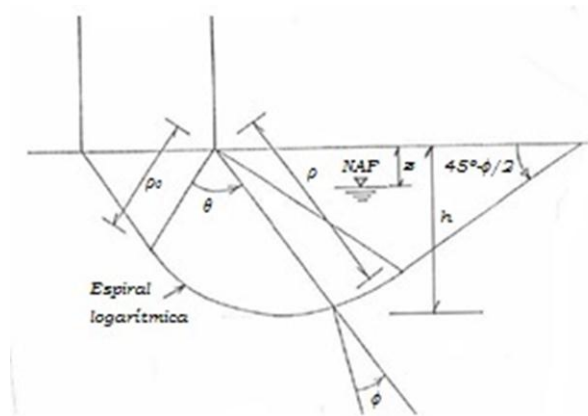


Figura5

Espiral logarítmica

$$h = \frac{B \cos \phi \exp \left[\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi \right]}{2 \cos \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)}$$

Ecuación 26

De acuerdo con lo tratado en los párrafos anteriores, la capacidad de carga resistente de un suelo puramente friccionante se puede obtener con la siguiente ecuación.

$$q_R = \left[p_V' (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_V$$

Ecuación 27

Se distinguen las siguientes condiciones:

- Quando el NAF se encuentre a una profundidad mayor que el valor de h dado por la (Ecuación 26), se emplea la (ecuación 28) con $\gamma = \gamma_m$, siendo γ_m el peso volumétrico natural del suelo arriba del NAF.
- Quando el NAF se encuentre por arriba del nivel de desplante, se emplea la (Ecuación 27) con $\gamma = \gamma'$.
- c) Cuando el NAF se encuentra en una posición intermedia z , se emplea la (Ecuación 27) con:

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{h} (\gamma_m - \gamma')$$

Ecuación 28

Siempre se debe cumplir que:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Ecuación 29

Donde

$$q_{ult} = \frac{\sum QF_c}{A}$$

Ecuación 30

Por su parte, las Normas de Cimentaciones establecen que “en caso de que el ancho B sea mayor que la profundidad z del manto freático bajo el nivel de desplante de la cimentación, el peso volumétrico a considerar será

$$\gamma = \gamma' + \frac{z}{B}(\gamma_m - \gamma')$$

Donde:

$$\gamma' = \text{peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades } z \text{ y } \frac{B}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\gamma_m = \text{peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático}$$

SUELOS COHESIVOS TOTALMENTE SATURADOS

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la determinación de la resistencia al corte del terreno (**¡Error! No encuentra el origen de la referencia.**).

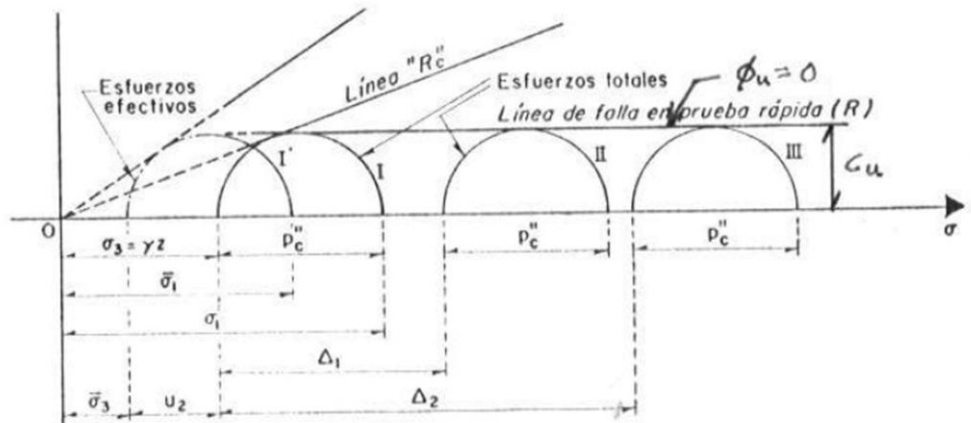


Figura 6

Línea de falla en prueba triaxial rápida, (Juárez & Rico, 1997)

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas para la obtención de la cohesión aparente del material. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

En una prueba rápida $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$. Sustituyendo en las (Ecuación 2),(Ecuación 3) y Ecuación 8.

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo.

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la (Ecuación 10)

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2}$$

Ecuación 31

Hagamos $F_{R1} = F_R$ $F_{R2} = 1$

Por lo tanto

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + p_v$$

Ecuación 32

Donde

$$f_c = 1 + 0.25 \frac{B}{L}$$

Skempton encontró que la capacidad resistente del suelo aumenta con la profundidad de empotramiento del cimiento en el estrato de apoyo (Figura7), hasta un máximo, después del cual se mantiene constante (Juárez & Rico, 1997). Por esta razón, dentro del factor de forma podemos agregar el efecto del empotramiento; el factor f_c queda entonces.

$$f_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L} + 0.25 \frac{D}{B}$$

Ecuación 33

para $\frac{D}{B} < 2$ y $\frac{B}{L} < 1$. En caso de que $\frac{D}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente (RCDF, 2004).

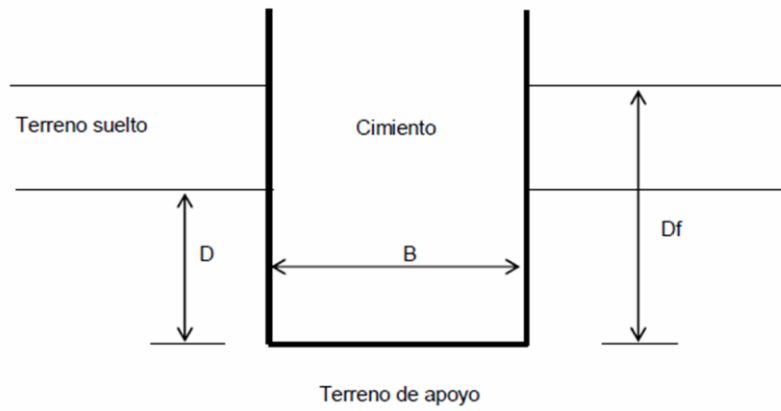


Figura7

Profundidad de empotramiento D en el estrato de apoyo

Incremento de esfuerzos

Incremento de esfuerzos bajo la esquina de un rectángulo cargado.

Para el cálculo de los incrementos de esfuerzos ocasionados por una carga P aplicada en la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico se puede utilizar la teoría del rectángulo cargado en una esquina (Figura 8)

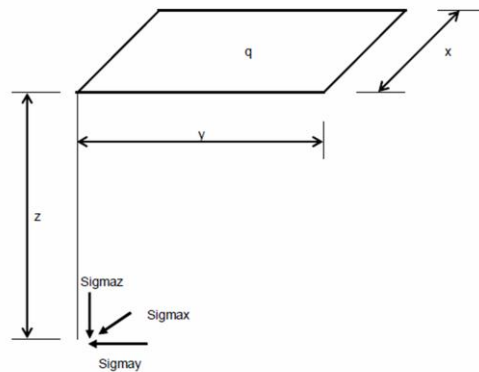


Figura 8

Incrementos de esfuerzo bajo la esquina de un rectángulo cargado

En el cual se obtienen los incrementos a la mitad de cada estrato y en la esquina de dicho rectángulo, tal y como se muestra en la figura.

Los esfuerzos normales bajo la esquina del rectángulo cargado valen:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{x y z}{B} + \tan^{-1} \left(\frac{x y}{z B} \right) \right]$$

Ecuación 34

Mientras que para los esfuerzos normales horizontales tenemos:

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{x y z}{(y^2 + z^2) B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{z B}{x y} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{x}{y} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{x B}{y z} \right) \right) \right]$$

Ecuación 35

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{zB}{xy} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{y}{x} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{yB}{xz} \right) \right) \right]$$

Ecuación 36

Donde:

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi^*) (OCR)^{\text{sen } \phi^*}$$

CALCULO DE DEFORMACIONES

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les sujeta a un cambio en sus condiciones de esfuerzo.

La deformación de la mayoría de los suelos, aun bajo cargas pequeñas, es mucho mayor que la de los materiales estructurales; además esa deformación no se produce, usualmente, en forma simultánea a la aplicación de la carga, si no que se desarrolla en el transcurso del tiempo. Así, cuando un estrato de arcilla soporta un edificio pueden ser necesarios muchos años para que la deformación del suelo se complete.

El proceso de deformación de las arcillas tiene lugar casi completamente en un largo lapso posterior a la aplicación de la carga propiamente dicha; como resultado, es posible que el agrietamiento de una estructura pueda ocurrir años más tarde de su erección, sin que el proyectista pueda preverlo, a no ser que tenga presente en forma correcta el comportamiento de los suelos.

Cabe señalar que en los suelos se presentan tanto una deformación como un cambio en el volumen.

La compresión (o expansión) o deformación solo por cambio de volumen es el proceso por el que una masa de suelo cambia de volumen manteniendo su forma; todo sucede como si estuviese cambiando la escala en el espacio tridimensional. La distancia entre los puntos cambia, pero se mantiene su posición relativa.

La distorsión p deformación desviadora es el proceso por el que una masa de suelo cambia de forma, variando la posición relativa de sus puntos, pero manteniéndose su volumen constante.

Los procesos reales de deformación pueden siempre descomponerse en esas dos facetas; hay una componente volumétrica de la deformación y otra desviadora; el proceso real puede así considerarse siempre como una adición de ambas componentes.

Para fines prácticos puede considerarse que los suelos no tiene resistencia a la tensión, las características de deformación bajo compresión son, por mucho, las de mayor interés. Por ello los principales métodos de prueba están diseñados para someter las muestras de suelo a esfuerzos de compresión. Teóricamente podrían encontrarse todas las características esfuerzo-deformación útiles para describir el comportamiento mecánico de los suelos únicamente utilizando las llamadas pruebas de compresión triaxial.

Consolidación de suelos

A un proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso, provocado por un aumento de las cargas sobre el suelo, se le llama “proceso de consolidación”.

Durante el proceso de consolidación la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma; así, el movimiento de las partículas del suelo puede ocurrir sólo en dirección vertical; ésta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

En las pruebas de laboratorio hechas con muestras pequeñas se produce la consolidación en tiempos muy cortos en comparación con el tiempo en que el estrato real del suelo se consolidará bajo la carga de la

estructura. En las teorías aplicadas en la Mecánica de Suelos, se supone que todas las constantes de consolidación son las mismas en el proceso rápido de laboratorio, que en el mucho más lento que tiene lugar en la naturaleza.

De cada prueba de consolidación completa podemos obtener las llamadas curvas de compresibilidad (Figura 11). Generalmente en cada curva se definen tres tramos diferentes:

1. El tramo A suele llamarse “tramo de recompresión”
2. El tramo B, “tramo virgen” y,
3. El C “tramos de descarga”.

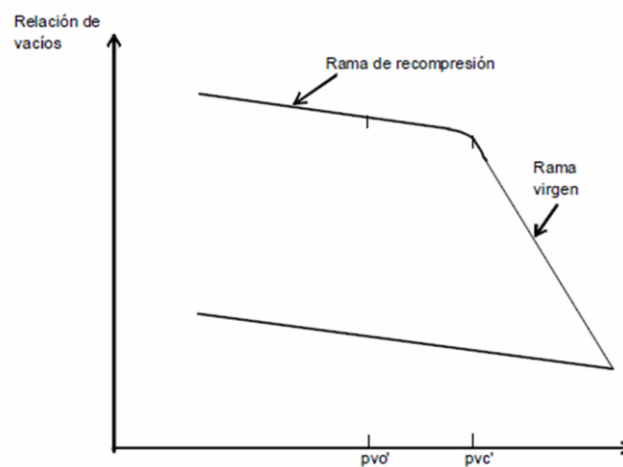


Figura 9

Forma típica de la curva de compresibilidad en suelos compresibles.

Curvas de consolidación

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

En la siguiente figura (**¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**) se muestra, fuera de escala, la forma típica de una curva de consolidación, por medio de la cual se pueden obtener las deformaciones que

sufre la muestra de suelo en determinados tiempos para un incremento de carga durante la prueba de consolidación.

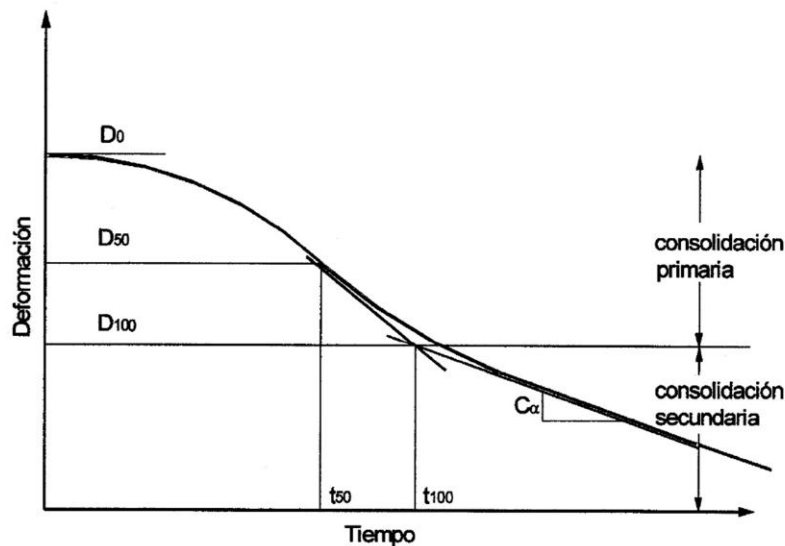


Figura 10

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

Analogía mecánica de Terzaghi.

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

Terzaghi propuso un sistema hidromecánico en las que idealizó las propiedades del suelo, la resistencia del esqueleto mineral a la compresión está representada por un resorte; la resistencia al flujo del agua a través del suelo se representa con una válvula en un pistón impermeable (figura b).

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

aplicada y la presión del agua vuelve a su valor hidrostático inicial, mientras que el agua deja de fluir por la válvula (figura e).

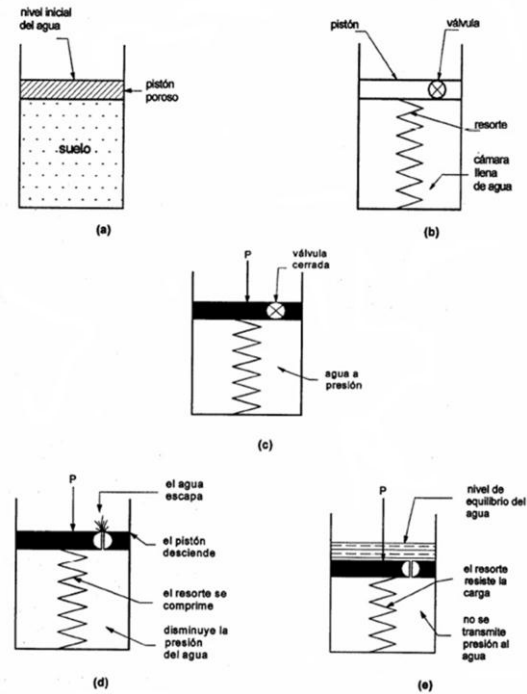


Figura 11

Modelo mecánico de Terzaghi de la consolidación en los suelos finos;

- Ejemplo físico,
- Analogía hidromecánica del estado inicial,
- Carga aplicada con la válvula cerrada,
- El pistón desciende al ir escapando el agua y
- Equilibrio sin más escape de agua.

Características de consolidación de suelos relativamente gruesos.

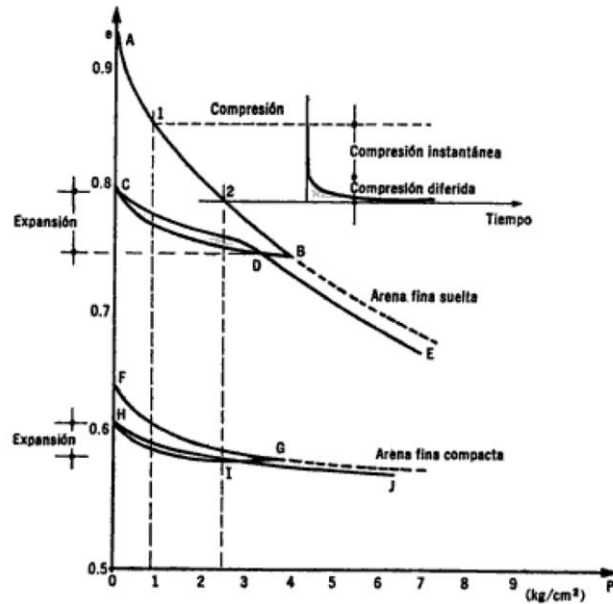


Figura 12

Curvas de compresibilidad en especímenes de arena fina

En una arena, por lo menos el 80% de la disminución de volumen ocurre en forma prácticamente instantánea. El resto del decremento volumétrico ocurre ya a lo largo del tiempo, a causa del retardamiento producido por la fricción entre las partículas. Silos vacíos de la arena están llenos de agua o si la masa comprimida es grande, la deformación volumétrica “instantánea” puede requerir también algún tiempo, debido a la dificultad que el agua encuentra para fluir.

La parte de la consolidación unidimensional debida a dificultades en el desalojo del agua se llama efecto primario o consolidación primaria, en tanto que el efecto secundario o consolidación secundaria es para algunos investigadores, la parte de la consolidación debida esencialmente al retardamiento del proceso por fricción remanente entre las partículas.

Ecuación diferencial de la consolidación unidimensional.

Concepto de esfuerzo efectivo

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

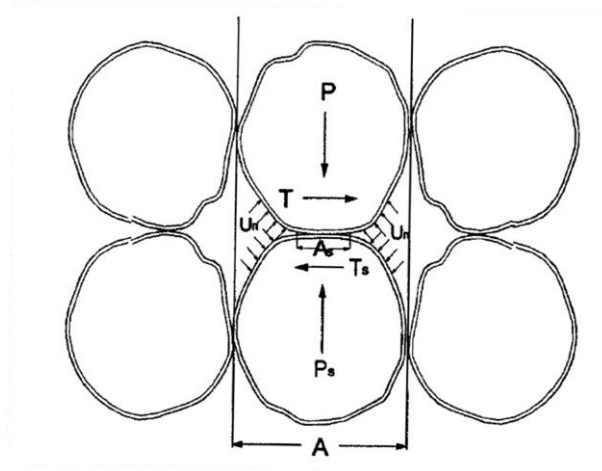


Figura 13

Equilibrio de las fuerzas de actúan en dos partículas en contacto

La relación de áreas de contacto puede definirse como:

$$a = \frac{A_s}{A}$$

Ecuación 37

Donde:

A_s es el área de la superficie plana de contacto de las dos partículas sólidas y

A es el área tributaria media de las dos partículas sólidas.

El esfuerzo normal total σ u el esfuerzo cortante total τ , se define respectivamente con:

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

Ecuación 38

$$\tau = \frac{T}{A}$$

Ecuación 39

Donde:

P es la fuerza total normal al plano de contacto de las dos partículas sólidas y

T es la fuerza cortante total.

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

$$\sigma_g = \frac{P_s}{A}$$

Ecuación 40

Donde:

P_s es la fuerza normal que actúa entre las dos partículas sólidas.

La presión normal total puede determinarse de la siguiente forma:

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

Ecuación 41

Donde:

u_n es la presión del agua intersticial, comúnmente conocida en mecánica de suelos como presión neutral.

Es importante mencionar que en muchos problemas de mecánica de suelos, como en el caso de la consolidación, la presión neutral u_n , se puede descomponer en presión hidrostática u_h , que corresponde a una distribución lineal de equilibrio estático y una presión en exceso de la hidrostática (o presión de poro) u ; por lo cual se tiene la siguiente expresión (Juárez & Rico, 1997).

$$u_n = u_h \pm u$$

Ecuación 42

Cuando se desea calcular las presiones sobre un suelo, los datos que generalmente se requieren son la carga total aplicada y el área total del suelo sobre el cual se aplica dicha carga. Esto es debido a la complejidad para obtener el valor del área de la superficie plana de contacto entre las dos partículas sólidas A_s , y como consecuencia de esto, el valor de la relación de áreas de contacto a suele no poder calcularse numéricamente en la práctica. Sin embargo, en suelos dicho valor es demasiado pequeño y por lo general se desprecia (Juárez & Rico, 1997). Entonces la Ecuación 41 se reduce a:

$$\sigma = \sigma_g \pm u_n$$

Ecuación 43

En el estudio del comportamiento mecánico de los suelos, se define al esfuerzo efectivo como el esfuerzo normal que gobierna los cambios volumétricos o la resistencia de un suelo. Comúnmente, se le considera a la presión intergranular como presión o esfuerzo efectivo para efectos de cálculo y análisis teóricos en mecánica de suelos, debido a que el esfuerzo intergranular es prácticamente igual al esfuerzo efectivo (Juárez & Rico, 1997). Por consiguiente, la Ecuación 43 queda de la siguiente forma:

$$\sigma = \sigma' \pm u_n$$

Ecuación 44

Por lo tanto el esfuerzo efectivo es:

$$\sigma' = \sigma \pm u_n$$

Ecuación 45

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

La definición de esfuerzo efectivo y el hecho de que está relacionado con el comportamiento del suelo de combina para establecer el principio de esfuerzos efectivos que puede plantearse de la siguiente forma:

- a) El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poro y
- b) El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, principalmente la compresibilidad y la resistencia.

Deducción de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

En la siguiente figura (Figura14) se muestra una capa de arcilla que ésta sometida a un aumento repentino de esfuerzo vertical total $\Delta\sigma$, el cual se distribuye de manera uniforme en toda el área semiinfinita (Whitlow, 1996).

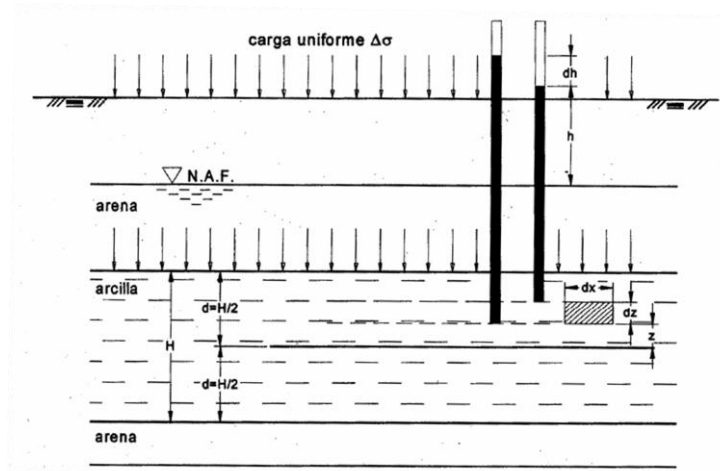


Figura14

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

En el instante de aplicación de la carga con tiempo t igual a cero, la presión del agua en los poros de la capa de arcilla aumentará de Δu_0 de manera uniforme en toda la capa de espesor H . Esto está representado por el diagrama "abcd" de la siguiente figura (figura 16). Después de transcurrir el tiempo t , el drenaje de las capas de arena por encima y por debajo de la capa de arcilla, habrá causado que el exceso de presión en el agua de los poros se reduzca al perfil que se muestra en la zona sin sombreado del diagrama "abcd".

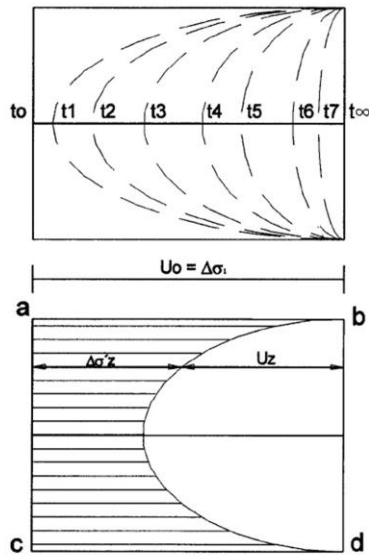


Figura 15

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

Considérese ahora una capa elemental dentro del estrato de arcilla con un espesor dz , en el cual al tiempo t , el exceso de presión del agua en los poros es u . Al introducir columnas verticales hipotéticas (Figura14), se puede demostrar que la caída de la presión del agua en los poros a través del elemento es dh .

En la siguiente figura (Figura 16) se muestra una porción prismática de la capa elemental con dimensiones dx, dy, dz . El drenaje a través de la muestra es unidimensional en la dirección del eje Z , con un gradiente

hidráulico de $\frac{-\partial h}{\partial z}$.

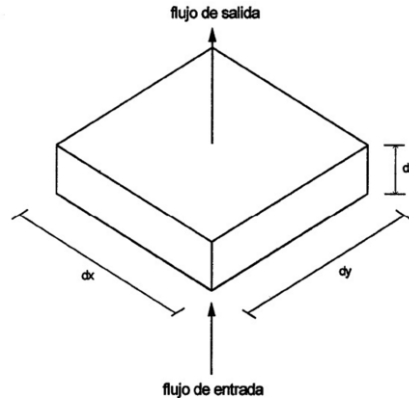


Figura 16

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

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

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

Ecuación 46

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

Ecuación 47

Donde:

i es el gradiente hidráulico,

v es la velocidad del fluido,

A es el área del tubo del flujo y

k_s es el coeficiente de permeabilidad o conductividad hidráulica.

La velocidad neta del flujo de salida del elemento es:

$$-k_s \frac{\partial h}{\partial z} dx dy dz$$

Ecuación 48

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

$$\frac{e}{1+e} dx dy dz$$

Ecuación 49

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

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

Ecuación 50

Donde:

e es la relación de vacíos del elemento.

Entonces, la velocidad de flujo de salida del elemento debe ser igual a la velocidad de cambio de volumen de vacíos; igualando la Ecuación 48 y la Ecuación 50 se tiene la siguiente expresión:

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

Ecuación 51

Pero:

$$\partial h = \frac{\partial u}{\gamma_w}$$

Ecuación 52

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

$$m_v = - \frac{\partial e}{\partial \sigma'} \frac{1}{1+e}$$

Ecuación 53

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

Donde:

γ_w es el peso específico del agua y

u es la presión de poro.

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

Ecuación 54

O bien :
$$\frac{k_s \partial^2 u}{m_v \gamma_w \partial z^2} = -\frac{\partial \sigma'}{\partial t} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

Ecuación 55

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

$$c_v = \frac{k_s}{m_v \gamma_w}$$

Ecuación 56

Sustituyendo c_v en la Ecuación 55, se tiene la siguiente expresión:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

Ecuación 57

Esta Ecuación 57 es la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional. Ésta expresión establece las variaciones de la presión en exceso de la hidrostática, con respecto a la profundidad z y el tiempo t durante un proceso de consolidación unidimensional con flujo vertical (Whitlow, 1996)

Hipótesis de aplicación de la teoría de la consolidación unidimensional

Para aplicar la teoría de la consolidación unidimensional, es necesario hacer las siguientes hipótesis:

- el suelo está totalmente saturado y es homogéneo
- tanto el agua como las partículas del suelo son incompresibles
- se puede aplicar la ley de Darcy para el flujo de agua
- la variación de volumen es unidimensional en la dirección del esfuerzo aplicado
- el coeficiente de permeabilidad en ésta dirección permanece constante
- la variación de volumen corresponde al cambio de la relación de vacíos

Solución de la ecuación diferencial de la consolidación unidimensional

Considérese un estrato arcilloso de espesor $2H$ en el cual el agua puede drenarse por sus caras superior e inferior (Figura17). Resulta evidente que no acude ningún flujo a través del plano de simetría a la profundidad h . El agua situada a menor profundidad H , drena por la cara superior y el agua situada a mayor profundidad drena por la cara inferior. Por lo tanto, dicho plano de simetría puede considerarse como una superficie impermeable; lo que implica que la distribución de la presión en exceso de la hidrostática sea como se muestra a continuación (Figura18), (Juárez & Rico, 1997)

Las condiciones de frontera que deben satisfacer son:

- Para todo $t > 0$ en $z = 0$ y $z = 2H$ $u = 0$
- Para todo $t = 0$ en $0 < z < 2H$ $u = \Delta P$

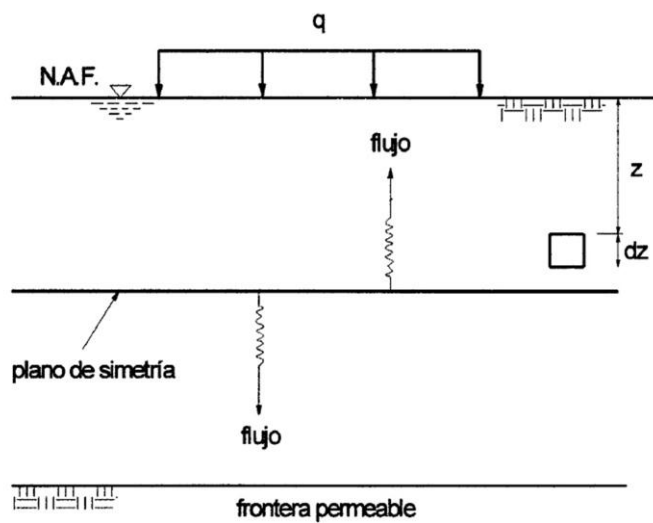


Figura17

Depósito de suelo drenado por ambas caras

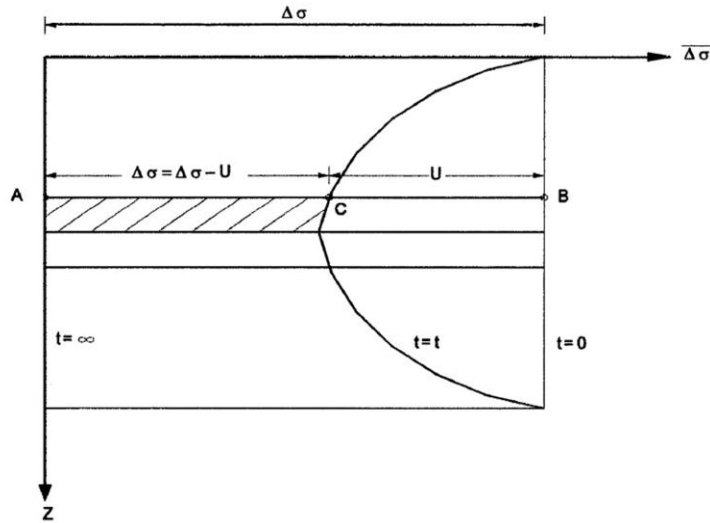


Figura18

Distribución de presiones en exceso de la hidrostática dentro del depósito de suelo

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

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

Ecuación 58

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

Donde:

\mathcal{E} es la base de los logaritmos naturales (no se detona por e para no confundir la con la relación de vacíos)

H es el espesor efectivo de drenaje (no el espesor total del estrato compresible) es decir, la máxima longitud que sigue el agua al drenar en el proceso de consolidación (Figura19 y Figura20) y

C_v Es el coeficiente de consolidación, el cual se determina de la siguiente forma:

$$c_v = \frac{k_s (1 + e_0)}{\gamma_w a_v}$$

Ecuación 59

Donde:

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

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma_z}$$

Ecuación 60

La expresión anterior (Ecuación 60) es la pendiente de la curva de compresibilidad y obtiene un valor muy elevado cuando se trata de un suelo muy compresible; mientras que para un suelo no susceptible a grandes cambios de volumen obtiene un valor muy bajo (Juárez & Rico, 1997)

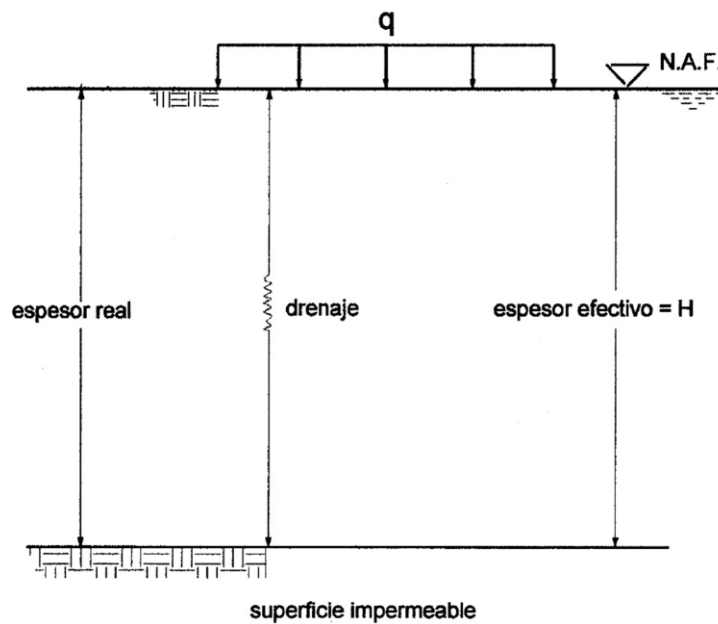


Figura19

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

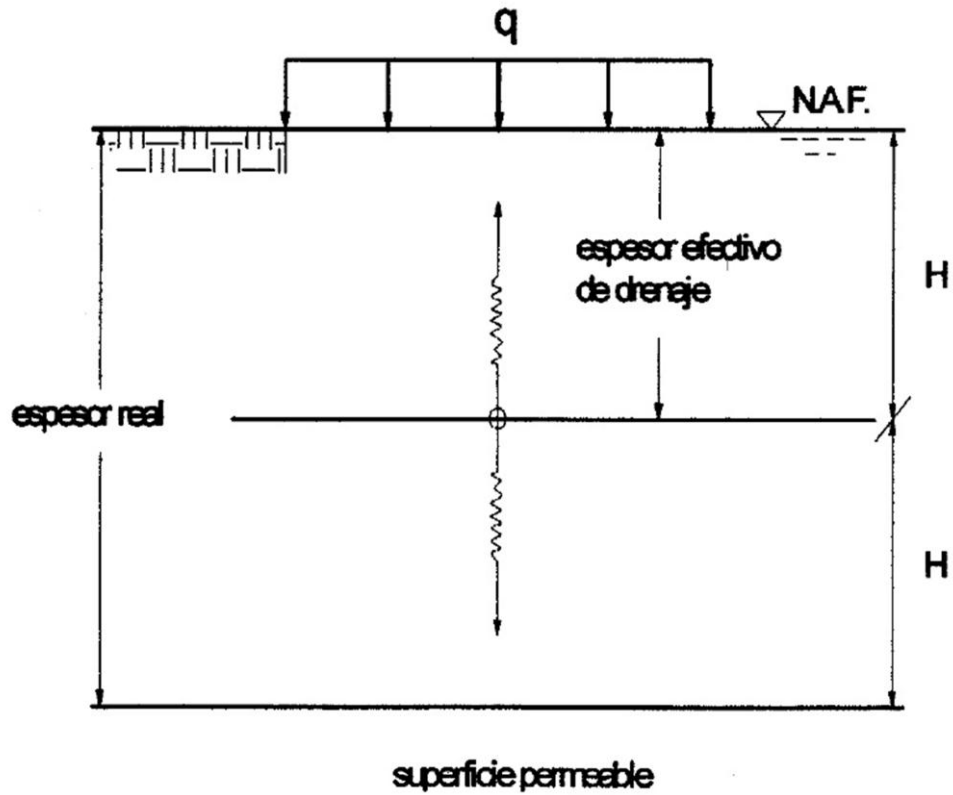


Figura20

Esquema que ilustra el concepto de espesor efectivo de drenaje con superficie

La expresión Ecuación 58 puede también expresarse adimensionalmente como:

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

Ecuación 61

Donde:

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

$$T = \frac{c_v t}{H^2}$$

Ecuación 62

Con base a la Ecuación 61, es posible obtener una expresión que defina el grado de consolidación ($U\%$) en términos de u ; esto es, obtener una función $U\% = f(u)$.

Para ellos se define como "grado de consolidación o porcentaje de consolidación" del suelos a una profundidad z y en un instante t , a la relación entre la consolidación que ya ha tenido lugar a esa profundidad y la consolidación total que habrá de producirse bajo el incremento de carga impuesto. La curva representada en la Figura18, permite establecer esa definición como:

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

Ecuación 63

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

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

Ecuación 64

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

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

Ecuación 65

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

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

Tabla 1

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

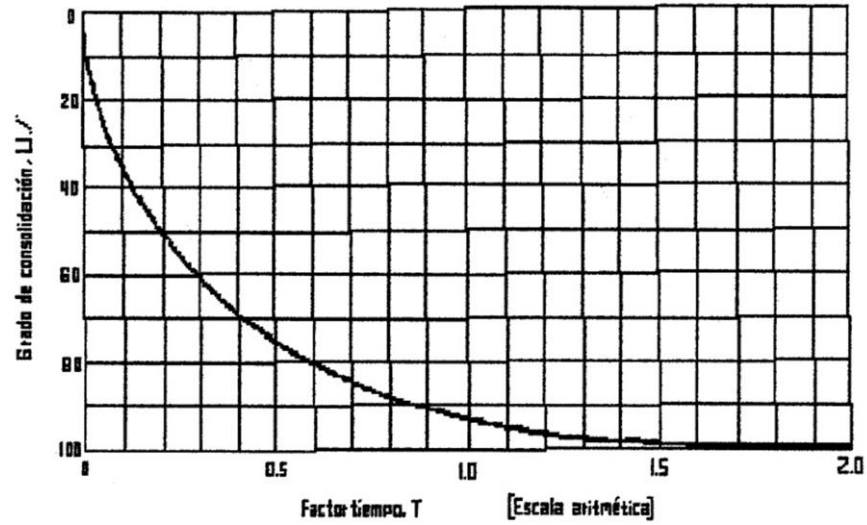


Figura21

Curva teórica de consolidación en trazo aritmético, (Juárez & Rico, 1997).

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

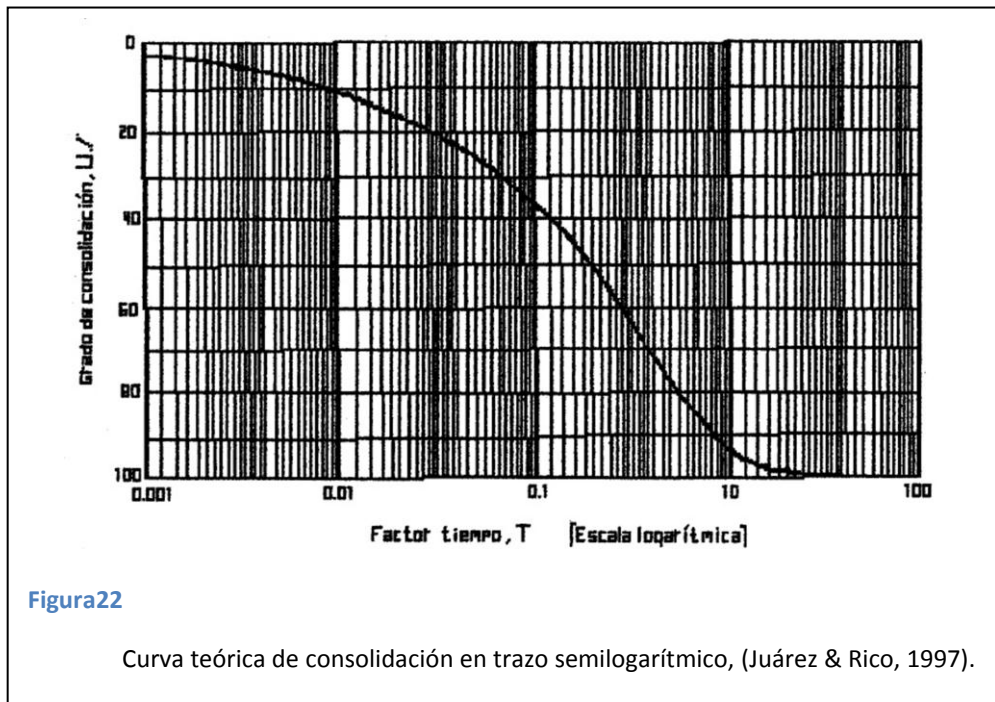


Figura22

Curva teórica de consolidación en trazo semilogarítmico, (Juárez & Rico, 1997).

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

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

Ecuación 66

Donde:

ΔH es el asentamiento total que sufrirá el estrato de suelo compresible, ya sea que este sea pre consolidados o normalmente consolidado.

Cálculo del asentamiento total por consolidación primaria

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

Considérese un depósito de arcilla saturada de espesor H sujeto a consolidación por efecto de una carga superficial; al pasar algún tiempo t , el espesor H del depósito disminuirá un cierto valor δ_t ; si el tiempo transcurrido es suficientemente grande como para que el depósito termine su proceso de consolidación, la disminución del espesor será la que ocurra en su totalidad (ΔH); esto está presentado en las Figura23 y Figura24, en las que se puede ver en depósito de suelo natural y la representación esquemática del depósito de la masa de suelo respectivamente (Juárez & Rico, 1997).

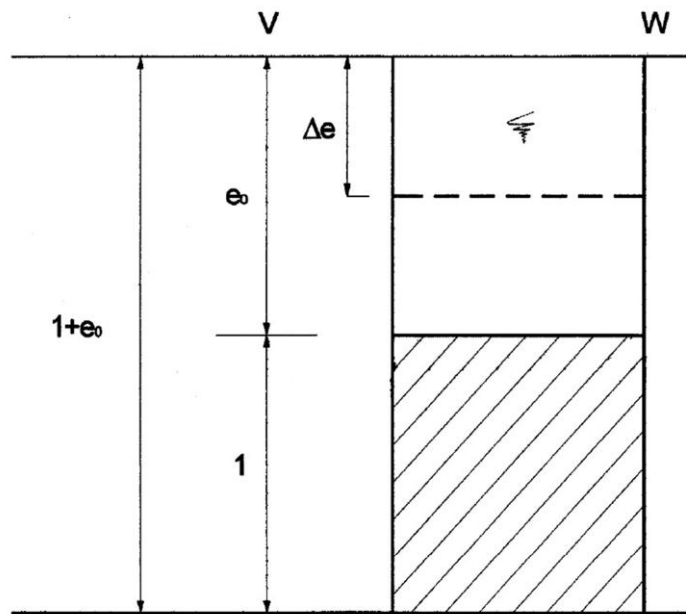
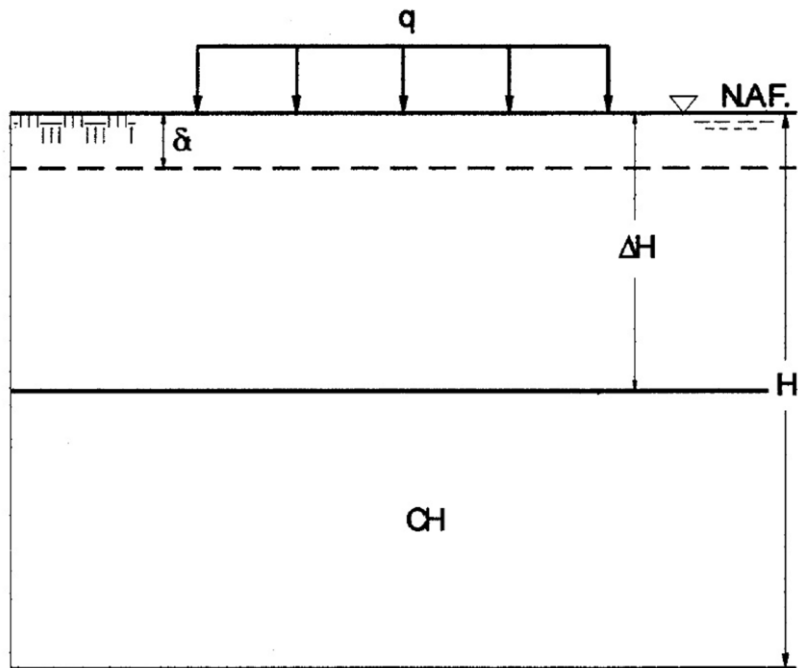


Figura23

Representación esquemática del depósito de suelo.

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

$$\Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} H$$

Ecuación 67

Donde:

ΔH es el asentamiento total por consolidación primaria;

Δe es el cambio de la relación de vacíos producido por el incremento de esfuerzos inducido por la carga superficial;

e_0 es la relación de vacíos inicial y

H es el espesor total del estrato.

La Ecuación 67 para el cálculo del asentamiento por consolidación primaria, también se puede expresar de la siguiente forma sustituyendo los valores de a_v (coeficiente de compresibilidad) y m_v (coeficiente de variación volumétrica).

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

$$\Delta H = m_v \Delta \sigma_z H$$

Ecuación 68

Cálculos de asentamientos elásticos

Ley generalizada de Hooke

Considérese una muestra de suelo en forma de cubo sometida a fuerzas que actúan en las direcciones de los 3 ejes coordenados, produciendo los esfuerzos normales σ_x , σ_y y σ_z , todos diferentes de cero. Supóngase también que la muestra de suelo en forma de cubo tiene lados iguales a la unidad; bajo la carga triaxial, la muestra se convierte en un paralelepípedo rectangular de lados $1 + \varepsilon_x$, $1 + \varepsilon_y$ y $1 + \varepsilon_z$, en donde ε_x , ε_y y ε_z son las deformaciones unitarias normales en las direcciones de los ejes coordenados (Beer & Johnston, 1993).

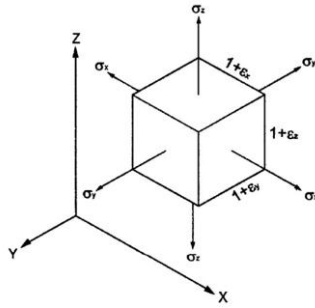


Figura25

Muestra de suelo sometida a carga triaxial

Para expresar las componentes de la deformación ϵ_x , ϵ_y y ϵ_z en términos de los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z , se considera separadamente los esfuerzos de cada componente del esfuerzo y se combinan los resultados obtenidos. La aproximación que aquí se propone está basada en el principio de superposición. Este principio dice que el efecto de una combinación de cargas en un suelo se puede obtener determinando separadamente los efectos de las diferentes cargas y combinando los resultados obtenidos siempre que se cumplan las siguientes condiciones (Beer & Johnston, 1993):

- 1) Cada efecto está linealmente relacionado con la carga que lo produce.
- 2) La deformación que resulta de cualquier carga dada es pequeña y no afecta las condiciones de aplicación de las demás cargas (deformaciones infinitesimales).

En el caso de cargas triaxiales, la primera condición se cumple si los esfuerzos no exceden el límite de proporcionalidad del suelo y la segunda condición también se cumple si el esfuerzo en cualquier cara de la muestra del suelo no causa en las otras caras deformaciones suficientemente grandes para afectar el cálculo de esfuerzos en estas caras. Considerando que el efecto de σ_x causa una deformación igual $\frac{\sigma_x}{E}$ en la dirección x y deformaciones de $-\nu\frac{\sigma_x}{E}$ en las direcciones y y z , así de la misma forma en las demás direcciones. Si se combinan los resultados se tiene que las deformaciones totales en cada cara son:

Esfuerzos aplicados

Deformación unitaria en el eje

	ε_x	ε_y	ε_z	
σ_x	$\frac{\sigma_x}{E}$	$-\frac{\nu\sigma_x}{E}$	$-\frac{\nu\sigma_x}{E}$	Ecuación 69
σ_y	$-\frac{\nu\sigma_y}{E}$	$\frac{\sigma_y}{E}$	$-\frac{\nu\sigma_y}{E}$	Ecuación 70
σ_z	$-\frac{\nu\sigma_z}{E}$	$-\frac{\nu\sigma_z}{E}$	$\frac{\sigma_z}{E}$	Ecuación 71

Las Ecuación 69, Ecuación 70 y Ecuación 71 son consideradas como la Ley generalizada de Hooke para carga triaxial (Beer & Johnston, 1993).

Donde:

- a) σ_x es el esfuerzo aplicado en la cara x ,
- b) σ_y es el esfuerzo aplicado en la cara y ,
- c) σ_z es el esfuerzo aplicado en la cara z ,
- d) E es el módulo de elasticidad y
- e) ν es el módulo de Poisson.

Si se aplican simultáneamente los tres esfuerzos, se tiene:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

Ecuación 72

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

Ecuación 73

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

Ecuación 74

Hipótesis de la teoría elástica aplicada en suelos.

Para aplicar la teoría de la elasticidad en los suelos, es necesario hacer las siguientes hipótesis:

1. El suelo es un medio continuo.
2. El suelo es un material homogéneo.
3. El suelo es un material isótropo.
4. La compresibilidad medida en el suelo es la misma en cualquier dirección.
5. La relación esfuerzo deformación del suelo es lineal.

Parámetros elásticos.

Módulo de elasticidad (E):

El módulo de elasticidad no es un parámetro constante en los suelos, sino más bien, una magnitud que describe con aproximación el comportamiento de un suelo para una combinación particular de esfuerzos (Lambe, 1996). Si se aplica un esfuerzo uniaxial σ_x a un cilindro elástico, se producirá una compresión vertical y una expansión lateral, de tal manera que la relación entre el esfuerzo uniaxial y la deformación en el sentido de la aplicación del esfuerzo uniaxial se le conoce como módulo de elasticidad. En suelos, el módulo de elasticidad aumenta con la profundidad y varía con la presión de confinamiento (Juárez & Rico, 1997).

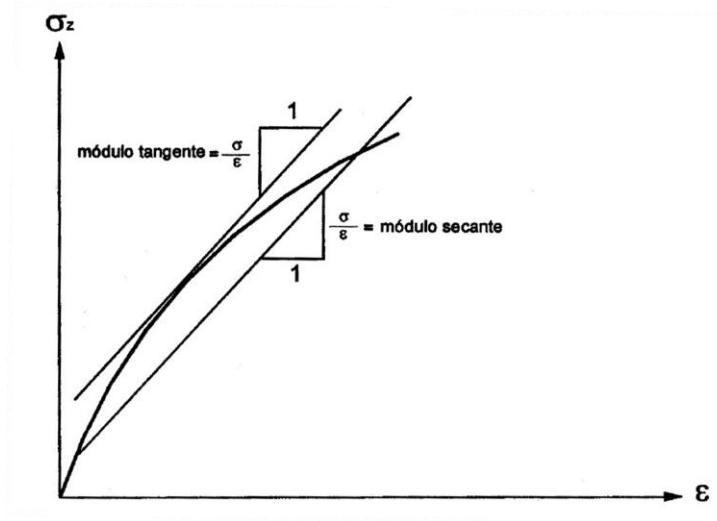


Figura26

Curva esfuerzo-deformación para un suelo bajo la acción de una

Módulo de Poisson (ν):

Al aplicar un esfuerzo uniaxial σ_x al cilindro elástico, se produce una deformación lateral y una deformación axial. Al valor absoluto de la relación entre la deformación lateral y la deformación axial se le conoce como módulo de Poisson (ν) (Beer & Johnston, 1993).

$$\nu = \left| \frac{\text{deformación unitaria lateral}}{\text{deformación unitaria axial}} \right|$$

Ecuación 75

El módulo de Poisson, para materiales elásticos ideales, sería entre 0 y 0.5. El valor de 0.5 corresponde a un material cuyo volumen no cambia por efecto de la carga como por ejemplo, el agua y el valor 0 corresponde a un material que no se deforma lateralmente por la acción de la carga, por ejemplo el corcho (Sowers, 1990).

Uso de la teoría elástica para el cálculo de asentamientos.

La teoría de la elasticidad puede utilizarse para obtener expresiones de las deformaciones que resultan en una masa de suelo cuando se les aplica una carga. En la práctica, resulta de gran interés las deformaciones verticales, es decir, los asentamientos que se producen en la superficie de la masa del suelo cuando la carga se aplica sobre el área de una cimentación. Las soluciones

para los asentamientos basadas en la teoría elástica utilizan el módulo de elasticidad (E) y el módulo de Poisson (ν) como ya se mencionó anteriormente, sin embargo, una masa de suelo no tiene valores únicos de E y de ν , y la dificultad para determinar los valores apropiados de estos parámetros limita la aplicación práctica de estas soluciones (Berry & Reid, 1997). No obstante, en depósitos de arcilla saturada, los asentamientos que se presentan inmediatamente durante la construcción se producen sin ningún drenaje del agua intersticial del suelo; lo cual hace que sea razonable la hipótesis de un módulo de elasticidad no drenado constante, ya que no hay cambio de volumen en la masa del suelo con una relación de Poisson de $\nu = 0.5$ (para fines prácticos se considera $\nu = 0.45$) (Berry & Reid, 1997).

Asentamientos elásticos bajo cargas distribuidas en una superficie rectangular

Para el cálculo de asentamientos elásticos inducidos por una carga rectangular con carga uniforme, Steinbrenner resolvió el problema del cálculo de asentamientos en un medio elástico, homogéneo e isótropo de espesor H bajo una esquina del rectángulo cargado con la siguiente Ecuación 76

$$\delta = \frac{q}{E}(1-\nu^2) \left[x \ln \frac{y + \sqrt{x^2 + y^2} \sqrt{x^2 + H^2}}{x(y + \sqrt{x^2 + y^2 + H^2})} + y \ln \frac{(x + \sqrt{x^2 + y^2}) \sqrt{y^2 + H^2}}{y(x + \sqrt{x^2 + y^2 + H^2})} \right] + \frac{q}{2\pi E}(1-\nu-2\nu^2) H \tan^{-1} \frac{xy}{H\sqrt{x^2 + y^2 + H^2}}$$

Ecuación 76

Donde:

- q es la carga distribuida aplicada en el área rectangular,
- x es el largo del área rectangular,
- y es el ancho del área rectangular y
- H es el espesor del estrato en el que se calcula el asentamiento.

Para calcular asentamientos bajo una esquina de una superficie rectangular uniformemente cargada en un medio semi-infinito, elástico, homogéneo e isótropo, Schleicher obtuvo la siguiente ecuación (Ecuación 77)(Deménegui, 1995).

$$\delta = \left[\frac{q(1-\nu^2)}{\pi E} \right] \left[x \ln \frac{y + \sqrt{x^2 + y^2}}{x} + y \ln \frac{x + \sqrt{x^2 + y^2}}{y} \right]$$

Ecuación 77

Donde:

- q es la carga distribuida aplicada en el área rectangular,
- x es el largo del área rectangular,
- y es el ancho del área rectangular y

NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES

NOTACIÓN

A	área del cimientto	N_C^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ_u
A_e	área efectiva del cimientto	$N_{m\grave{a}x}$	coeficientes para el cálculo de N_q^*
A_L	área lateral de un pilote	N_q	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$
A_p	área transversal de la base de la pila o del pilote	N_q^*	coeficiente de capacidad de carga, cuyo valor depende de ϕ y de la relación $\frac{L_e}{B}$
B	ancho de la cimentación o diámetro equivalente de la base de los pilotes de punta o pilas	N_γ	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan \phi$
B_e	ancho efectivo de la cimentación	n	exponente igual a 1 para suelo suelto, 2 para suelo medianamente denso y 3 para suelo denso
C_f	capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción	P	perímetro de la construcción
C_p	capacidad de carga de un pilote de punta o pila	P_C	fuerza crítica para revisión por pandeo de pilotes de pequeño diámetro
c_u	cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU)	p_v	presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo
D	diámetro del pilote	\bar{p}_v	presión vertical efectiva a la profundidad de desplante
D_f	profundidad de desplante	R	capacidad de carga de pilotes de fricción o de grupos de pilotes de este tipo
D_r	compacidad relativa	V_S	velocidad de propagación de onda de corte

E	módulo de elasticidad del pilote	W	peso unitario medio de la estructura
e	distancia a partir del eje longitudinal del cimiento en la que actúa una resultante excéntrica	Z	profundidad del nivel freático bajo el nivel de desplante de la cimentación
e_0	relación de vacíos inicial	z	profundidad a la que se realiza el cálculo de Δe
F_C	factor de carga	α	coeficiente para el cálculo de ϕ
F_R	factor de resistencia, especificado en la sección 3.2	γ	peso volumétrico del suelo
F_{re}	factor que toma en cuenta el efecto de escala para corregir la capacidad por punta de pilotes o pilas de más de 50 cm de diámetro	γ'	peso volumétrico sumergido del suelo
G	módulo de rigidez al cortante del suelo	γ_m	peso volumétrico total del suelo
f	adherencia lateral media pilote–suelo	γ_w	peso volumétrico del agua
H	espesor de un estrato de suelo	Δe	variación de la relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo vertical efectivo Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial
h_e	altura de la construcción	ΔH	asentamiento de un estrato de espesor H
h_i	espesor de una capa impermeable	Δp	incrementos de presión vertical inducidos por la carga superficial
h_w	altura piezométrica en el lecho inferior de una capa impermeable	Δz	espesores de sub–estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos verticales pueden considerarse uniformes
I	momento de inercia del pilote	δ	inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical
K	coeficiente de reacción horizontal del suelo	ξ	porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico
L	longitud del pilote	$\sum Q_{F_C}$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectadas por sus respectivos factores de carga

L	longitud efectiva de la cimentación	$\sum qF_C$	suma de las sobrecargas superficiales afectadas por sus respectivos factores de carga
L_e	longitud del pilote o pila empotrada en el estrato resistente	ϕ	ángulo de fricción interna del material
N	número entero determinado por tanteo que genere el menor valor de P_C	ϕ_u	ángulo de fricción aparente
N_C	coeficiente de capacidad de carga, dado por $N_C = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right)$	ϕ^*	ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo

INVESTIGACIÓN DEL SUBSUELO

Investigación de las colindancias

Deberán investigarse el tipo y las condiciones de cimentación de las construcciones colindantes en materia de estabilidad, hundimientos, emersiones, agrietamientos del suelo y desplomes, y tomarse en cuenta en el diseño y construcción de la cimentación en proyecto.

Asimismo, se investigarán la localización y las características de las obras subterráneas cercanas, existentes o proyectadas, pertenecientes a la red de transporte colectivo, de drenaje y de otros servicios públicos, con objeto de verificar que la construcción no cause daños a tales instalaciones ni sea afectada por ellas.

Reconocimiento del sitio

Como lo define el artículo 170 del Capítulo VIII del Título Sexto del Reglamento, para fines de las presentes Normas, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

- a) Zona I. Lomas, formadas por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En

esta zona, es frecuente la presencia de oquedades en rocas, de cavernas y túneles excavados en suelos para explotar minas de arena y de rellenos no controlados;

- b) Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limo arenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros; y
- c) Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

En el siguiente mapa se muestran las porciones del Distrito Federal cuyo subsuelo se conoce aproximadamente en cuanto a la zonificación anterior.

variación de los mismos en el predio. Además, deberá permitir obtener información suficiente sobre los aspectos siguientes:

1. En la zona I se averiguará si existen en ubicaciones de interés materiales sueltos superficiales, grietas, oquedades naturales o galerías de minas y, en caso afirmativo, se obtendrá la información requerida para su apropiado tratamiento.

En la porción de la zona I no cubierta por derrames basálticos, los estudios se iniciarán con un reconocimiento detallado del lugar donde se localice el predio, así como de las barrancas, cañadas o cortes cercanos al mismo, para investigar la existencia de bocas de antiguas minas o de capas de arena, grava y materiales pumíticos que hubieran podido ser objeto de explotación subterránea en el pasado. El reconocimiento deberá complementarse con los datos que proporcionen habitantes del lugar y la observación del comportamiento del terreno y de las construcciones existentes así como el análisis de fotografías aéreas antiguas. Se determinará si el predio fue usado en el pasado como depósito de desechos o fue nivelado con rellenos colocados sin compactación. Se prestará asimismo atención a la posibilidad de que el suelo natural esté constituido por depósitos de arena en estado suelto o por materiales finos cuya estructura sea inestable en presencia de agua o bajo carga. En los suelos firmes se buscarán evidencias de grietas limpias o rellenas con material de baja resistencia, que pudieran dar lugar a inestabilidad del suelo de cimentación, principalmente, en laderas abruptas. Se prestará también atención a la posibilidad de erosión diferencial en taludes o cortes, debida a variaciones del grado de cementación de los materiales que los constituyen. En las zonas de derrames basálticos, además de localizar los materiales volcánicos sueltos y las grietas superficiales que suelen estar asociados a estas formaciones, se buscarán evidencias de oquedades subterráneas dentro de la lava que pudieran afectar la estabilidad de las cimentaciones. Se tomará en cuenta que, en ciertas áreas del Distrito Federal, los derrames basálticos yacen sobre materiales arcillosos compresibles.

2. En las zonas II y III, se averiguará la historia de carga del predio y la existencia de cimentaciones antiguas, restos arqueológicos, rellenos superficiales antiguos o recientes, variaciones fuertes de estratigrafía, suelos inestables o colapsables, o cualquier otro factor que pueda originar asentamientos diferenciales de importancia, de modo que todo ello pueda tomarse en cuenta en el diseño. Asimismo, en estas zonas se deberá investigar la existencia de grietas en el terreno, principalmente en las áreas de transición abrupta entre las zonas I y III que se pueden apreciar en el mapa.

En la zona II, la exploración del subsuelo se planeará tomando en cuenta que suele haber irregularidades en el contacto entre las diversas formaciones así como mantos de agua colgada y variaciones importantes en el espesor de los suelos compresibles.

Exploraciones

Las investigaciones mínimas del subsuelo a realizar serán las que se indican en la tabla 2.1. No obstante, la observancia del número y tipo de investigaciones indicados en esta tabla no liberará al Director Responsable de la Obra de la obligación de realizar todos los estudios adicionales necesarios para definir adecuadamente las condiciones del subsuelo. Las investigaciones requeridas en el caso de problemas especiales, y especialmente en terrenos afectados por irregularidades, serán generalmente muy superiores a las indicadas en la tabla 2.1.

Para la aplicación de la tabla 2.1, se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) Se entenderá por peso unitario medio de una estructura, w , la suma de la carga muerta y de la carga viva con intensidad media al nivel de apoyo de la subestructura dividida entre el área de la proyección en planta de dicha subestructura. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, cada cuerpo deberá considerarse separadamente.
- b) El número mínimo de exploraciones a realizar (pozos a cielo abierto o sondeos según lo específica la tabla 2.1) será de una por cada 80m o fracción del perímetro o envolvente de mínima extensión de la superficie cubierta por la construcción en las zonas I y II, y de una por cada 120 m o fracción de dicho perímetro en la zona III. La profundidad de las exploraciones dependerá del tipo de cimentación y de las condiciones del subsuelo pero no será inferior a dos metros bajo el nivel de desplante. Los sondeos que se realicen con el propósito de explorar el espesor de los materiales compresibles en las zonas II y III deberán, además, penetrar en el estrato incompresible al menos 3 m y, en su caso, en las capas compresibles subyacentes si se pretende apoyar pilotes o pilas en dicho estrato. En edificios formados por cuerpos con estructuras desligadas, y en particular en unidades habitacionales, deberán realizarse exploraciones suficientemente profundas para poder estimar los asentamientos inducidos por la carga combinada del conjunto de las estructuras individuales.
- c) Los procedimientos para localizar rellenos artificiales, galerías de minas y otras oquedades deberán ser directos, es decir basados en observaciones y mediciones en las cavidades o en sondeos. Los métodos indirectos, incluyendo los geofísicos, solamente se emplearán como apoyo de las investigaciones directas.
- d) Los sondeos a realizar podrán ser de los tipos indicados a continuación:
 1. Sondeos con recuperación continua de muestras alteradas mediante la herramienta de penetración estándar. Servirán para evaluar la consistencia o compacidad de los materiales superficiales de la zona I y de los estratos resistentes de las zonas II y III. También se emplearán en las arcillas blandas de las zonas II y III con objeto de obtener un perfil continuo del contenido de agua y otras propiedades índice. No será aceptable realizar pruebas mecánicas usando especímenes obtenidos en dichos sondeos.

2. Sondeos mixtos con recuperación alternada de muestras inalteradas y alteradas en las zonas II y III. Sólo las primeras serán aceptables para determinar propiedades mecánicas. Las profundidades de muestreo inalterado se definirán a partir de perfiles de contenido de agua, determinados previamente mediante sondeos con recuperación de muestras alteradas.
3. Sondeos consistentes en realizar, en forma continua o selectiva, una determinada prueba de campo, con o sin recuperación de muestras. La prueba podrá consistir en medir:
 - El número de golpes requeridos para lograr, mediante impactos, cierta penetración de un muestreador estándar (prueba SPT) o de un dispositivo mecánico cónico (prueba dinámica de cono).
 - La resistencia a la penetración de un cono mecánico o eléctrico u otro dispositivo similar (prueba estática de cono o prueba penetrométrica). Al ejecutar este tipo de prueba de campo, deberán respetarse los procedimientos aceptados, en particular en cuanto a la velocidad de penetración, la cual estará comprendida entre 1 y 2 cm/s.
 - La respuesta esfuerzo–deformación del suelo y la presión límite registradas al provocar en el sondeo la expansión de una cavidad cilíndrica (prueba presiométrica). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable para determinar las características de los suelos firmes de la zona I o de los estratos duros de las zonas II y III.
 - La resistencia al cortante del suelo (prueba de veleta o similar). Este tipo de prueba se considerará principalmente aplicable a los suelos blandos de las zonas II y III.
 - La velocidad de propagación de ondas en el suelo. Se podrá recurrir a ensayos de campo para estimar el valor máximo del módulo de rigidez al cortante, G , a partir de la velocidad de propagación de las ondas de corte, V_s , que podrá obtenerse de ensayos geofísicos de campo como los de pozo abajo, pozo arriba, el ensayo de cono sísmico, el de sonda suspendida o el ensayo de pozos cruzados. En este tipo de pruebas es recomendable emplear un inclinómetro para conocer y controlar la posición de los geófonos para el registro de vibraciones y la de la fuente emisora de vibraciones.

Estos sondeos podrán usarse para fines de verificación estratigráfica, con objeto de extender los resultados del estudio a un área mayor. Sus resultados también podrán emplearse para fines de estimación de las propiedades mecánicas de los suelos siempre que se cuente con una calibración precisa y reciente del dispositivo usado y se disponga de correlaciones confiables con resultados de pruebas de laboratorio establecidas o verificadas localmente.

4. Sondeos con equipo rotatorio y muestreadores de barril. Se usarán en los materiales firmes y rocas de la zona I a fin de recuperar núcleos para clasificación y para ensayos mecánicos, siempre que el diámetro de los mismos sea suficiente.

Asimismo, se podrán utilizar para obtener muestras en las capas duras de las zonas II y III.

5. Sondeos de percusión o de avance con equipo tricónico o sondeos con variables de perforación controladas, es decir sondeos con registros continuos de la presión en las tuberías o mangueras de la máquina de perforar, de la velocidad de avance, de la torsión aplicada, etc. Serán aceptables para identificar tipos de material o descubrir oquedades.

Tabla 2.1 Requisitos mínimos para la investigación del subsuelo

a) Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras

Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:

Peso unitario medio de la estructura $w \leq 40 \text{ kPa}$ (4 t/m^2)

Perímetro de la construcción:

$P \leq 80 \text{ m}$ en las zonas I y II; o

$P \leq 120 \text{ m}$ en la zona III

Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5 \text{ m}$

ZONA I

- 1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.
- 3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m^2), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalle del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m²), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m²), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

ZONA III

1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.

2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con posteadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.

3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m²), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m²) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.

b) Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas

Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:

Peso unitario medio de la estructura $w > 40$ kPa (4 t/m²)

Perímetro de la construcción:

$P > 80$ m en las Zonas I y II; o

$P > 120$ m en la Zona III

Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m

ZONA I

1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras oquedades.

2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en planta del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.

ZONA II

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despilme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales del subsuelo y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos, se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

ZONA III

- 1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despilme del medio para detección de rellenos sueltos y grietas.
- 2) Sondeos para determinar la estratigrafía y propiedades índice y mecánicas de los materiales y definir la profundidad de desplante mediante muestreo y/o pruebas de campo. En por lo menos uno de los sondeos se obtendrá un perfil estratigráfico continuo con la clasificación de los materiales encontrados y su contenido de agua. Además, se obtendrán muestras inalteradas de los estratos que puedan afectar el comportamiento de la cimentación. Los sondeos deberán realizarse en número suficiente para verificar si el subsuelo del predio es uniforme o definir sus variaciones dentro del área estudiada.
- 3) En caso de cimentaciones profundas, investigación de la tendencia de los movimientos del subsuelo debidos a consolidación regional y determinación de las condiciones de presión del agua en el subsuelo, incluyendo detección de mantos acuíferos colgados.

Determinación de las propiedades en el laboratorio

Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales

arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad a esfuerzo cortante y compresibilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar. Cuando se requiera, las pruebas se conducirán de modo que permitan determinar la influencia de la saturación, de las cargas cíclicas y de otros factores significativos sobre las propiedades de los materiales ensayados. Se realizarán por lo menos dos series de tres pruebas de resistencia y dos de consolidación en cada estrato identificado de interés para el análisis de la estabilidad o de los movimientos de la construcción.

Para determinar en el laboratorio las propiedades dinámicas del suelo, y en particular el módulo de rigidez al cortante, G , y el porcentaje de amortiguamiento con respecto al crítico, ξ , a diferentes niveles de deformación, podrán emplearse los ensayos de columna resonante o el de péndulo de torsión, el ensaye triaxial cíclico o cíclico torsionante, o el de corte simple cíclico. Los resultados de estos ensayos se interpretarán siguiendo métodos y criterios reconocidos, de acuerdo con el principio de operación de cada uno de los aparatos. En todos los casos, se deberá tener presente que los valores de G y obtenidos están asociados a los niveles de deformación impuestos en cada aparato y pueden diferir de los prevaecientes en el campo.

A fin de especificar y controlar la compactación de los materiales cohesivos empleados en rellenos, se recurrirá a la prueba Proctor estándar. En el caso de materiales compactados con equipo muy pesado, se recurrirá a la prueba Proctor modificada o a otra prueba equivalente. La especificación y el control de compactación de materiales no cohesivos se basarán en el concepto de compacidad relativa.

Investigación del hundimiento regional

En las zonas II y III, se tomará en cuenta la información disponible respecto a la evolución del proceso de hundimiento regional que afecta la parte lacustre del Distrito Federal y se preverán sus efectos a corto y largo plazo sobre el comportamiento de la cimentación en proyecto.

En edificaciones de los grupos A y B1 (véase artículo 139 del Capítulo I del Título Sexto del Reglamento), la investigación respecto al fenómeno de hundimiento regional deberá hacerse por observación directa de piezómetros y bancos de nivel colocados con suficiente anticipación al inicio de la obra, a diferentes profundidades y hasta los estratos profundos, alejados de cargas,

estructuras y excavaciones que alteren el proceso de consolidación natural del subsuelo. En el caso de los bancos de nivel profundos, se deberá garantizar que los efectos de la fricción negativa actuando sobre ellos no afectarán las observaciones.

VERIFICACIÓN DE LA SEGURIDAD DE LAS CIMENTACIONES

En el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

- 1) Flotación;
- 2) Flujo plástico local o general del suelo bajo la cimentación; y
- 3) Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

La revisión de la seguridad de una cimentación ante estados límite de falla consistirá en comparar para cada elemento de la cimentación, y para ésta en su conjunto, la capacidad de carga del suelo con las acciones de diseño, afectando la capacidad de carga neta con un factor de resistencia y las acciones de diseño con sus respectivos factores de carga.

La capacidad de carga de los suelos de cimentación se calculará por métodos analíticos o empíricos suficientemente apoyados en evidencias experimentales locales o se determinará con pruebas de carga. La capacidad de carga de la base de cualquier cimentación se calculará a partir de la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla correspondiente al mecanismo más crítico. En el cálculo se tomará en cuenta la interacción entre las diferentes partes de la cimentación y entre ésta y las cimentaciones vecinas.

Cuando en el subsuelo del sitio o en su vecindad existan rellenos sueltos, galerías, grietas u otras oquedades, éstos deberán tratarse apropiadamente o bien considerarse en el análisis de estabilidad de la cimentación.

b) De servicio:

- 1) Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante;
- 2) Inclinación media de la construcción, y
- 3) Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

En cada uno de los movimientos, se considerarán el componente inmediato bajo carga estática, el accidental, principalmente por sismo, y el diferido, por consolidación, y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

Se prestará gran atención a la compatibilidad a corto y largo plazo del tipo de cimentación seleccionado con el de las estructuras vecinas.

La revisión de la cimentación ante estados límite de servicio se hará tomando en cuenta los límites indicados en la tabla 3.1.

Acciones de diseño

De acuerdo con lo señalado en la sección 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las combinaciones de acciones a considerar en el diseño de cimentaciones serán las siguientes:

a) Primer tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables, incluyendo la carga viva. Con este tipo de combinación se revisarán tanto los estados límite de servicio como los de falla. Las acciones variables se considerarán con su intensidad media para fines de cálculos de asentamientos u otros movimientos a largo plazo. Para la revisión de estados límite de falla, se considerará la acción variable más desfavorable con su intensidad máxima y las acciones restantes con intensidad instantánea. Entre las acciones permanentes se incluirán el peso propio de los elementos estructurales de la cimentación, los efectos del hundimiento regional sobre la cimentación, incluyendo la fricción negativa, el peso de los rellenos y lastres que graviten sobre los elementos de la subestructura, incluyendo el agua en su caso, los empujes laterales sobre dichos elementos y toda otra acción que se genere sobre la propia cimentación o en su vecindad.

b) Segundo tipo de combinación

Acciones permanentes más acciones variables con intensidad instantánea y acciones accidentales (viento o sismo). Con este tipo de combinación se revisarán los estados límite de falla y los estados límite de servicio asociados a deformaciones transitorias y permanentes del suelo bajo carga accidental.

La magnitud de las acciones sobre la cimentación provenientes de la estructura se obtendrá como resultado directo del análisis de ésta. Para fines de diseño de la cimentación, la fijación de la magnitud de todas las acciones pertinentes y de su distribución será responsabilidad conjunta de

los diseñadores de la superestructura y de la cimentación. Se estimarán con especial cuidado las concentraciones de carga que pueden generar en ciertas partes específicas de la cimentación los elementos más pesados de la estructura (salientes, muros de fachada, cisternas, etc.) y que son susceptibles de inducir fallas locales o generales del suelo.

Congruentemente con lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo respecto a efectos bidireccionales, para la revisión de los estados límite de falla de una cimentación bajo este tipo de sollicitación, se deberán considerar las acciones sísmicas de la siguiente forma: 100 por ciento del sismo en una dirección y 30 por ciento en la dirección perpendicular a ella, con los signos que para cada concepto resulten desfavorables y se repetirá este procedimiento en la otra dirección.

Para una evaluación más precisa de las acciones accidentales por sismo al nivel de la cimentación, será válido apoyarse en un análisis de interacción dinámica suelo–estructura recurriendo a métodos analíticos o numéricos aceptados para este fin. Se podrá usar en particular el método de la sección A.6 del Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

Además de las acciones anteriores, se considerarán las otras señaladas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En el caso de cimentaciones profundas construidas en las zonas II y III o en rellenos compresibles de la zona I se incluirá entre las acciones permanentes la fricción negativa que puede desarrollarse en el fuste de los pilotes o pilas por consolidación del terreno circundante. Al estimar esta acción, se tomará en cuenta que:

- 1) El esfuerzo cortante que se desarrolla en el contacto entre el suelo y el fuste del pilote (o pila), o en la envolvente de un grupo de pilotes, por fricción negativa no puede en principio ser mayor que la resistencia al corte del suelo determinada en prueba triaxial consolidada–no drenada, realizada bajo una presión de confinamiento representativa de las condiciones del suelo in situ.
- 2) El esfuerzo cortante máximo anterior solamente puede desarrollarse si el suelo alcanza la deformación angular límite.
- 3) La fricción negativa desarrollada en un pilote o subgrupo de ellos en el interior de un grupo de pilotes no puede ser mayor que el peso del suelo correspondiente al área tributaria del o de los elementos considerados.
- 4) Los esfuerzos de descarga inducidos en el suelo por la fricción negativa considerada en determinado análisis no pueden ser mayores que los que resulten suficientes para detener el proceso de consolidación que la origina.

Cuando se considere que la fricción negativa pueda ser de importancia, deberá realizarse una modelación explícita, analítica o numérica, del fenómeno que permita tomar en cuenta los factores anteriores y cuantificar sus efectos. En esta modelación se adoptarán hipótesis conservadoras en cuanto a la evolución previsible de la consolidación del subsuelo.

Se calcularán y tomarán explícitamente en cuenta en el diseño el cortante en la base de la estructura y los momentos de volteo debidos tanto a excentricidad de cargas verticales respecto al centroide del área de cimentación como a solicitaciones horizontales.

Factores de carga y de resistencia

Los factores de carga, F_C , que deberán aplicarse a las acciones para el diseño de cimentaciones serán los indicados en la sección 3.4 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño de Estructural de las Edificaciones. Para estados límite de servicio, el factor de carga será unitario en todas las acciones. Para estados límite de falla se aplicará un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo y a los empujes laterales de éste. La acción de la subpresión y de la fricción negativa se tomará con un factor de carga unitario.

Los factores de resistencia, F_R , relativos a la capacidad de carga de cimentaciones determinada a partir de estimaciones analíticas o de pruebas de campo serán los siguientes para todos los estados límite de falla:

- a) $F_R = 0.35$ para la capacidad de carga ante cualquier combinación de acciones en la base de zapatas de cualquier tipo en la zona I, zapatas de colindancia desplantadas a menos de 5 m de profundidad en las zonas II y III y de los pilotes y pilas apoyados en un estrato resistente; y
- b) $F_R = 0.70$ para los otros casos.

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones.

Cimentaciones someras (zapatas y losas)

Estados límite de falla

Para cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente uniformes se verificará el cumplimiento de las desigualdades siguientes para las distintas combinaciones posibles de acciones verticales.

En esta verificación, tomando en cuenta la existencia, especialmente en las zonas I y II, de materiales cementados frágiles que pueden perder su cohesión antes de que se alcance la deformación requerida para que se movilice su resistencia por fricción, se considerará en forma conservadora que los suelos son de tipo puramente cohesivo o puramente friccionante.

Para cimentaciones desplantadas en suelos cohesivos:

$$\frac{\sum QF_C}{A} \langle C_u N_C F_R + p_v \rangle$$

Para cimentaciones desplantadas en suelos friccionantes:

$$\frac{\sum QF}{A} \left\langle \left[\overline{p_v} (N_q - 1) + \frac{\gamma B N_\gamma}{2} \right] F_R + p_v \right\rangle$$

Donde:

$\sum QF_C$	es la suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga;
A	es el área del cimientto;
p_v	es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo;
$\overline{p_v}$	es la presión vertical efectiva a la misma profundidad;
γ	es el peso volumétrico del suelo;
c_u	es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no-consolidado no-drenado, (UU);
B	es el ancho de la cimentación;
N_C	es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_C = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (3.4)$$

$$\text{para } \frac{D_f}{B} \langle 2 \text{ y } \frac{B}{L} \langle 1;$$

donde D_f , es la profundidad de desplante y L la longitud del cimientto; en caso de que $\frac{D_f}{B}$ y $\frac{B}{L}$ no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente;

N_q es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del material, que se define más adelante. El coeficiente N_q se multiplicará por: $1 + \frac{B}{L} \tan \phi$ para cimientos rectangulares y por $1 + \tan \phi$ para cimientos circulares o cuadrados;

N_γ es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

El coeficiente N_γ se multiplicará por $1 - 0.4 \frac{B}{L}$ para cimientos rectangulares y por 0.6 para cimientos circulares o cuadrados; y

F_R Es el factor de resistencia

También podrá utilizarse como alternativa a las ecuaciones 3.1 ó 3.2 una expresión basada en los resultados de pruebas de campo, respaldada por evidencias experimentales confirmadas en los suelos del Distrito Federal.

Además, al emplear las relaciones anteriores se tomará en cuenta lo siguiente:

- a) El parámetro ϕ estará dado por:

$$\phi = \text{Ang} \tan(\alpha \tan \phi^*) \quad (3.6)$$

donde ϕ^* es el ángulo con la horizontal de la envolvente de los círculos de Mohr a la falla en la prueba de resistencia que se considere más representativa del comportamiento del suelo en las condiciones de trabajo. Esta prueba deberá considerar la posibilidad de que el suelo pierda parte de su resistencia.

Para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor de 67 por ciento, el coeficiente α será igual a $0.67 + D_r - 0.75D_r^2$. Para suelos con compacidad mayor que el límite indicado, α será igual a 1.

- b) La posición del nivel freático considerada para la evaluación de las propiedades mecánicas del suelo y de su peso volumétrico deberá ser la más desfavorable durante la vida útil de la estructura. En caso de que el ancho B de la cimentación sea mayor que la profundidad Z del nivel freático bajo el nivel de desplante de la misma, el peso volumétrico a considerar en la ec. 3.2 será:

$$\gamma = \gamma' + \frac{Z}{B}(\gamma_m - \gamma') \quad (3.7)$$

donde

γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo entre las profundidades Z y $\frac{B}{2} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$; y γ_m es el peso volumétrico total del suelo arriba del nivel freático.

- c) En el caso de combinaciones de cargas (en particular las que incluyen solicitaciones sísmicas) que den lugar a resultantes excéntricas actuando a una distancia e del eje longitudinal del cimiento, el ancho efectivo del mismo deberá considerarse igual a:

$$B' = B - 2e \quad (3.8)$$

Un criterio análogo se aplicará en la dirección longitudinal del cimiento para tomar en cuenta la excentricidad respectiva. Cuando se presente doble excentricidad (alrededor de los ejes X y Y), se tomarán las dimensiones reducidas en forma simultánea, y el área efectiva del cimiento será

$$A' = B' L.$$

Para tomar en cuenta, en su caso, la fuerza cortante al nivel de la cimentación, se multiplicarán los coeficientes N_q y N_c de las ecs. 3.1 y 3.2 por $(1 - \tan \delta)^2$, donde δ es la inclinación de la resultante de las acciones respecto a la vertical.

- d) En el caso de cimentaciones sobre un estrato de suelo uniforme de espesor H bajo el nivel de desplante y apoyado sobre un estrato blando, se seguirá el criterio siguiente:

1. Si $H \geq 3.5B$ se ignorará el efecto del estrato blando en la capacidad de carga.
2. Si $3.5B > H \geq 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es $B + H$.
3. Si $H < 1.5B$ se verificará la capacidad de carga del estrato blando suponiendo que el ancho del área cargada es:

$$B \left[1 + \frac{2}{3} \left(\frac{H}{B} \right)^2 \right] \quad (3.9)$$

4. En el caso de cimientos rectangulares se aplicará a la dimensión longitudinal un criterio análogo al anterior.
- e) En el caso de cimentaciones sobre taludes se verificará la estabilidad de la cimentación y del talud recurriendo a un método de análisis límite considerando mecanismos de falla compatibles con el

perfil de suelos y, en su caso, con el agrietamiento existente. En esta verificación, el momento o las fuerzas resistentes serán afectados por el factor de resistencia especificado en el inciso 3.2.a.

- f) En el caso de cimentaciones desplantadas en un subsuelo heterogéneo o agrietado para el cual no sea aplicable el mecanismo de falla por corte general en un medio homogéneo implícito en las ecs. 3.1 y 3.2, se verificará la estabilidad de la cimentación recurriendo a un método de análisis límite de los diversos mecanismos de falla compatibles con el perfil estratigráfico. Además de la falla global, se estudiarán las posibles fallas locales, es decir aquellas que pueden afectar solamente una parte del suelo que soporta el cimiento, y la posible extrusión de estratos muy blandos. En las verificaciones anteriores, el momento o la fuerza resistente serán afectados por el factor de resistencia que señala el inciso 3.2.a.
- g) No deberán cimentarse estructuras sobre zapatas aisladas en depósitos de limos no plásticos o arenas finas en estado suelto o saturado, susceptibles de presentar pérdida total o parcial de resistencia por generación de presión de poro o deformaciones volumétricas importantes bajo sollicitaciones sísmicas. Asimismo, deberán tomarse en cuenta las pérdidas de resistencia o cambios volumétricos ocasionados por las vibraciones de maquinaria en la vecindad de las cimentaciones desplantadas en suelos no cohesivos de compacidad baja o media. Para condiciones severas de vibración, el factor de resistencia a considerar en las ecs. 3.1 y 3.2, deberá tomarse igual a la mitad del definido en la sección 3.2 para condiciones estáticas, a menos que se demuestre a satisfacción de la Administración, a partir de ensayos de laboratorio en muestras de suelo representativas, que es aplicable otro valor.
- h) En caso de que se compruebe la existencia de galerías, grietas, cavernas u otras oquedades, éstas se considerarán en el cálculo de capacidad de carga. En su caso, deberán mejorarse las condiciones de estabilidad adoptándose una o varias de las siguientes medidas:
 - 1. Tratamiento por medio de rellenos compactados, inyecciones, etc.;
 - 2. Demolición o refuerzo de bóvedas; y/o
 - 3. Desplante bajo el piso de las cavidades.

Estados límite de servicio

Los asentamientos instantáneos de las cimentaciones bajo sollicitaciones estáticas se calcularán en primera aproximación usando los resultados de la teoría de la elasticidad previa estimación de los parámetros elásticos del terreno, a partir de la experiencia local o de pruebas directas o indirectas. Para suelos granulares, se tomará en cuenta el incremento de la rigidez del suelo con la presión de confinamiento. Cuando el subsuelo esté constituido por estratos horizontales de características elásticas diferentes, será aceptable desprestigiar la influencia de las distintas rigideces de los estratos en la distribución de esfuerzos. El desplazamiento horizontal y el giro transitorios de la cimentación bajo las fuerzas cortantes y el momento de volteo generados por la segunda combinación de acciones se calcularán cuando proceda, como se indica en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. La magnitud de las deformaciones permanentes que pueden presentarse bajo cargas accidentales cíclicas se podrá estimar con procedimientos de equilibrio límite para condiciones dinámicas.

Los asentamientos diferidos se calcularán por medio de la relación:

$$\Delta H = \sum_0^H \left[\frac{\Delta e}{1 + e_0} \right] \Delta z$$

Donde

ΔH es el asentamiento de un estrato de espesor H;

e_0 es la relación de vacíos inicial;

Δe es la variación de 1ª relación de vacíos bajo el incremento de esfuerzo efectivo vertical Δp inducido a la profundidad z por la carga superficial. Esta variación se estimará a partir de pruebas de consolidación unidimensionales realizadas con muestras inalteradas representativas del material existente a esa profundidad; y

Δz son los espesores de estratos elementales dentro de los cuales los esfuerzos pueden considerarse uniformes.

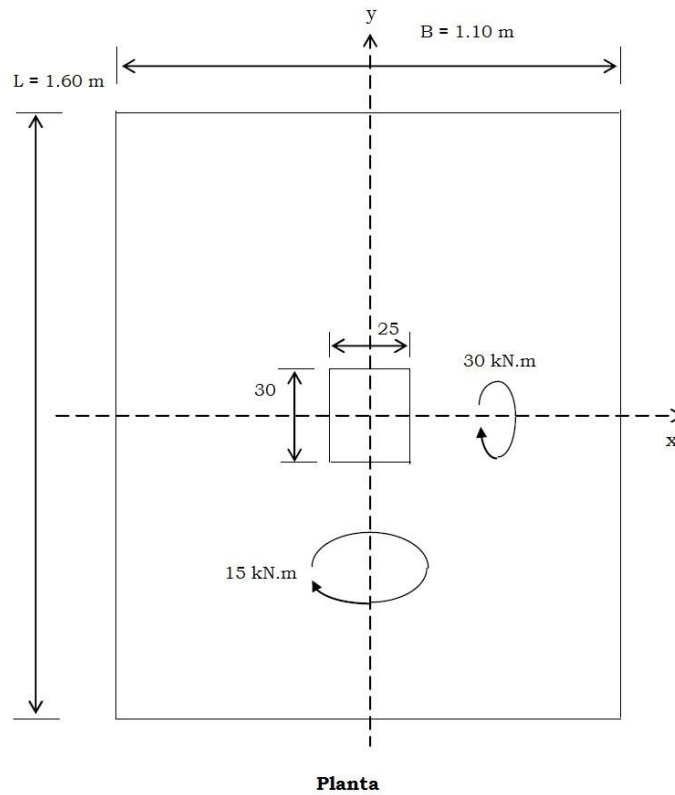
Los incrementos de presión vertical Δp inducidos por la carga superficial se calcularán con la teoría de la elasticidad a partir de las presiones transmitidas por la subestructura al suelo. Estas presiones se estimarán considerando hipótesis extremas de repartición de cargas o a partir de un análisis de la interacción estática suelo–estructura.

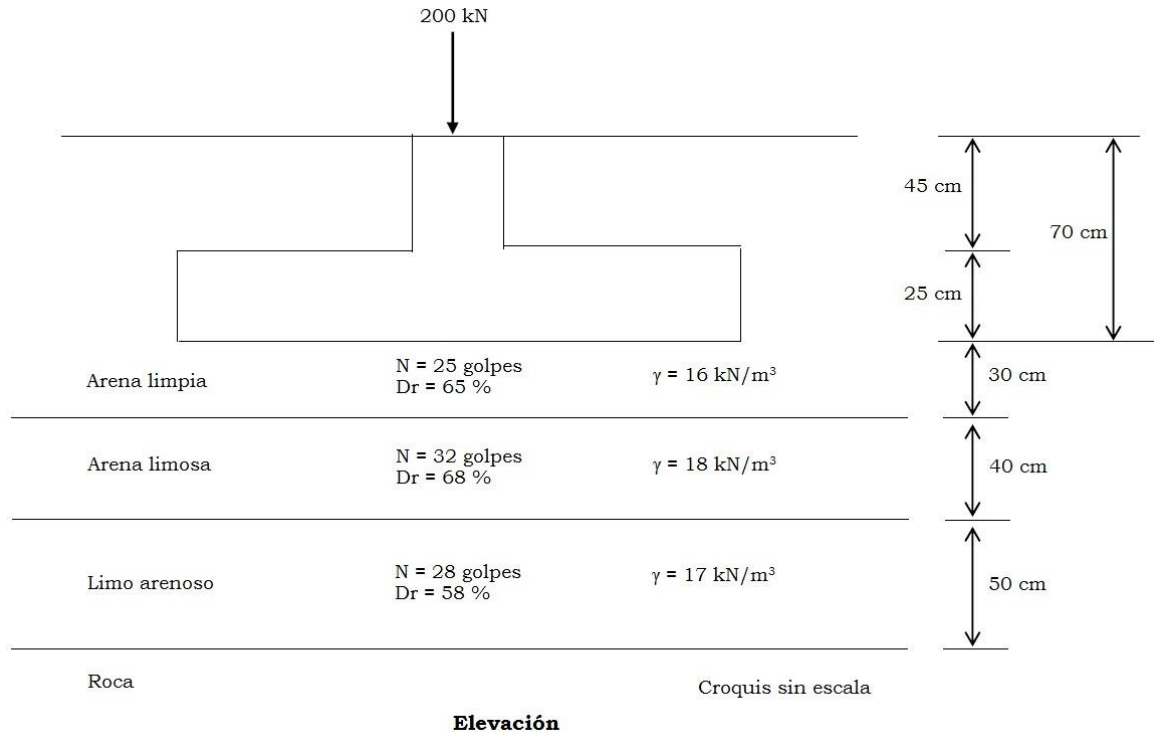
Para evaluar los movimientos diferenciales de la cimentación y los inducidos en construcciones vecinas, los asentamientos diferidos se calcularán en un número suficiente de puntos ubicados dentro y fuera del área cargada.

EJEMPLOS

Zapata aislada en suelos friccionantes.

Con base en lo visto en capítulos anteriores realizaremos el diseño geotécnico de una zapata aislada de concreto reforzado apoyada sobre suelos friccionantes, de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias Para el Diseño y Construcción de Cimentaciones del RCDF-2004





Esta cimentación estará ubicada en la Zona I del RCDF-2004, en dicha zona los límites máximos permisibles son:

- Asentamiento permisible = 5 cm
- Giro permisible = 0.5 %

Estados Límites de falla

Como se mencionó en las normas técnicas es indispensable primero revisar los Estados Límites de falla, donde se debe verificar que:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Y para obtener la q_{ult} hacemos lo siguiente:

$$q_{ult} = \frac{\sum Q F_c}{A}$$

En donde $\sum Q$ es:

$$\begin{aligned}
200 &= 200 \text{ kN} \\
1.1(1.6)(0.25)(24) &= 10.56 \text{ kN} \\
0.25(0.30)(0.45)(24) &= 0.81 \text{ kN} \\
[1.10(1.60) - 0.30(0.25)](0.45)(16) &= 12.13 \text{ kN} \\
\sum Q &= 223.50 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Y $q = \sum Q/A$ es:

$$223.50/1.1(1.6) = 126.99 \text{ kN}$$

Multiplicando por F_C (Para estos límite de falla se aplicara un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo, y 1.4 para la superestructura).

$$(200 + 10.56 + 0.81)1.4 + 12.13(1.1) = 309.26 \text{ kN}$$

Para la obtención de la q_{ult} es necesario tomar el área efectiva A' por las excentricidades correspondientes a las solicitaciones sísmicas.

$$A' = B' L'$$

$$B' = B - 2e_x \quad L' = L - 2e_y$$

$$e_x = \frac{M_y}{\sum Q} \quad e_y = \frac{M_x}{\sum Q}$$

$$e_x = \frac{15}{223.50} = 0.067 \text{ m}$$

$$B' = 1.1 - 2(0.067) = 0.97 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{30}{223.50} = 0.134 \text{ m}$$

$$L' = 1.6 - 2(0.134) = 1.33 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
q_{ult} &= \sum QF_C / A' = 309.26/0.97(1.33) \\
q_{ult} &= 240.49 \text{ kPa}
\end{aligned}$$

Ya con la q_{ult} , ahora tenemos que obtener q_R para ver si se cumple dicha condición.

Para q_R tenemos:

$$q_R = \left[p'_v (N_q f_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma \right] F_R + p_v$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

$$f_q = 1 + \left(\frac{B}{L} \right) \tan \phi$$

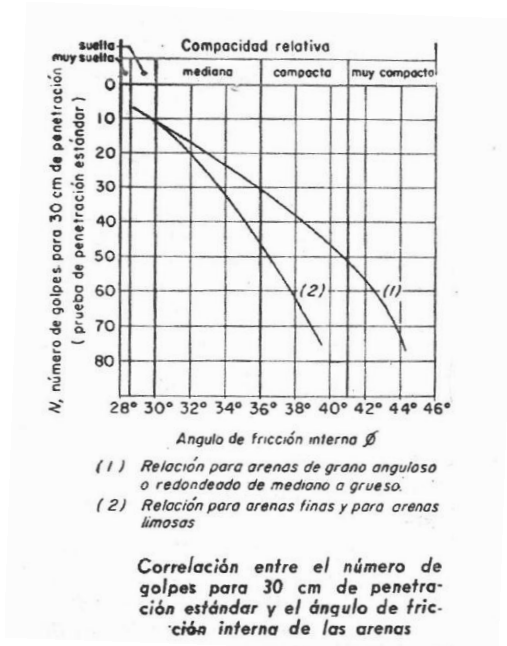
$$f_\gamma = 1 - 0.4 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$\phi = \text{ang} \tan(\alpha \tan \phi^*)$$

Como vimos en las NTC, para suelos arenosos con compacidad relativa D_r menor que 67 %, el coeficiente $\alpha = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2$. Para suelos con compacidad D_r mayor que el límite indicado, $\alpha = 1$.

De acuerdo con los sondeos realizados vemos que tenemos diferentes valores de: ϕ^* , D_r y γ para cada uno de los diferentes estratos, y en base a esto realizamos promedios ponderados.

Mientras que para la obtención de ϕ^* utilizamos la siguiente tabla de correlación entre el número de golpes de la penetración estándar y el ángulo de fricción interna de las arenas.



Estrato	N	ϕ^*
		Grado
1	25	34
2	32	34
3	28	33

$$\phi^* = \frac{0.3(34) + 0.4(34) + 0.5(33)}{0. + 0.4 + 0.5} = 33.58^\circ$$

$$D_r = \frac{0.3(0.65) + 0.4(0.68) + 0.5(0.58)}{0. + 0.4 + 0.5} = 63.08 \%$$

$$\gamma = \frac{0.3(16) + 0.4(18) + 0.5(17)}{0. + 0.4 + 0.5} = 17.08 \text{ kN/m}^3$$

Para la obtención de ϕ utilizamos α y ϕ^* , para lo cual:

$$\alpha = 0.67 + D_r - 0.75 D_r^2 = 0.67 + 0.63 - 0.75(0.63)^2$$

$$\alpha = 1$$

$$\phi = \text{ang tan}(1 \tan(33.58)) = 33.58^\circ$$

$$p'_v = p_v = 16(0.7) = 11.20 \text{ kPa}$$

$$f_\gamma = 1 - 0.4(0.97/1.33) = 0.71$$

$$f_q = 1 + (0.97/1.33) \tan 33.65^\circ = 1.48$$

$$N_q = e^{\pi \tan 33.58^\circ} \tan^2(45^\circ + 33.58^\circ/2) = 28.20$$

$$N_\gamma = 2(1.48 + 1) \tan 33.58^\circ$$

$$q_R = \left[11.20(28.20(1.48) - 1) + \frac{1}{2}(17.08)(0.97)(38.87)(0.71) \right] (0.35) + 11.2$$

$$q_R = 250.58 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{ult}} = 240.49 \text{ kPa} < q_R = 250.85 \text{ kPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

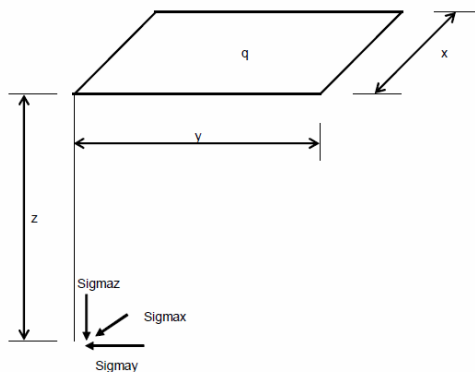
Estados Límites de Servicio

Una vez que verificamos que se cumplen los Estados Límites de Falla nos avocamos a analizar los Estados Límites de Servicio y asegurarnos que también se cumplan.

Para el cálculo de los asentamientos es preciso calcular antes los incrementos de esfuerzos, los cuales determinaremos con ayuda de la teoría de un rectángulo cargado y la ν de Poisson.

Los incrementos de esfuerzo bajo la esquina de un rectángulo cargado los calcularemos a la mitad de cada estrato y en el centro geométrico de la zapata.

Dicho lo anterior dividimos la zapata en 4 partes iguales de las cuales solo tomaremos una parte y procederemos a calcular los incrementos en la esquina colindante con los otros tres rectángulos.



Primero calculamos la ν de Poisson donde OCR vale 1 y ϕ^* para el primer estrato vale 34°

$$K_0 = (1 - \text{sen } \phi^*) (OCR)^{\text{sen } \phi^*}$$

$$K_0 = (1 - \text{sen}(34))(1)^{\text{sen}(34)}$$

$$K_0 = 0.44081$$

$$\nu = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

$$\nu = \frac{0.44081}{1 + 0.44081}$$

$$\nu = 0.30594$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

$$B = (0.55^2 + 0.8^2 + 0.15^2)^{1/2} = 0.98234$$

Para los esfuerzos normales utilizaremos:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{zB} \right) \right]$$

Mientras que para los esfuerzos normales horizontales tenemos:

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{zB}{xy} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{x}{y} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{xB}{yZ} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{zB}{xy} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{y}{x} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{yB}{xZ} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{126.9897}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{0.55(0.8)(0.15)}{(0.8^2 + 0.15^2)(0.9823)} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.15(0.9823)}{0.55(0.8)} \right) + (1 - 2(0.306)) \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.55}{0.8} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.55(0.9823)}{0.8(0.15)} \right) \right) \right] = 17.2838 \text{ kPa}$$

$$\sigma_y = \frac{126.9897}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{0.55(0.8)(0.15)}{(0.55^2 + 0.15^2)(0.9823)} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.15(0.9823)}{0.55(0.8)} \right) + (1 - 2(0.306)) \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.8}{0.55} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.8(0.9823)}{0.55(0.15)} \right) \right) \right] = 17.1341 \text{ kPa}$$

$$\sigma_z = \frac{126.9897}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{0.55^2 + 0.15^2} + \frac{1}{0.8^2 + 0.15^2} \right) \frac{0.55(0.8)(0.15)}{0.9823} + \tan^{-1} \left(\frac{0.55(0.8)}{0.15(0.98234)} \right) \right] = 31.444 \text{ kPa}$$

Estos incrementos de esfuerzo son de una cuarta parte de la zapata en estudio ya que como recordamos la dividimos en 4, entonces al multiplicar los resultados anteriores por 4 y realizando de la misma forma para cada estrato tenemos que:

Estrato	K_0	ν	σ_x kPa	σ_y kPa	σ_z kPa
1	0.4408	0.3059	69.1353	68.5364	125.7762
2	0.4408	0.3059	24.5827	16.0286	102.6153
3	0.4554	0.3129	5.1578	1.2589	63.3418

Ya con los incrementos de esfuerzo ahora si podemos calcular los asentamientos con ayuda de la ley de Hooke

$$\delta_z = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_s} (\Delta z_0)$$

Empleamos la fórmula de Denver para la obtención de E_s .

$$E_s = C\sqrt{N}$$

Donde C = 7 MPa y N son el número de golpes de la prueba de penetración estándar que para el primer estrato es igual a 25.

Entonces para el primer estrato tenemos:

$$E_s = 7\sqrt{25} = 35000 \text{ kPa}$$

$$\delta_z = \frac{125.7762 - 0.3059(69.1353 + 68.5364)}{35000} (0.3) = 0.000717054 \text{ m}$$

Realizamos el mismo procedimiento para los demás estratos y obtenemos.

Estrato	N	δ_z m
1	25	0.000717054

2	32	0.000911061
3	28	0.000811466
	$\Sigma\delta_z$	0.002439582

Giro de la zapata.

Para calcular el giro de la zapata utilizamos el artificio utilizado por el M. en I. Deméneghi Colina en donde de forma aproximada utiliza el momento de inercia del rectángulo de la zapata y con este se determina el radio de un círculo con un momento de inercia equivalente.

$$\theta = \frac{3(1-\nu)M}{8GR^3}$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$$R = \left(\frac{4I}{\pi}\right)^{1/4}$$

Dicho lo anterior sacamos en I de la zapata.

$$I = \frac{1.6(1.1)^3}{12} = 0.17747 \text{ m}^4$$

$$R = \left(\frac{4(0.17747)}{\pi}\right)^{1/4} = 0.6895 \text{ m}$$

$$G = \frac{37383}{2(1+0.3088)} = 14281 \text{ kPa}$$

$$\theta = \frac{3(1+0.3088)(15)}{8(14281)(0.6895)^3} = 0.0008305$$

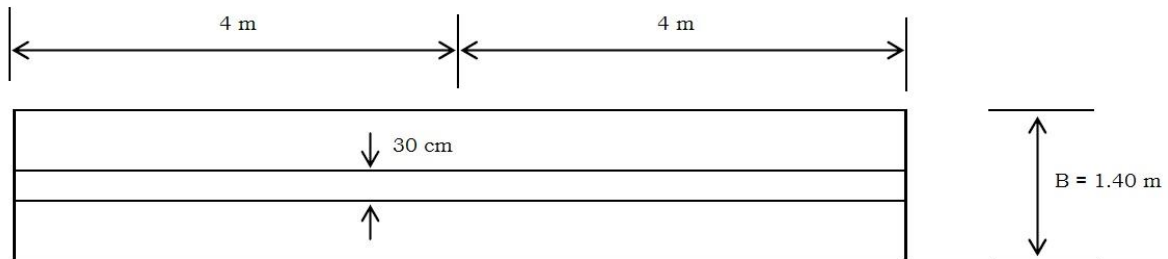
$$\delta_z = 0.24396 \text{ cm} < \delta_{\text{permissible}} = 5 \text{ cm}$$

$$\theta = 0.00083 < \theta_{\text{permissible}} = 0.5\% = 0.005$$

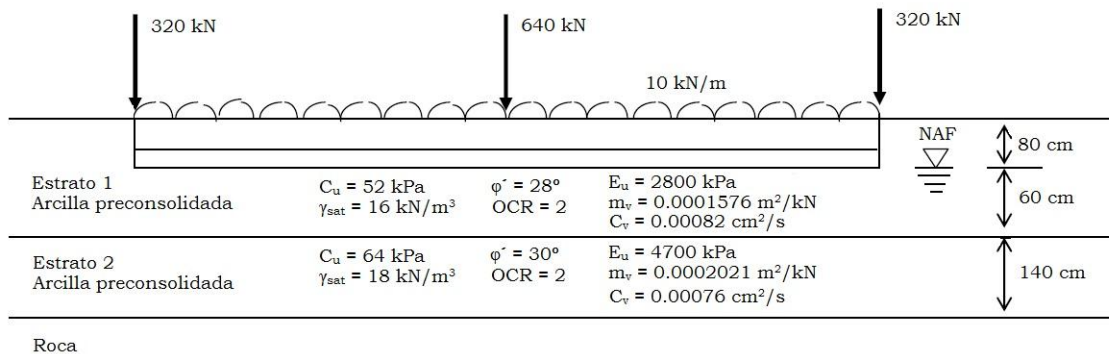
\therefore Cumple

Zapata Corrida

Ahora realizaremos el diseño geotécnico de la zapata corrida de concreto reforzado apoyada sobre arcillas preconsolidadas, totalmente saturadas de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Cimentaciones del RCDF-2004. Cabe mencionar que se realizaron pruebas de laboratorio como son: de consolidación y triaxiales no consolidadas-no drenadas (UU) para la obtención de algunos datos y así poder realizar los ejemplos.



Planta



Elevación

Esta cimentación estará ubicada en la Zona II del RCDF-2004, en dicha zona los límites máximos permisibles son:

- Asentamiento permisible = 10 cm
- Giro permisible = 0.5 %

Estados Límites de falla

Como ya vimos en el ejemplo anterior es indispensable primero revisar los Estados Límites de falla, donde se debe verificar que:

$$q_{ult} \leq q_R$$

Y para obtener la q_{ult} hacemos lo siguiente:

$$q_{ult} = \sum Q F_c / A$$

En donde $\sum Q$ es:

$$8(10) = 80 \text{ kN}$$

$$320+640+320=1280 \text{ KN}$$

$$1.4(8)(0.25)(24) = 67.2 \text{ kN}$$

$$0.3(8)(0.55)(24) = 31.68 \text{ kN}$$

$$[1.4-0.3](0.55)(8)(16) = 77.44 \text{ kN}$$

$$\sum Q = 1536.32 \text{ kN}$$

Y $q = \sum Q / A$ es:

$$1536.32 / 1.4(8) = 137.1714 \text{ kN}$$

Multiplicando por F_c (Para estos límite de falla se aplicara un factor de carga de 1.1 al peso propio del suelo, y 1.4 para la superestructura).

$$1.4(80+1280+67.2+31.68)+1.1(77.44) = 2127.616 \text{ kN}$$

$$q_{ult} = \sum Q F_c / A = 2127.616 / 1.4(8)$$

$$q_{ult} = 189.97 \text{ kPa}$$

Ya con la q_{ult} , ahora tenemos que obtener q_R para ver si se cumple dicha condición.

Para q_R tenemos:

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_R + \sigma$$

$$f_c = 1 + 0.25 B/L + 0.25 D/B$$

$$\sigma = \gamma h$$

Considerando que el área de influencia de la zapata es de $0.7 \cdot B = 0.7(1.4) = 0.98$ m

$$c_u = \frac{0.6(49) + 62(.98 - 0.6)}{0.98} = 54.041 \text{ kPa}$$

Para $D/B < 2$ y $B/L < 1$. En caso de que D/B y B/L no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se tomarán iguales a 2 y 1, respectivamente.

$$f_c = 1 + 0.25 \left(\frac{1.4}{8} \right) + 0.25 \left(\frac{0.8}{1.4} \right) = 1.1866$$

$$\sigma = 16(0.8)$$

Usando un $F_R = 0.55$ tenemos que:

$$q_R = 5.14(54.041)(1.1866)(0.55) + 12.8 = 194.08199 \text{ kPa}$$

$$q_{ult} = 189.97 \text{ kPa} < q_R = 194.08 \text{ kPa} \quad \therefore \text{Cumple}$$

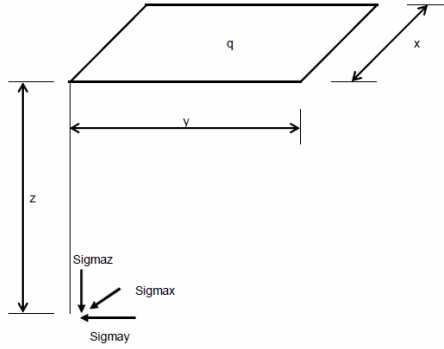
Estados Límites de Servicio

Una vez que verificamos que se cumplen los Estados Límites de Falla nos avocamos a analizar los Estados Límites de Servicio y asegurarnos que también se cumplan.

De la misma forma que en el ejercicio anterior calcularemos los asentamientos pero antes calcularemos los incrementos de esfuerzos.

Los incrementos de esfuerzo bajo la esquina de un rectángulo cargado los calcularemos a la mitad de cada estrato y en el centro geométrico de la zapata.

Dividimos la zapata en 4 partes iguales de las cuales solo tomaremos una parte y procederemos a calcular los incrementos en la esquina colindante con los otros tres rectángulos.



Para el cálculo de los incrementos de esfuerzo utilizaremos una ν de Poisson de:

$$\nu = 0.5$$

$$B = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$$

$$B = (0.7^2 + 4^2 + 0.3^2)^{1/2} = 4.0719$$

Para los esfuerzos normales utilizaremos:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{x^2 + z^2} + \frac{1}{y^2 + z^2} \right) \frac{xyz}{B} + \tan^{-1} \left(\frac{xy}{zB} \right) \right]$$

Mientras que para los esfuerzos normales horizontales tenemos:

$$\sigma_x = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{xyz}{(y^2 + z^2)B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{zB}{xy} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{x}{y} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{xB}{yz} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_y = \frac{q}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{xyz}{(x^2 + z^2)B} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{zB}{xy} \right) + (1 - 2\nu) \left(\tan^{-1} \left(\frac{y}{x} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{yB}{xz} \right) \right) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{137.1714}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{0.7(4)(0.3)}{(4^2 + 0.3^2)(4.0719)} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.3(4.0719)}{0.7(4)} \right) + (1 - 2(0.5)) \left(\tan^{-1} \left(\frac{0.7}{4} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.7(4.0719)}{4(0.3)} \right) \right) \right] = 25.032 \text{ KPa}$$

$$\sigma_y = \frac{137.1714}{2\pi} \left[\frac{\pi}{2} - \left(\frac{0.7(4)(0.3)}{(0.7^2 + 0.3^2)(4.0719)} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{0.3(4.0719)}{0.7(4)} \right) + (1 - 2(0.5)) \left(\tan^{-1} \left(\frac{4}{0.7} \right) - \tan^{-1} \left(\frac{4(4.0719)}{0.7(0.3)} \right) \right) \right] = 17.5468 \text{ KPa}$$

$$\sigma_z = \frac{137.1714}{2\pi} \left[\left(\frac{1}{0.7^2 + 0.3^2} + \frac{1}{4^2 + 0.3^2} \right) \frac{0.7(4)(0.3)}{4.0719} + \tan^{-1} \left(\frac{0.7(4)}{0.3(4.0719)} \right) \right] = 33.3568 \text{ KPa}$$

Estos incrementos de esfuerzo son de una cuarta parte de la zapata en estudio ya que como recordamos la dividimos en 4, entonces al multiplicar los resultados anteriores por 4 y realizando de la misma forma para el siguiente estrato, entonces tenemos que:

Estrato	σ_x KPa	σ_y KPa	σ_z KPa
1	100.1278	70.1873	133.4272
2	36.6331	6.65	79.2589

Ya con los incrementos de esfuerzo ahora si podemos calcular los asentamientos con ayuda de la ley de Hooke.

En esta ocasión calcularemos los asentamientos en dos partes, una referente a los asentamientos inmediatos y la segunda a los asentamientos a largo plazo, para así tener los asentamientos totales.

Asentamientos inmediatos.

$$\delta_z = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} (\Delta z_0)$$

Donde:

$$E_u = 2800 \text{ kPa}$$

Entonces para el primer estrato tenemos:

$$\delta_z = \frac{133.4272 - 0.5(100.1278 + 70.1873)}{2800} (0.6) = 0.010343 \text{ m}$$

Realizamos el mismo procedimiento para el segundo estratos y obtenemos.

Estrato	E_u	δ_z m
1	2800	0.010343
2	4700	0.017163
	$\Sigma \delta_z$	0.027506

Asentamiento a largo plazo.

En los asentamientos a largo plazo emplearemos lo antes vistos para el cálculo del asentamiento total por consolidación primaria de Terzaghi, con ayuda del m_v (coeficiente de variación volumétrica) que obtuvimos de las pruebas de consolidación en laboratorio.

$$\delta_p = m_v \sigma_z \Delta z_o = m_v \Delta p H$$

Donde:

Estrato	m_v m ² /kN	H m	σ_x KPa	σ_y KPa	σ_z KPa
1	.0001576	0.60	100.1278	70.1873	133.4272
2	0.0002021	1.40	33.6331	6.6501	79.2589

$$\delta_p = 0.0001576(133.4272)0.60 = 0.01262 \text{ m}$$

Para verificar si entra dentro o no del periodo de la consolidación primaria utilizamos.

$$T = \frac{C_v t}{(\Delta z_e)^2} > 2$$

Consideramos una vida útil de 50 años que esto en segundo es igual a:

$$t = 50(365.25)(86400) = 1577880000 \text{ s}$$

$$T = \frac{0.00082(1577880000)}{(60)^2} = 359.406$$

Por lo tanto, ya se completó la consolidación primaria, entonces:

$$\delta_{50 \text{ años}} = \delta_p(1) = 0.01262 \text{ m} = 1.262 \text{ cm}$$

Realizando el mismo procedimiento para el segundo estrato tenemos:

Estrato	$\delta_{50 \text{ años}}$ m
1	0.01262
2	0.02243
	0.03504

Asentamiento total

El asentamiento total es la suma del hundimiento inmediato más el diferido, es decir:

$$\delta_T = 0.02751 + 0.03504 = 0.06255 \text{ m} = 6.255 \text{ cm}$$

Verificando:

$$\delta_T = 6.255 \text{ cm} < 10 \text{ cm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

CONCLUSIONES

Como pudimos ver durante el desarrollo de este trabajo, fueron necesarios todos los conocimientos descritos de forma breve y clara para poder llevar a cabo la elaboración de los dos ejemplos en donde aplicamos lo antes descrito.

Pudimos observar la importancia del cálculo de las características y propiedades del suelo. Las propiedades índice relevantes de las muestras alteradas e inalteradas se determinarán siguiendo procedimientos aceptados para este tipo de pruebas. El número de ensayos realizados deberá ser suficiente para poder clasificar con precisión el suelo de cada estrato. En materiales arcillosos, se harán por lo menos dos clasificaciones y determinaciones de contenido de agua por cada metro de exploración y en cada estrato individual identificable.

Las propiedades mecánicas (resistencia y deformabilidad) e hidráulicas (permeabilidad) de los suelos se determinarán, en su caso, mediante procedimientos de laboratorio aceptados. Las muestras de materiales cohesivos ensayadas serán siempre de tipo inalterado. Para determinar la compresibilidad, se recurrirá a pruebas de consolidación unidimensional y para la resistencia al esfuerzo cortante, a las pruebas que mejor representen las condiciones de drenaje, trayectorias de esfuerzos, y variación de carga que se desean evaluar.

En el análisis de una cimentación se debe revisar la seguridad del terreno de apoyo, tanto de capacidad de carga por resistencia al corte como por deformaciones del mismo. Esto se logra verificando que no se excedan los estados límite de falla y de servicio del suelo de cimentación.

En lo que corresponde a los estados límites de falla encontramos que con ayuda de la siguiente ecuación logramos calcular la capacidad de carga resistente del suelo.

$$q_R = cN_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Cabe señalar que esta ecuación es la ecuación de la capacidad de carga última afectada por los diferentes factores de capacidad de carga F_{Ri} (o factores de reducción de resistencia)

Esta ecuación tiene dos simplificaciones importantes debido al tipo de suelo que estamos manejando:

En un suelo puramente friccionante.

$$c = 0 \text{ y } s = \sigma \tan \phi$$

La capacidad de carga resistente vale, de acuerdo con la (Ecuación 10):

$$q_R = p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Como bien sabemos, en el caso de suelos friccionantes es de suma importancia la determinación del ϕ y saber la compresibilidad del material para saber si se presentara una falla general, o bien falla local para suelos en estado suelto

En lo que se refiere a suelos cohesivos

En una prueba rápida $c = c_u$ y $\phi = \phi_u = 0$

$$N_q = 1, N_\gamma = 0, f_q = 1$$

Además, en teoría de la plasticidad se demuestra que en un material puramente cohesivo.

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

Habíamos señalado antes que la capacidad de carga resistente está dada por la (Ecuación 10)

$$q_R = c N_c f_c F_{R1} + p_v N_q f_q F_{R2} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma f_\gamma F_{R3}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a un suelo puramente cohesivo obtenemos

$$q_R = 5.14 c_u f_c F_{R1} + p_v F_{R2}$$

En un cimiento somero apoyado sobre un suelo cohesivo totalmente saturado la condición más desfavorable ocurre a corto plazo, ya que la resistencia tiende a aumentar al producirse el fenómeno de consolidación del suelo. Por lo tanto, se recomienda la ejecución de pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas)

Dado que la extracción de una muestra inalterada de arcilla produce cierta alteración de la misma, algunos autores recomiendan la ejecución de pruebas consolidadas-no drenadas (tipo UU, pruebas rápidas) para la obtención de la cohesión aparente del material. Las normas de Cimentaciones recomiendan también este tipo de prueba triaxial. Desde luego, la presión de confinamiento de laboratorio deberá ser lo más cercana posible a la presión de confinamiento de campo.

Para que se cumpla con la seguridad de una cimentación, basta que se satisfaga la siguiente desigualdad en cualquiera de los dos tipos de suelo que estemos manejando.

$$q_{ult} \leq q_R$$

Para la geometría de la cimentación, en la práctica es más común que para cimentaciones superficiales se empleen de forma rectangular, por esta razón es que describimos para el cálculo de los incrementos de esfuerzos la teoría del rectángulo cargado en una esquina considerando que estamos manejando la superficie de un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y linealmente elástico.

Gracias a las diferentes analogías e hipótesis que se consideraron, pudimos obtener las deformaciones que sufren los suelos al someterse a cargas, obteniendo las deformaciones verticales que son de mayor interés. Para tales efectos y por qué el reglamento nos lo permite utilizamos la Ley Generalizada de Hooke con la aportación que realiza Boussinesq con la teoría de la elasticidad.

En arenas y en arcillas totalmente saturadas, para deformaciones inmediatas se utiliza la ley de Hooke

$$\delta_z = \frac{\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)}{E_u} (\Delta z_0)$$

Para asentamientos a largo plazo, se emplea la teoría de la consolidación primaria de Terzaghi

$$\delta_p = m_v \sigma_z \Delta z_0 = m_v \Delta p H$$

Se verifica que los asentamientos calculados sean menores que los límites de servicio establecidos en las Normas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Deméneghi-C., A y Puebla-C., M
Apuntes de Comportamiento de Suelos. Vol. I, Facultad de Ingeniería UNAM

Deméneghi-C., A y Puebla-C., M
Apuntes de Comportamiento de Suelos. Vol. II, Facultad de Ingeniería UNAM

Deméneghi-C., A y Puebla-C., M
Apuntes de Mecánica de Suelos. Vol. I, Facultad de Ingeniería UNAM

Deméneghi-C., A y Puebla-C., M
Apuntes de Mecánica de Suelos. Vol. II, Facultad de Ingeniería UNAM

Juárez-B., E. y Rico-R., A.
Mecánica de Suelos. Flujo de Agua en Suelos. Tomo III, Grupo Noriega Editores,
Limusa, México, 2003, 414 pp.

Whitlow, R.
Fundamentos de Mecánica de Suelos 3a. reimpresión, Compañía Editorial Continental,
S. A. de C. V., México, 2000, 589 pp

Lambe, T. W., y Whitman, R. V.
Mecánica de Suelos. Grupo Noriega Editores, Limusa México, 2002, 582 pp.

Juárez B., E., y Rico R., A.
Mecánica de Suelos. Tomo II, 2ª Edición, 20ª reimpresión. Grupo Noriega Editores,
Limusa México, 1983. 562 pp.

Reglamento de Construcción para el Distrito Federal