UNIVERSIDAD JOSÉ CARLOS MARIÁTEGUI

FACULTAD DE INGENIERIA

ESCUELA PROFESIONAL DE
INGENIERIA CIVIL

SOLUCIONARIO DE PROBLEMAS EXAMEN

CURSO : MECANICA DE SUELOS

ALUMNA : PATRICIA A. COSSI AROCUTIPA

CÓDIGO :

DOCENTE :

MOQUEGUA - PERU

2006

REALCIONES VOLUMETRICAS Y GRAVIMETRICAS

PRBLEMA Nª 1.

Dado el contenido de agua de un suelo saturado y su peso específico relativo de sólidos, encuentre el peso específico de la masa y el peso específico sumergido de ese suelo. Utilice un esquema en que figuren sólo las cantidades conocidas.

SOLUCIÓN

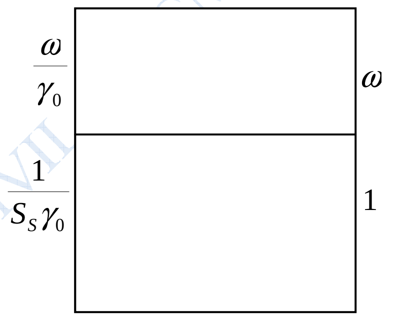
Por definición: $\omega\% = (W_\omega / W_s)\times 100$

Si: $W_S = 1 \therefore w = W_W$

Además:

$$S_S = \frac{W_S}{V_S\gamma_0} \therefore V_S = \frac{1}{S_S\gamma_0}$$

$$V_W = \frac{W_W}{\gamma_0} \therefore V_W = \frac{w}{\gamma_0}$$



El peso específico de la masa por definición es:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{v_m}$$

En el esquema:

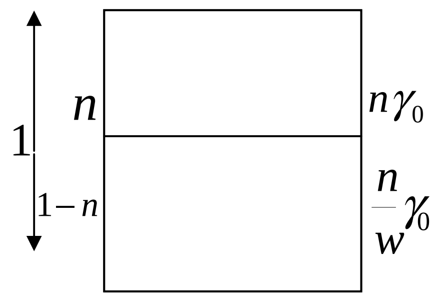
$$\gamma_m = \frac{1+w}{\frac{w}{\gamma_0}+\frac{1}{S_S\gamma_0}} \quad \therefore \gamma_m = S_S\gamma_0\frac{1+w}{1+wS_S}$$

$$\gamma_m = \gamma_m - \gamma_0 = S_S\gamma_0\frac{1+W}{1+WS_S} - \gamma_0 = \frac{(S_S-1)\gamma_0}{1+S_S}$$

PROBLEMA Nª 2

Dados n y $V_m = 1$, encontrar S_S para un suelo saturado. Utilice un esquema en que figuren sólo las cantidades conocidas.

SOLUCIÓN:



Por definición: $n = \frac{V_V}{V_m};\quad si: \quad V_m = 1 \therefore n = V_V$

Por lo tanto: $V_S = 1-n$

El peso del agua será:

$$W_W = V_W\gamma_0 = n\gamma_0$$

$$W_S = \frac{W_W}{w} = \frac{n}{w}\gamma_0$$

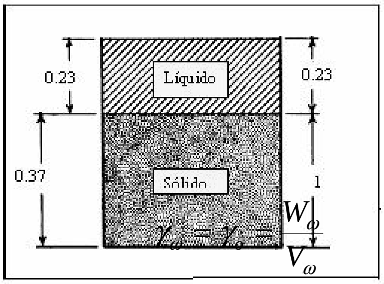
Aplicando la definición para S_S se tendrá:

$$S_S = \frac{W_S}{V_S} = \frac{\frac{n}{w}\gamma_0}{(1-n)\gamma_0} = \frac{n}{w(1-n)}$$

PROBLEMA Nª 3

En un suelo saturado se conocen el peso especifico húmedo, γ_m = 2050 kg/m^3 y su contenido de agua, w =23%. Encontrar el S_s de dicho suelo. Aplicando la definición de S_s. Si sabemos que W_W = 0.23 TN. y W_s = 1.0 TN.

SOLUCIÓN:



Por lo tanto: $V\omega = 0.23\ m^3$ $V\omega = \dfrac{W_\omega}{\gamma_o}$

También:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

De donde:

$$V_m = \frac{1+0.23}{\gamma_m} = \frac{1.23}{2.05} = 0.6\,m^3$$

$$V_S = \frac{1}{S_S\gamma_0} = 0.6 - 0.23 = 0.37\,m^3$$

Por lo que:

$$S_S = \frac{1}{0.37} = 2.7$$

PROBLEMA Nº 4

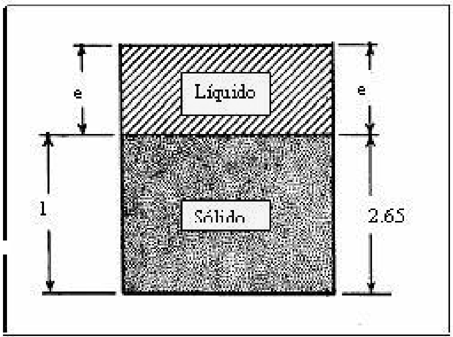
En un suelo saturado:

$S_S = 2.65$

$S_m = 1.80$

Calcule la relación de vacíos y el contenido de humedad del suelo:

SOLUCIÓN:



Por definición

$$e = \frac{V_V}{V_S}; \qquad V_S = 1m^3$$

$$V_V = V_W = e\,m^3 \therefore W_W = e\,Tn.$$

También:

$$S_S = \frac{W_S}{V_S \gamma_0} \therefore W_S = V_S S_S \gamma_0 = 2.65\,Tn.$$

Aplicando la definición de S_m, se tiene:

$$S_m = \frac{W_m}{V_m \gamma_0} = \frac{e + 2.65}{1 + e} = 1.80 \therefore e = 1.06$$

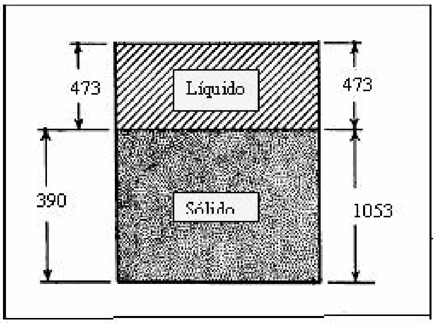
$$w = \frac{W_W}{W_S} = \frac{e}{2.65} = \frac{1.06}{2.65} = 0.40; \qquad w = 40\%$$

PROBLEMA Nª 5.

Una muestra de arcilla saturada pesa 1526 g. Después de secada al horno su peso pasa a ser 1053 g. Si el S_s vale 2.70, calcule e, n, w, γ_m y γ_d.

SOLUCIÓN:

Puede hacerse el esquema de la fig. a partir de él, usando las definiciones, se tiene:



$$S_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_o}; \quad V_s = 390 cm^3$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{473}{390} = 1.21$$

$$n = \frac{V_V}{V_m} = \frac{473}{473+390} = 0.55$$

$$w = \frac{473}{1053} \times 100 = 45 \%$$

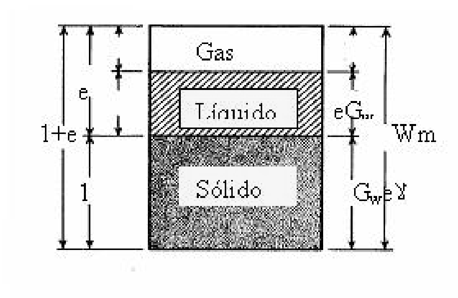
$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1526}{863} = 1.78 \, g/cm^3$$

$$\gamma_d = \frac{1053}{863} = 1.22 \, g/cm^3$$

PROBLEMA Nª 6.

En un suelo parcialmente saturado se conoce e, S_S, G_W. Suponiendo que el gas disuelto está unifórmenle distribuido en la masa del suelo, abajo del nivel freático, encuentre γ_m y γ'_m, en función de las cantidades conocidas y haciendo uso de un esquema apropiado.

SOLUCIÓN:



Por definición:

$$e = \frac{V_V}{V_S}$$

Si se hace $V_s = 1$; ***resulta: Por lo tanto:***

$$V_v = e$$

$$W_S = S_S \gamma_0$$

También por definición:

$$G_W = \frac{V_W}{V_V} \therefore V_W = eG_W$$

Y corresponde:

$$W_W = eG_W \gamma_0$$

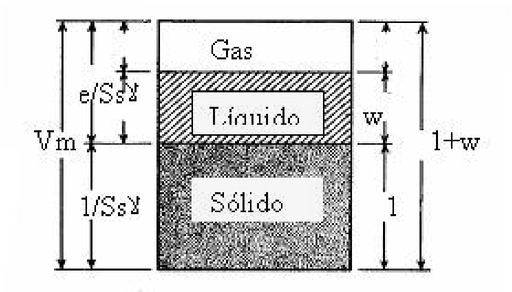
Luego las incógnitas valdrán:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{G_\omega e + S_S}{1+e} \gamma_0$$

$$\gamma'_m = \gamma_m - \gamma_0 = \frac{(S_S - 1) - e(1 - G_W)}{1+e} \gamma_0$$

PROBLEMA Nª 7.

En una muestra de suelo parcialmente saturado se conoce el peso especifico, el contenido de agua w, y el valor de S_S. Encuentre el peso específico seco, la relación de vacíos y el grado de saturación en función de las cantidades conocidas, utilizando un esquema adecuado.



SOLUCIÓN:

Por definición:

$$w = \frac{W_W}{W_S}$$

Si hacemos:

$$W_S = 1$$
$$W_W = w$$

Tendremos:

$$\frac{W_S}{V_S \gamma_0} = S_S \therefore V_S = \frac{1}{S_S \gamma_0}$$

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m} = \frac{1+w}{V_m} \therefore V_m = \frac{1+\omega}{\gamma_m}$$

$$V_W = \frac{W_W}{\gamma_0} \therefore V_W = \frac{w}{\gamma_0}$$

Una vez construido el esquema, las incógnitas pueden calcularse aplicando las correspondientes definiciones:

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{V_m - V_S}{V_S} = \frac{V_m}{V_S} - 1 = \frac{1+w}{\gamma_m} S_S \gamma_0 - 1$$

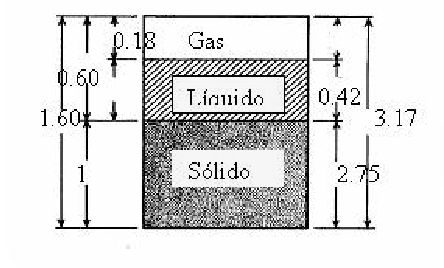
$$\gamma_d = \frac{W_S}{V_m} = \frac{1}{1+e \big/ S_s\gamma_0} = \frac{S_s\gamma_0}{1+e}$$

$$G_W = \frac{V_W}{V_V} = \frac{V_W}{V_m - V_S} = \frac{\dfrac{w}{\gamma_0}}{\dfrac{e}{S_S\gamma_0}} = \frac{\omega\, S_s}{e}$$

PROBLEMA Nª 8

En un suelo parcialmente saturado se conocen: $e = 0.60, S_S = 2.75, G_W = 70\%$

Encuentre: ***y*** $\gamma_m \left(kg/m^3\right)$ $w,$ $\gamma_d \left(kg/m^3\right)$



SOLUCIÓN

$$G_W = \frac{V_W}{V_V} \therefore V_W = V_V G_W = 0.60 \times 0.70 = 0.42 m^3$$

Por definición:

$$e = \frac{V_V}{V_S};$$

Haciendo $V_s = 1 \Rightarrow$

$$V_V = e = 0.60 m^3,$$

$$V_a = V_V - V_W = 0.60 - 0.42 = 0.18 m^3$$

$$w = \frac{W_W}{W_S} = \frac{0.42}{2.75} - 0.153 \therefore w = 15.3\%$$

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V_m} = \frac{2.75}{1.60} = 1.72 \frac{Tn}{m^3} = 1720 kg/m^3$$

$$\gamma_m = \frac{2.75+0.42}{1.60} = \frac{3.17}{1.60} = 1.98 Tn/m^3 = 1980 kg/m^3$$

PROBLEMA N^a 9

En una muestra de suelo parcialmente saturado se conocen:

$$V_m = 50cm^3, W_m = 95g, W_S = 75g, S_S = 2.68$$

Encuentre:

$$w, e, n, G_W, \gamma_m, \gamma_d \quad (kg/m^3)$$

SOLUCIÓN:

$$W_W = W_m - W_S = 95 - 75 = 20g. \qquad V_S = \frac{W_S}{S_S \gamma_0} = \frac{75}{2.68} = 28cm^3$$

$$V_W = \frac{W_W}{\gamma_0} = 20cm^3. \; V_a = V_m - V_S - V_W = 50 - 48 = 2cm^3$$

Entonces:

$$w = \frac{W_W}{W_S} = \frac{20}{75} = 0.267 \therefore w = 26.7\%$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{22}{28} = 0.79. \quad n = \frac{V_V}{V_m} = \frac{22}{50} = 0.44 \therefore n = 44\%$$

$$G_W = \frac{V_W}{V_V} = \frac{20}{22} = 0.91 \therefore G_W = 91\%$$

$$\gamma_m = \frac{95}{50} = 1.9\, g/cm^3 = 1900\, kg/m^3.$$

$$\gamma_d = \frac{75}{50} = 1.5\, g/cm^3 = 1500\, kg/m^3$$

PROBLEMA Nª 10

El volumen de una muestra irregular de suelo parcialmente saturado se ha determinado cubriendo la muestra con cera y pesándola al aire y bajo agua. Se conocen:

Peso total de la muestra al aire	***180.6g***
Contenido de agua de la muestra	***13.6g***
Peso de la muestra envuelta en cera, en el aire	***199.3g***
Peso de la muestra envuelta en cera, sumergida	***78.3g***
Peso especifico relativo de los sólidos del suelo	***2.71g***
Peso especifico relativo de la cera	***0.92g***

Determinar la densidad seca de la muestra y el Grado de Saturación.

SOLUCIÓN:

En este caso convendrá hacer un esquema en que, además de las tres fases usuales, se haga intervenir a la cera.

$$W_m = 180.6g \quad W_t = W_m + Wcera = 199.3g$$

$$\therefore Wcera = 199.3 - 180.6 = 18.7g$$

El volumen total del suelo y cera será:

$$V_m = \frac{199.3 - 78.3}{\gamma_o} = 121.0\ cm^3$$

El volumen de la cera es el cociente de su peso entre su peso especifico, que es un dato del problema.

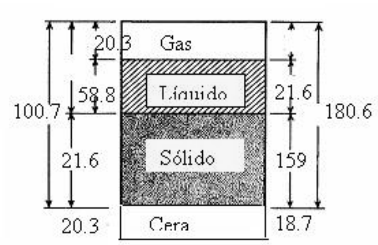
$$V_{cera} = \frac{W_{cera}}{\gamma_{cera}} = \frac{18.7}{0.92} = 20.3\ cm^3$$

El volumen de la masa de suelo será:

$$V_m = V_t - Vcera = 121 - \frac{18.7}{0.92} = 121 - 20.3 = 100.7\ cm^3$$

$$w = \frac{W_W}{W_S} = 0.136;$$

$$W_S + W_W = 180.6g \therefore w = \frac{180.6 - W_S}{W_S} = 0.136$$



$$W_S = 159g$$

Por lo que:

Dato que puede ponerse en el esquema

$$W_W = W_m - W_S = 180.6 - 159 = 21.6g$$

Pasa al esquema:

$$V_W = \frac{W_W}{\gamma_0} = 21.6g \qquad V_S = \frac{W_S}{S_S\gamma_0} = \frac{159}{2.71} = 58.8cm^3$$

Con lo anterior queda completo el esquema operativo de la fig.

Ahora:

$$V_a = 121 - (20.3 + 58.8 + 21.6)] = 121 - 100.7 = 20.3cm^3$$

$$\gamma_d = \frac{W_S}{V_m} = \frac{159}{100.7} = 1.58\,g/cm^3 = 1.580\,kg/m^3$$

$$G_W = \frac{V_W}{V_V}\frac{21.6}{20.3+21.6} = \frac{21.6}{41.9} = 0.52 \therefore G_W = 52\%$$

PROBLEMA Nª 11

Una muestra de arena totalmente seca llena un cilindro metálico de 200 cm³ y pesa 260g (W_S), teniendo S_S = 2.6. Calcule la relación de vacíos (e).

SOLUCIÓN:

Datos:

$$V_m = 200cm^3 \quad W_m = 260gr. \quad S_S = 2.6$$

Incógnita:

$$e = ?$$

$$S_S = \frac{W_S}{V_S\gamma_0} \Rightarrow V_S = \frac{260}{2.6} = 100cm^3$$

$$V_V = V_m - V_S \Rightarrow V_V = 100cm^3$$

$$\therefore e = \frac{V_V}{V_S} \Rightarrow e = \frac{100}{100} = 1$$

PROBLEMA Nª 12

El contenido de agua de un suelo saturado es 40%. El S_S de sus partículas es 2.65. Calcule para tal suelo e y γ_m

SOLUCIÓN:

Datos:

$$w\% = 40\% \quad \text{Si } V_s = 1$$

$$S_S = 2.65$$

$e = ?, \gamma_m = ?$

$$\Rightarrow S_S = \frac{W_S}{V_S \gamma_0} \Rightarrow W_S = 2.65g$$

$$V_S = 1cm^3, V_m = 2.06\,cm^3$$

$$V_V = V_m - V_S = 1.06cm^3$$

$$w\% = \frac{W_W}{W_S} \times 100$$

$$0.40(2.65) = W_W$$

$$\therefore V_W = 1.06cm^3$$

$$W_W = 1.06g$$

$$\gamma_m = \frac{W_S + W_W}{V_m} = \frac{2.65 + 1.06}{2.06} = 1.80095\,g/cm^3 = 1800\,kg/m^3$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{1.06}{1} = 1.06$$

PROBLEMA Nª 13

En un suelo parcialmente saturado e = 1.2; w = 30%; S_S = 2.66; calcule el γ_m y el γ_d de dicho suelo.

Datos:

$$e = 1.2 \qquad S_S = 2.66$$
$$w = 30\% \qquad \gamma_m, \gamma_d = ?$$

SOLUCIÓN:

$S_s = \gamma_s/\gamma_o$ Luego $\gamma_s = S_s\gamma_o = 2.66gr/cm^3$ e=n/(1-n) y n=e/1+e

$$\gamma_m = \frac{S_S(1+w)\gamma_0}{1+e}$$

$$\gamma_m = \frac{(1+0.3)(2.66)(1\,g/cm^3)}{1+1.2}$$

$$\gamma_m = 1.5718\,g/cm_3 = 1571.8\,kg/m^3$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_m}{1+w} = \frac{1.5718}{1.3}\,g/cm^3 = 1.2091\,g/cm^3 = 1209.1\,kg/m^3$$

PROBLEMA Nº14.

Una muestra de suelo pesa 122 gr y tiene un peso especifico relativo S_m = 1.82. El peso especifico relativo de los sólidos es S_S = 2.53. Si después de secada al horno la muestra pesa 104g ¿Cuál será su volumen de sólidos y de aire respectivamente?

Datos:

$$W_m = 122g$$
$$S_m = 1.82$$
$$W_s = 104\ g$$
$$V_S, V_a = ?$$

SOLUCIÓN:

$$S_m = \frac{W_m}{V_m \gamma_0} \Rightarrow V_m = \frac{122}{1.82} \Rightarrow V_m = 67.03cm^3$$

$$S_S = \frac{W_S}{V_S \gamma_0} \Rightarrow VS = \frac{104}{2.53} \Rightarrow V_S = 41.10cm^3$$

$$V_V = V_m - V_S = 25.93cm^3$$

$$V_V = V_W + V_a \Rightarrow V_a = 67.03cm^3$$

PROBLEMA Nº15.

Una muestra de arcilla saturada pesa 1526g y 1053g después de secada al horno. Calcule su w% Considerando γ_s = 2.70 g/cm3, calcule también e, n y γ_m

Datos:

$$w, e, n, \gamma_m = ?$$
$$\gamma_S = 2.70\, g/cm^3$$

SOLUCIÓN

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V_S} \Rightarrow V_S = \frac{1053}{2.70} \Rightarrow V_S = 390cm^3$$

$$V_V = V_m - V_S \Rightarrow V_V = 473$$

$$e = \frac{V_V}{V_S} = \frac{473}{390} = 1.21 \qquad n = \frac{V_V}{V_m} \times 100 = 0.55 = 55\%$$

$$\gamma_m = \frac{W_S + W_W}{V_m} = 1.77\, g/cm^3$$

$$w\% = \frac{W_W}{W_S} \times 100 = 45\%$$

CAPACIDAD DE CARGA

PROBLEMA 1

El proyecto de una edificación contempla el diseño de zapatas aisladas de hormigón armado de 0,5 m x 2,0 m (Figura 10.1). El nivel de fundación ha sido fijado en 0,5 m de profundidad. El nivel freático estático se encuentra a 1,5 m de la superficie del terreno.

El perfil del terreno muestra que existe un suelo homogéneo hasta gran profundidad. El peso unitario de este suelo es de 16,4 kN/m^3. Ensayos triaxiales CU (Consolidado - No Drenado) efectuados con muestras inalteradas de este material indican que los parámetros efectivos de resistencia al corte son c' = 4 kPa y ϕ'= 36º.

Se requiere calcular la carga última de apoyo, y la carga máxima segura de apoyo empleando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada, utilizando:

a) Ecuaciones de capacidad portante de Terzaghi.
b) Ecuaciones de capacidad portante de Meyerhof.
c) Ecuaciones de capacidad portante de Hansen.
d) Ecuaciones de capacidad portante de Vesic.

SOLUCIÓN

Se tiene el siguiente esquema:

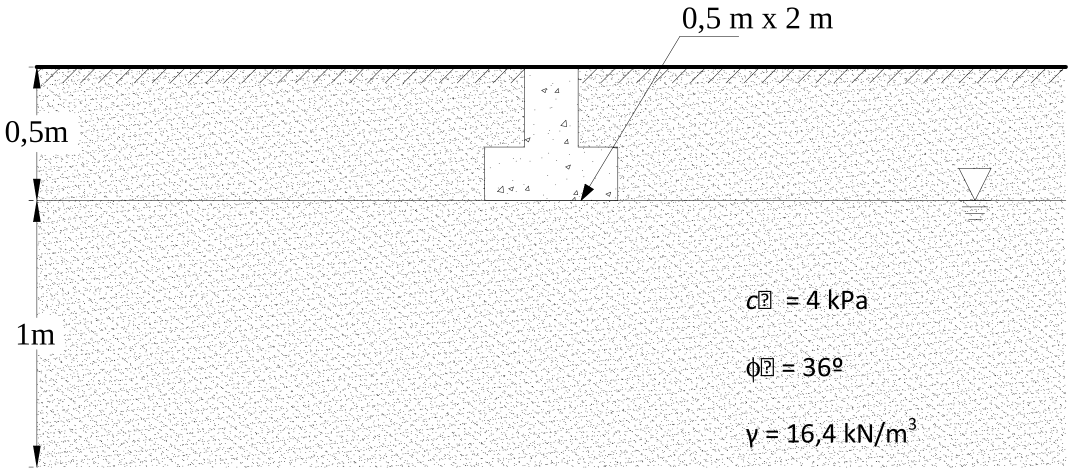


Figura 10.1. Fundación en un perfil de suelo.

a) Terzaghi

La ecuación de capacidad portante es:

$$q_u = c\,N_c\,s_c + q\,N_q + 0{,}5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,s_\gamma$$

De la Tabla J.2 , para $\phi' = 36°$ se tiene que:

$N_c = 63{,}53$ $\quad$ $N_q = 47{,}16$ $\quad$ $N_\gamma = 54{,}36$

De la Tabla J.1 , se asume zapata es continua, por lo tanto:

Porque: $\frac{L}{B} > 4 \cong zapata\ continua$ ***, entonces:*** $s_c = 1{,}0$ $\quad$ $s_\gamma = 1{,}0$

Como puede verse, el nivel freático se encuentra a 1 m de la base de la fundación. Como d = 1 m > B = 0,5 m, siendo B el ancho de la fundación, entonces no se requiere realizar ninguna corrección al valor de γ en la ecuación de capacidad portante.

Caso III $\quad d \geq B$ ***(No hay Corrección)***

Luego, reemplazando en la ecuación se tiene que:

$$q_u = c\,N_c\,s_c + \gamma D_f\,N_q + 0{,}5\,\gamma\,B\,N_\gamma\,s_\gamma$$

$$q_u = (4)(63{,}53)(1) + (16{,}4)(0{,}5)(47{,}16) + (0{,}5)(16{,}4)(0{,}5)(54{,}36)(1)$$

$$q_u = 863{,}71\ kPa$$

La carga máxima segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces

$$q_s = \frac{863{,}71 - (16{,}4)(0{,}5)}{3} + (16{,}4)(0{,}5)$$

$$q_s = 293{,}4\ kPa$$

b) Meyerhof

Según la Tabla J.1 , la ecuación general de capacidad portante para cargas verticales:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

De la Tabla J.4 , para $\phi' = 36°$ se tiene que:

$N_c = 50{,}55$ $N_q = 37{,}70$ $N_\gamma = 44{,}40$

De la Tabla J.3 , se tiene:

Factores de forma

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

$$K_p = tan^2\left(45 + \frac{36}{2}\right) = 3{,}852$$

$$s_c = 1 + 0{,}2\,K_p\,\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + (0{,}2)(3{,}852)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 1{,}193$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1\,K_p\,\frac{B}{L}$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + (0{,}1)(3{,}852)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 1{,}096$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}2\sqrt{K_p}\,\frac{D}{B}$$

$$d_c = 1 + (0{,}2)\sqrt{3{,}852}\,\frac{0{,}5}{0{,}5} = 1{,}393$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1\sqrt{K_p}\,\frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + (0{,}1)\sqrt{3{,}852}\,\frac{0{,}5}{0{,}5} = 1{,}196$$

Luego, reemplazando en la ecuación de capacidad portante se tiene que:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + \gamma D_f\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (4)(50{,}55)(1{,}193)(1{,}393) + (16{,}4)(0{,}5)(37{,}70)(1{,}096)(1{,}196) + \\ + (0{,}5)(16{,}4)(0{,}5)(44{,}40)(1{,}096)(1{,}196)$$

q_u = 979,87 kPa

La carga máxima segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces

$$q_s = \frac{979{,}87 - (16{,}4)(0{,}5)}{3} + (16{,}4)(0{,}5)$$

q_s = 332,1 kPa

c) Hansen

Según la Tabla J.1 , la ecuación general de capacidad portante es:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c\,i_c\,g_c\,b_c + q\,N_q\,s_q\,d_q\,i_q\,g_q\,b_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma\,i_\gamma\,g_\gamma\,b_\gamma$$

En este caso, los factores de inclinación (i), pendiente (b) y de terreno (g) son:

$i_c = i_q = i_\gamma = 1$
$g_c = g_q = g_\gamma = 1$
$b_c = b_q = b_\gamma = 1$

De ahí que la ecuación de capacidad portante queda como sigue:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

De la Tabla J.4 , para ϕ' = 36°, los factores de capacidad portante son:

$N_c = 50{,}55$ $\quad N_q = 37{,}70$ $\quad N_\gamma = 40{,}00$

$N_q/N_c = 0{,}746$ $\quad 2\tan\phi'(1\text{-sen }\phi)^2 = 0{,}247$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_c = 1{,}0 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}$$

$$s_c = 1{,}0 + (0{,}746)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 1{,}187$$

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B'}{L'} sen\,\phi$$

$$s_q = 1{,}0 + \left(\frac{0{,}5}{2}\right) sen\ 36 = 1{,}147$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\frac{B'}{L'} \geq \mathbf{0{,}6}$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 0{,}9$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}4k$$

$$\frac{D}{B} = \frac{0{,}5}{0{,}5} = 1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad k = \frac{D}{B} = 1$$

$$d_c = 1 + (0{,}4)(1) = 1{,}40$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi'(1 - sen\,\phi')^2 k$$

$$d_q = 1 + (0{,}247)(1) = 1{,}247$$

$$d_\gamma = 1{,}0$$

Luego, reemplazando en la ecuación de capacidad portante se tiene que:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + \gamma D_f\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\gamma B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (4)(50{,}55)(1{,}187)(1{,}40) + (16{,}4)(0{,}5)(37{,}70)(1{,}147)(1{,}247) + \\ + (0{,}5)(16{,}4)(0{,}5)(40{,}0)(0{,}9)(1{,}0)$$

$\boldsymbol{q_u = 925{,}78\ kPa}$

La carga máxima segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces

$$q_s = \frac{925{,}78 - (16{,}4)(0{,}5)}{3} + (16{,}4)(0{,}5)$$

$\boldsymbol{q_s = 314{,}1\ kPa}$

d) Vesic

Según la Tabla J.1 , la ecuación general de capacidad portante es la siguiente:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

De la Tabla J.4, para $\phi' = 36°$, los factores de capacidad portante son:

$\boldsymbol{N_c = 50{,}55}$ $\boldsymbol{N_q = 37{,}70}$ $\boldsymbol{N_\gamma = 56{,}20}$

$\boldsymbol{N_q/N_c = 0{,}746\ 2\tan\phi'\,(1 - sen\,\phi')^2 = 0{,}247}$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_c = 1{,}0 + (0{,}746)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 1{,}187$$

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B}{L}\cdot\tan\phi'$$

$$s_q = 1{,}0 + \left(\frac{0{,}5}{2}\right) \cdot \tan 36 = 1{,}182$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\,\frac{B}{L} \geq \mathbf{0{,}6}$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)\left(\frac{0{,}5}{2}\right) = 0{,}9$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}4\,k$$

$$\frac{D}{B} = \frac{0{,}5}{0{,}5} = 1 \leq 1 \quad \Rightarrow \quad k = \frac{D}{B} = 1$$

$$d_c = 1 + (0{,}4)(1) = 1{,}40$$

$$d_q = 1 + 2\,tan\phi\,(1 - sen\phi)^2\,k$$

$$d_q = 1 + (0{,}247)(1) = 1{,}247$$

$$d_\gamma = 1{,}0$$

Luego, reemplazando en la ecuación de capacidad portante se tendrá que:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + \gamma D_f\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\gamma B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (4)(50{,}55)(1{,}187)(1{,}40) + (16{,}4)(0{,}5)(37{,}70)(1{,}182)(1{,}247) + $$
$$+ (0{,}5)(16{,}4)(0{,}5)(56{,}2)(0{,}9)(1{,}0)$$

q_u = 999,05 kPa

La carga máxima segura de apoyo es:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces

$$q_s = \frac{999{,}05 - (16{,}4)(0{,}5)}{3} + (16{,}4)(0{,}5)$$

q_s = 338,5 kPa

PROBLEMA 2

Un proyecto industrial contempla la construcción de un silo para almacenar granos, el cual aplicará una presión segura al suelo de 300 kPa. El silo estará apoyado al nivel de la superficie del terreno (Figura 10.2).

El terreno está compuesto de arena hasta gran profundidad. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 18 kN/m^3 y 19,2 kN/m^3 por encima y por debajo del nivel freático, respectivamente. Además se ha determinado que los parámetros de resistencia al corte son c' = 0 y ϕ' = 30°. El nivel freático se encuentra a 2,5 m de profundidad y el peso unitario del agua es 9,8 kN/m^3.

El diseño del silo debe minimizar los riesgos de falla por capacidad portante, expresados por un factor de seguridad de 3 aplicado sobre la carga neta última.

Determinar el mínimo diámetro del silo que cumpla estos requerimientos utilizando:

a) Método de Hansen.

b) Método de Vesic.

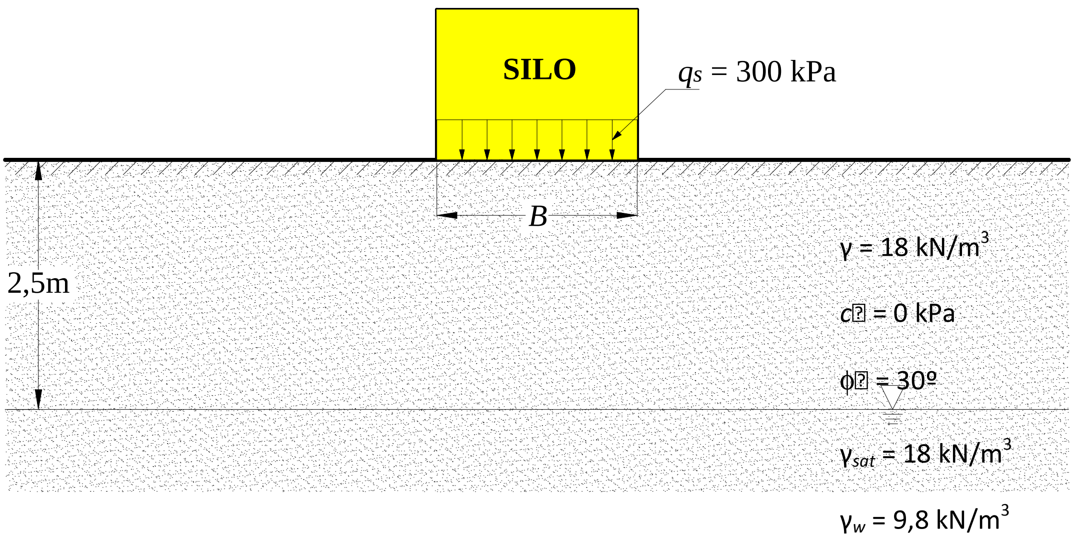


Figura 10.2. Silo sobre superficie del terreno.

SOLUCIÓN

a) Hansen

Según la Tabla J.1 , la ecuación general de capacidad portante es:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c\,i_c\,g_c\,b_c + q\,N_q\,s_q\,d_q\,i_q\,g_q\,b_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma\,i_\gamma\,g_\gamma\,b_\gamma$$

En este caso, los factores de inclinación (i), pendiente (b) y terreno (g) son:

$i_c = i_q = i_\gamma = 1$

$g_c = g_q = g_\gamma = 1$

$b_c = b_q = b_\gamma = 1$

De ahí que la ecuación de capacidad portante queda como sigue:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q = \gamma D_f$$

Como c = 0 y D_f = 0, entonces:

$$q_u = 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

De la Tabla J.4 , para ϕ' = 30°, los factores de capacidad portante son:

$N_\gamma = 15{,}1$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\frac{B'}{L'} \geq 0{,}6$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)(1) = 0{,}6$$

Factores de profundidad

$$d_\gamma = 1{,}0$$

Luego, reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tiene que:

$$q_u = 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (0{,}5)(18)(B)(15{,}1)(0{,}6)(1{,}0)$$

$$q_u = 81{,}54\,B \qquad [1]$$

Por otro lado, la carga máxima segura de apoyo es:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Como $D_f = 0$

$$q_s = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_u = (300)(3) = 900 \;\; \textbf{kPa} \qquad [2]$$

Reemplazando [2] en [1] se tendrá que:

$$900 = 81{,}54\,B \Rightarrow \qquad B = 11{,}04\ m$$

Para este valor del diámetro, mayor a la profundidad del nivel freático, se deberá corregir el peso unitario de la arena.

CASO II $0 \le d \le B$

$$\gamma_c = \gamma' + \frac{d}{B}(\gamma - \gamma')$$

donde γ_c = peso unitario corregido

Luego, el peso unitario corregido es:

$$\gamma_c = (\gamma_{sat} - \gamma_w) + \frac{d}{B}[\gamma - (\gamma_{sat} - \gamma_w)]$$

$$\gamma_c = (19{,}2 - 9{,}8) + \frac{2{,}5}{B}[18 - (19{,}2 - 9{,}8)]$$

$$\gamma_c = (9{,}4) + \frac{21{,}5}{B}$$

Recalculando B con este valor corregido se tiene que:

$$q_u = 0{,}5\,\gamma_c\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$900 = (0{,}5)\left(9{,}4 + \frac{21{,}5}{B}\right)B(15{,}1)(0{,}6)(1)$$

$$900 = 4{,}53\,B\left(9{,}4 + \frac{21{,}5}{B}\right)$$

$$900 = 42{,}58B + 97{,}40$$

De aquí **B = 18,85 m**

B ≥ 18,85 m

b) Vesic

De la Tabla J.4 , para $\phi' = 30°$, el factor de capacidad portante es el siguiente:

$$N_\gamma = 22{,}40$$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\frac{B}{L} \geq \mathbf{0{,}6}$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)(1) = 0{,}6$$

Factores de profundidad

$$d_\gamma = 1{,}0$$

La ecuación de capacidad portante es

$$q_u = 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (0{,}5)(18)(22{,}4)(0{,}6)(1{,}0)B$$

$$q_u = 120{,}96\,B \qquad [3]$$

La carga máxima segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Como D_f = 0, entonces:

$$q_s = \frac{q_u}{FS}$$

$$q_u = (300)(3)$$

$$q_u = 900 \text{ kPa} \qquad [4]$$

Reemplazando (4) en (3) se tiene que:

900 = 120,96 B ⇒ B=7,44 m

Para este valor del diámetro, mayor a la profundidad del nivel freático, se deberá corregir el peso unitario de la arena.

El peso unitario corregido es:

$$\gamma_c = (9,4) + \frac{21,5}{B}$$

Recalculando B con este valor corregido, se tiene que:

$$q_u = 0,5\,\gamma_c\, B' N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

$$900 = (0,5)\left(9,4 + \frac{21,5}{B}\right) B (22,4)(0,6)(1)$$

$$900 = 6,72B\left(9,4 + \frac{21,5}{B}\right)$$

$$900 = 63,17B + 144,48$$

Luego B = 11,96 m

Por lo tanto:

$$B \geq 11,96 \text{ m}$$

PROBLEMA 3

En un terreno compuesto por arena se proyecta construir una edificación cuyos cimientos consisten de zapatas continuas (o corridas) de 2,20 m de ancho y apoyadas a 2,00 m de profundidad (Figura 9.5).
Los ensayos del laboratorio indican que los parámetros de resistencia al corte son c' = 0 y $\phi' = 30°$***.***
El nivel freático se encuentra a 2,00 m de profundidad. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 19 kN/m^3 ***y 20 kN/m***^{3} ***por encima y por debajo del nivel freático, respectivamente, y el peso unitario del agua es 9,8 kN/m***^{3}***.***

Se pide:

a) Determinar la máxima presión segura de apoyo del suelo, aplicando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada. Emplear el método de Vesic.
b) Si al final del proyecto, se determina que los cimientos ejercen sobre el terreno una presión de 275 kPa, determinar el factor de seguridad existente bajo esta condición.

SOLUCIÓN

Se tiene el siguiente esquema:

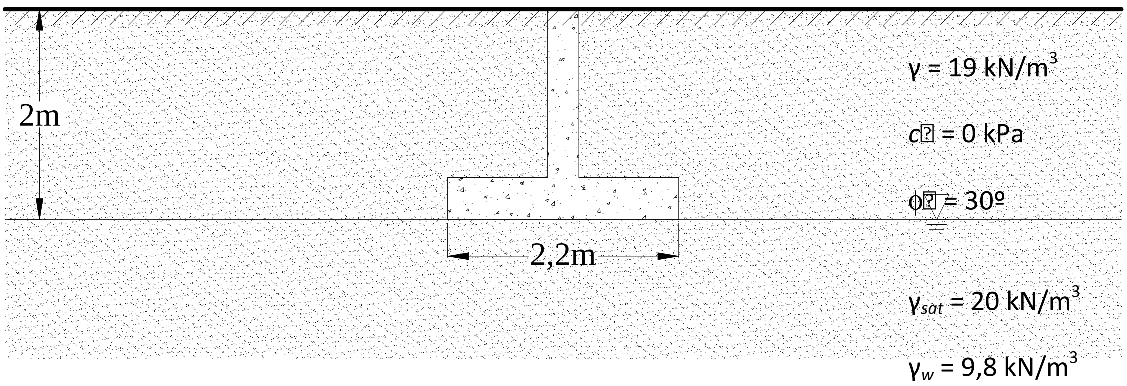


Figura 10.3. Fundación a dos metros de profundidad.

a) Vesic

Según la Tabla J.1 , la ecuación general de capacidad portante es:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

Como c' = 0, entonces:

$$q_u = q\, N_q\, s_q\, d_q + 0{,}5\, \gamma\, B'\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

De la Tabla J.4 para ϕ'= 30°, los factores de capacidad portante son:

$N_q = 18{,}4$ $N_\gamma = 22{,}4$

$2 \tan \phi'(1\text{-sen } \phi)^2 = 0{,}289$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B}{L} \tan\phi'$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\frac{B}{L} \geq 0{,}6$$

Para una fundación continua, B/L ≈ 0, entonces:

$s_q = s_\gamma = 1$

Factores de profundidad

$$\frac{D}{B} = \frac{2}{2{,}20} = 0{,}91 \leq 1 \Rightarrow k = \frac{D}{B} = 0{,}91$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan\phi'(1 - \sin\phi')^2 \cdot k$$

$$d_q = 1 + (0{,}289)(0{,}91) = 1{,}263$$

$$d_\gamma = 1{,}0$$

Dado que el nivel freático se encuentra al nivel de la fundación, será necesario corregir el peso unitario de la arena.

Caso I $0 \leq d_1 \leq D_f$

$$\gamma_c = \gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Donde: γ_c ***= peso unitario corregido***

Luego

$$\gamma_c = \gamma' = (20 - 9{,}8) = 10{,}2$$

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tendrá que:

$$q_u = \gamma D_f N_q s_q d_q + 0{,}5\,\gamma_c B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

$$q_u = (19)(2)(18{,}4)(1)(1{,}263) + (0{,}5)(10{,}2)(2{,}20)(22{,}4)(1{,}0)(1{,}0)$$

$$\boldsymbol{q_u = 1134{,}42\ kPa}$$

La carga máxima segura de apoyo, será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces,

$$q_s = \frac{1134{,}42 - (19)(2)}{3} + (19)(2)$$

$$\boldsymbol{q_s = 403{,}47\ kPa}$$

b) El factor de seguridad

La carga máxima segura de apoyo, será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Despejando el FS se tiene que:

$$FS = \frac{Carga\ \ segura\ \ resistente}{Carga\ \ segura\ \ actuante}$$

$$FS = \frac{q_{seguro} - \gamma D_f}{q_{actuante} - \gamma D_f}$$

Al final del proyecto se determina que los cimientos ejercen sobre el terreno una presión de 275 kPa. Entonces:

$$FS = \frac{403{,}47 - (19)(2)}{275 - (19)(2)}$$

$\Rightarrow$ ***FS = 1,55*** ***(con respecto a la carga máxima segura de apoyo)***

PROBLEMA 4

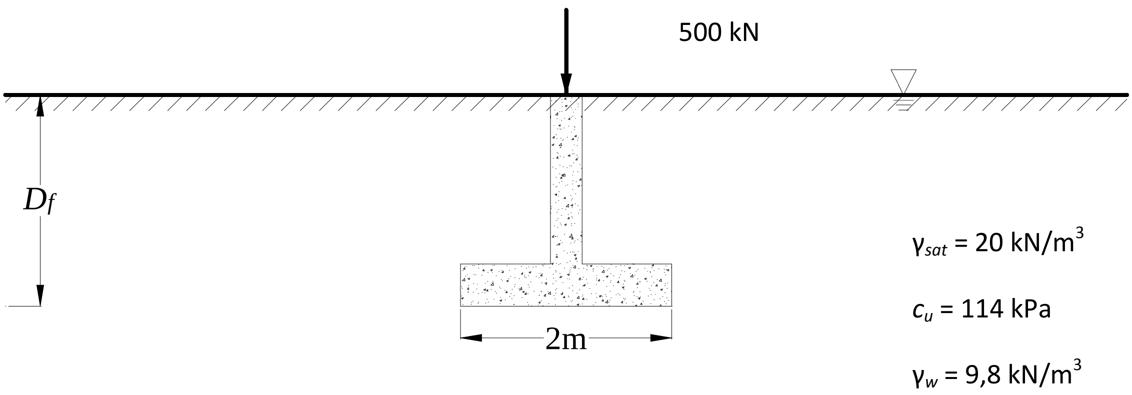
El proyecto de un edificio de cuatro plantas contempla el diseño de zapatas aisladas cuadradas. Debido a la presencia de instalaciones sanitarias y otros cimientos, las zapatas exteriores serán de 2 m x 2 m, y ejercerán una carga segura de 500 kN (Figura 9.6).

El estudio geotécnico indica que el suelo está compuesto de arcilla, con un peso unitario de 20 kN/m^3 y una resistencia no-drenada al corte de 114 kPa. El peso unitario del agua es igual a 9,8 kN/m^3. El factor de seguridad empleado en el análisis es 3 de la carga bruta contra fallas por capacidad portante. El nivel freático se encuentra al nivel del terreno.

Con esta información, se requiere definir la profundidad a la cual deberán apoyarse las zapatas.

Solución

Se tiene el siguiente esquema:



Zapata del edificio.

Empleando el método de Vesic:

La ecuación general de capacidad portante es (Tabla J.1):

$$q_u = c\, N_c\, s_c\, d_c + q\, N_q\, s_q\, d_q + 0{,}5\, \gamma\, B'\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

De la Tabla J.4 , para $\phi' = 0°$, los factores de capacidad portante son los siguientes:

$N_c = 5{,}14$ $N_q = 1{,}00$ $N_\gamma = 0$

$N_q/N_c = 0{,}195$ $2 \tan \phi'(1-\sin \phi')^2 = 0{,}0$

De la Tabla J.5 , se tiene:

Factores de forma

$$s_c' = 0{,}2\,\frac{B}{L}$$

$$s_c' = (0{,}2)\left(\frac{2}{2}\right) = 0{,}2$$

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B}{L}\cdot \tan\phi'$$

$$s_q = 1{,}0 + \left(\frac{2}{2}\right)\cdot \tan(0) = 1{,}00$$

Factores de profundidad

$$d_c' = 0{,}4\,k$$

$$k = \frac{D_f}{B}, \quad para \quad \frac{D_f}{B} \le 1$$

$$k = tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)\ [rad] \quad , para\,\frac{D_f}{B} > 1$$

$$d_q = 1 + 2\,tan\,\phi(1 - sen\,\phi)^2\,k$$

$$d_q = 1{,}00$$

Dado que el nivel freático se encuentra al nivel de la fundación, será necesario corregir el peso unitario de la arcilla, por lo tanto:

$$\gamma_c = \gamma' = (\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

Donde: γ_c ***= peso unitario corregido***

Luego:

$$\gamma_c = \gamma' = (20 - 9{,}8) = 10{,}2$$

La ecuación de capacidad portante queda:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q$$

Asumiendo:

$$\frac{D_f}{B} \le 1 \qquad k = \frac{D_f}{B} \qquad d'_c = 0{,}4\left(\frac{D_f}{B}\right)$$

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tiene que:

$$q_u = (114)(5{,}14)(0{,}2)\left(0{,}4\frac{D_f}{2}\right) + (20)(D_f)$$

$$q_u = (117{,}19)(0{,}2D_f) + 20\,D_f$$

$$q_u = 43{,}44\,D_f \qquad \textbf{[1]}$$

Por otro lado la carga segura actuante, será:

$$q_s = \frac{500}{(2)(2)}$$

$$\boldsymbol{q_s = 125\ kPa}$$

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

Entonces se tendrá que:

$$125 = \frac{q_u - (20)D_f}{3} + (20)D_f \qquad \textbf{[2]}$$

Reemplazando [1] en [2] se tiene que:

$$125 = \frac{(43{,}44D_f) - (20)D_f}{3} + (20)D_f$$

$$375 = 83{,}44\,D_f$$

D_f = 4,49 m

Como D_f > B, entonces lo asumido no es correcto, entonces:

$$k = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)\ [\text{rad}] \quad , \text{para } \frac{\text{D}_\text{f}}{\text{B}} > 1$$

$$d_c' = 0{,}4\,k$$

$$d_c' = 0{,}4\ tan^{-1}\left(\frac{D_f}{2}\right)$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1-\sin\phi)^2\,k$$

$$d_q = 1{,}00$$

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tendrá que:

$$q_u = (114)(5{,}14)(0{,}2)\left(0{,}4\,tan^{-1}\left(\frac{D_f}{2}\right)\right) + (20)(D_f)$$

$$q_u = 46{,}88\left(tan^{-1}\left(\frac{D_f}{2}\right)\right) + (20)(D_f)$$

[1]

Carga segura actuante, será:

$$q_s = \frac{500}{(2)(2)}$$

q_s = 125 kPa

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

$$\Rightarrow \quad 125 = \frac{q_u - (20)D_f}{3} + (20)D_f \qquad [2]$$

Reemplazando [1] en [2] se tendrá que:

$$125 = \frac{46{,}88\left(\tan^{-1}\left(\frac{D_f}{2}\right)\right) + (20)(D_f) - (20)(D_f)}{3} + (20)(D_f)$$

$$125 = \frac{q_u - (20)D_f}{3} + (20)D_f$$

$$375 = 46{,}88 \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{2}\right) + (60)D_f$$

La profundidad será:

$$\boldsymbol{D_f = 5{,}30\ m}$$

Como D_f > B, entonces lo asumido es correcto.

PROBLEMA 5

La columna de una estructura metálica será apoyada sobre una zapata aislada cuadrada (Figura 9.7). El nivel de fundación se encuentra a 1,22 m de profundidad y la superestructura transmite a la fundación una carga segura de 667,4 kN, con un factor de seguridad de 3.
Se ha determinado que el suelo se compone de una arena con peso unitario húmedo de 16,51 kN/m³ y un peso unitario saturado de 18,55 kN/m³. El agua tiene un peso unitario de 9,8 kN/m³ y el nivel freático se encuentra a 0,61 m de la superficie del terreno. Ensayos efectuados sobre muestras no disturbadas del suelo indican que c' = 0 y ϕ' = 34º.

Se requiere encontrar la dimensión mínima de la zapata.

Solución

Se tiene el siguiente esquema:

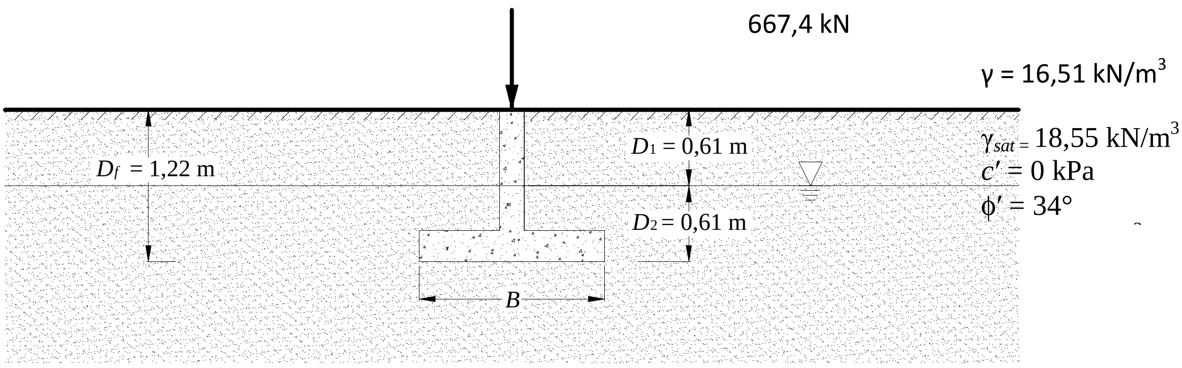


Figura 10.5. Zapata donde se apoya la estructura metálica.

Empleando el método de Vesic.
La ecuación general de capacidad portante es (Tabla J.1):

$$q_u = c\, N_c\, s_c\, d_c + q\, N_q\, s_q\, d_q + 0{,}5\, \gamma\, B'\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

Dado que c' = 0, se tiene que:

$$q_u = q\, N_q\, s_q\, d_q + 0{,}5\, \gamma\, B'\, N_\gamma\, s_\gamma\, d_\gamma$$

De la Tabla J.4, para ϕ' = 34°, los factores de capacidad portante son:

$N_q = 29{,}4$ $\quad\quad$ $N_\gamma = 41{,}0$

$2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 = 0{,}262$

De la Tabla F.5 , se tiene

Factores de forma

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B}{L} \tan \phi'$$

$$s_q = 1{,}0 + \left(\frac{B}{B}\right) \tan(34) = 1{,}675$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4 \frac{B}{L} \geq \mathbf{0{,}6}$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)\left(\frac{B}{B}\right) = \mathbf{0{,}6}$$

Factores de profundidad

$$k = \frac{D_f}{B}, \quad para \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$k = tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \; [rad] \quad , para \frac{D_f}{B} > 1$$

Asumiendo que:

$$\frac{D_f}{B} \leq 1 \quad \Rightarrow \quad k = \frac{D_f}{B} = \frac{1{,}22}{B}$$

Se tiene que:

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 k$$

$$d_q = 1 + (0{,}262)\left(\frac{1{,}22}{B}\right) = 1 + \frac{0{,}320}{B}$$

$$d_\gamma = 1{,}00$$

La corrección de la sobrecarga debido a la presencia del nivel freático:

CASO I $0 \le d_1 \le D_f$

$$q = D_1\gamma + D_2(\gamma_{sat} - \gamma_w)$$

$$q = (0{,}61)(16{,}51) + (0{,}61)(18{,}55 - 9{,}8)$$

q = 15,41 kPa

Además el término γ de la ecuación de capacidad portante debe ser reemplazado por el peso unitario sumergido ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$)

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w = 18{,}55 - 9{,}8$$

γ' = 8,75 kN/m³

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tendrá que:

$$q_t = q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q_u = (15{,}41)(29{,}4)(1{,}675)\left(1 + \frac{0.320}{B}\right) + (0{,}5)(8{,}75)(B)(41)(0{,}6)(1{,}0)$$

$$q_u = 758{,}87 + \frac{242{,}84}{B} + (107{,}63)B \qquad \textbf{[1]}$$

Por otro lado la carga segura actuante será:

$$q_s = \frac{Q_s}{Area} = \frac{667{,}4}{B^2}$$

Aclaración necesaria:

$$q_s = \frac{q_u - q_o}{FS} + q_o$$

Donde: $q_n = q_u - q_o$

Debe notarse también:

$$q_n = q'_u - q'_o$$

$$q_n = q_u - u_1 - (q_0 - u_2)$$

Como el Nivel Freático permanece en la misma posición $\Rightarrow u_1 = u_2$

$$q'_n = q_n = q_u - q_o$$

$$q_s = \frac{q_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

$$\frac{667{,}4}{B^2} = \frac{q_u - 21{,}41}{3} + 21{,}41$$

$$\frac{2002{,}2}{B^2} - 64{,}23 = q_u - 21{,}41$$

$$q_u = \frac{2002{,}2}{B^2} - 42{,}82$$

[2]

Combinando [1] y [2] se tiene que:

$$758{,}87 + \frac{242{,}84}{B} + (107{,}63)B = \frac{2002{,}2}{B^2} - 42{,}82$$

$$2002{,}2 - 42{,}82B^2 = 758{,}87B^2 + 242{,}84B + 107{,}63B^3$$

$$107{,}63B^3 + 801{,}69B^2 + 242{,}84B - 2002{,}2 = 0$$

Resolviendo se tiene que:

B = 1,33 m

(Como D_f < B, entonces la ecuación supuesta para el factor k es la correcta.)

PROBLEMA 6

En un terreno compuesto por arena fuerte por encima y por un estrato de arena de arena débil se proyecta construir una edificación cuyos cimientos consisten de zapatas de base de 2,0 m y de largo de 3,0 m, el nivel de fundación se encuentra a 1,50 m de profundidad (Figura 10.6).
Los ensayos en campo de CPTu y de laboratorio indican que los parámetros de resistencia al corte del primer estrato son $c' = 0$ kPa y $\phi' = 40^o$; del segundo son $c' = 0$ kPa y $\phi' = 34^o$. El nivel freático no se ha detectado en campo, ni en gabinete del laboratorio. Los resultados de laboratorio indican que los pesos unitarios de la arena son 18 kN/m^3 y 19 kN/m^3 del primer y segundo estrato respectivamente.

Se pide determinar la carga última de apoyo por el método de suelos estratificados,(suelo fuerte bajo suelo débil).

Solución

Se tiene el siguiente esquema:

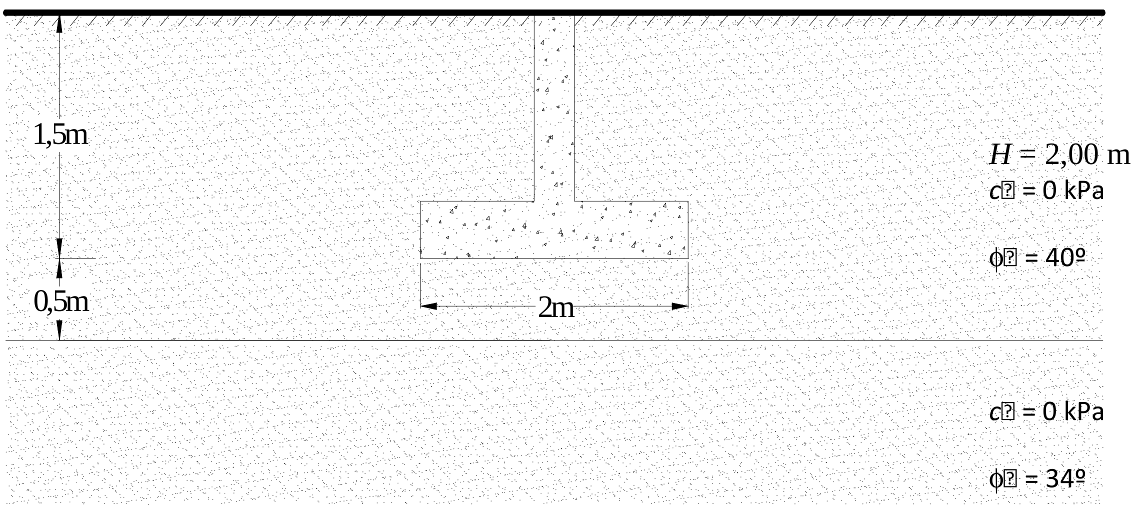


Figura 10.6. Fundación y parámetros del suelo.

Usamos el método de Meyerhof . La ecuación de capacidad portante para este método es :
Caso II. Arena fuerte sobre arena débil:

$$q_u = \left(\gamma_1 (D_f + H) N_{(2)} F_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 B\, N_{\gamma(2)} F_{\gamma s(2)} \right) + \gamma_1 H^2 \left(1 + \frac{B}{L}\right)\left(1 + \frac{2D_f}{H}\right) \frac{K_s \tan \phi_1}{B} - \gamma_1 H \le q_t$$

Donde:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)} F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)} F_{\gamma s(1)}$$

y además:

$$\frac{q_2}{q_1} = \frac{\gamma_2 N_{\gamma(2)}}{\gamma_1 N_{\gamma(1)}}$$

Para los estratos según el Anexo F.4 ; los factores de capacidad portante son:

Para el estrato superior ; para $\phi_1 = 40^o$ se tiene que:

$N_{q1} = 64{,}1$ $N_{\gamma 1} = 93{,}6$

Para el estrato inferior ; para $\phi_1 = 40^o$ se tiene que:

$N_{q2} = 29{,}4$ $N_{\gamma 2} = 31{,}1$

Para el estrato superior:

$$F_{qs(1)} = F_{\gamma s(1)} = 1 + 0{,}1K_p \frac{B}{L} \qquad [1]$$

Donde:

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

$$K_p = tan^2\left(45 + \frac{40}{2}\right) = 4{,}599 \qquad [2]$$

Reemplazando [2] en [1] se tiene que:

$$F_{qs(1)} = F_{\gamma s(1)} = 1 + 0{,}1(4{,}599)\left(\frac{2}{3}\right) = 1{,}31$$

Para el estrato inferior:

$$F_{qs(2)} = F_{\gamma s(2)} = 1 + 0{,}1K_p \frac{B}{L} \qquad [3]$$

Donde:

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

$$K_p = tan^2\left(45+\frac{34}{2}\right)=3{,}54$$

[4]

Reemplazando [4] en [3] se tiene que:

$$F_{qs(2)} = F_{\gamma s(2)} = 1+(0{,}1)(3{,}54)\left(\frac{2}{3}\right)=1{,}236$$

$$\frac{q_2}{q_1}=\frac{(19)(31{,}1)}{(18)(93{,}6)}=0{,}3507$$

Ingresando en la siguiente figura 9.1 (de la introducción) tenemos :

$$k_s \cong 6{,}8$$

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante de Meyerhof :

$$q_u = \left(\gamma_1(D_f + H)N_{(2)}F_{qs(2)} + \frac{1}{2}\gamma_2 B\, N_{\gamma(2)}F_{\gamma s(2)}\right) + \gamma_1 H^2\left(1+\frac{B}{L}\right)\left(1+\frac{2D_f}{H}\right)\frac{K_s \tan\phi_1}{B} - \gamma_1 H$$

$$q_u = \left[18(1{,}5+0{,}5)(29{,}4)(1{,}236)+\left(\frac{1}{2}\right)(19)(2)(31{,}1)(1{,}236)\right]+(18)(0{,}5)^2\left(1+\frac{2}{3}\right)\left(1+\frac{1{,}5}{0{,}5}\right)\frac{6{,}8\tan(40)}{2}-(18)(0{,}5)$$

q_u = 2115,12 kPa

Reemplazando en la ecuación de capacidad portante del estrato superior se tiene que:

$$q_t = \gamma_1 D_f N_{q(1)}F_{qs(1)} + \frac{1}{2}\gamma_1 B N_{\gamma(1)}F_{\gamma s(1)}$$

$$q_t = (18)(1{,}5)(64{,}1)(1{,}31)+\left(\frac{1}{2}\right)(18)(2)(93{,}6)(1{,}31)$$

$q_t = 4474{,}305$ ***kPa***

Como: $q_u \le q_t$

Entonces:

q_u = 2115.12 kPa

PROBLEMA 7

Se desea construir un edificio para lo que se realiza un estudio de suelos que dan los siguientes resultados γ=17 kN/m^3, c' = 6 kPa, ϕ' = 33º; como se muestra en la Figura 10.7. Una vez construido las zapatas se ha detectado que la carga no está aplicada sobre el centro de la zapata de fundación, se desea determinar la carga segura de apoyo si se ha encontrado una excentricidad de e_B = 0,35 m, e_L = 1,0 m. En las zapatas de B = 2,0 m y de L = 4,0 m con un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada.

Usar el método de fundaciones con excentricidad en dos direcciones propuesto por Das.

Solución

Se tiene el siguiente esquema:

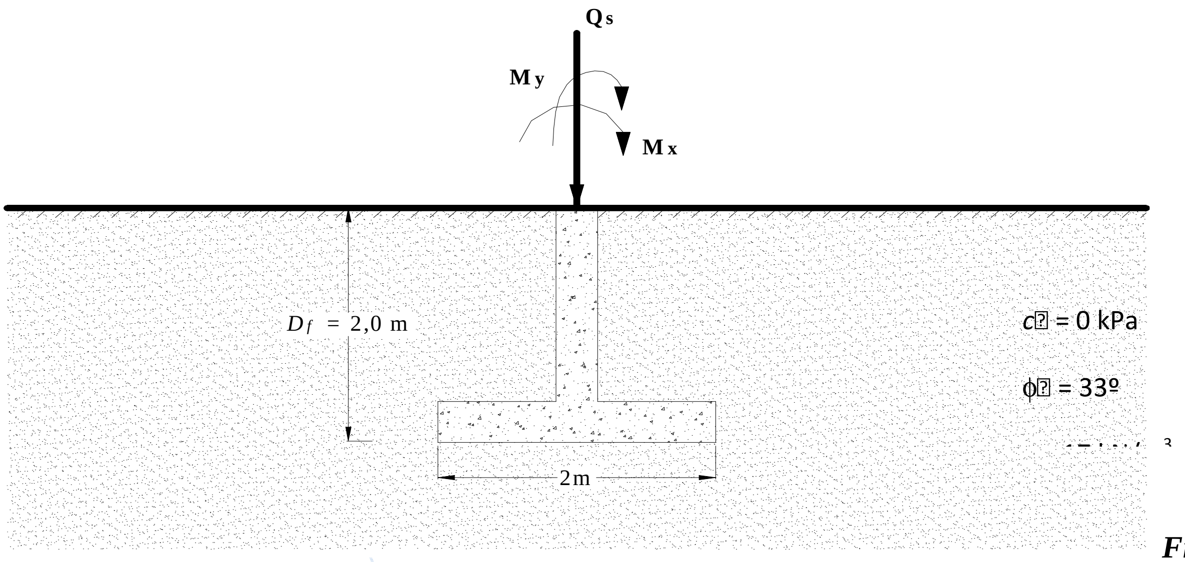


Figura 10.7. Cargas sobre la fundación

Dado que: $e_L = 1{,}0\ \text{m}$***, entonces se tendrá que:***

$$\frac{e_L}{L} \geq \frac{1}{6}$$

$$\frac{e_B}{B} \geq \frac{1}{6}$$

Se tiene el Caso I de fundaciones con excentricidad, por lo tanto:

$e_B = 0{,}35\ \text{m}.$

Se tiene el siguiente esquema:

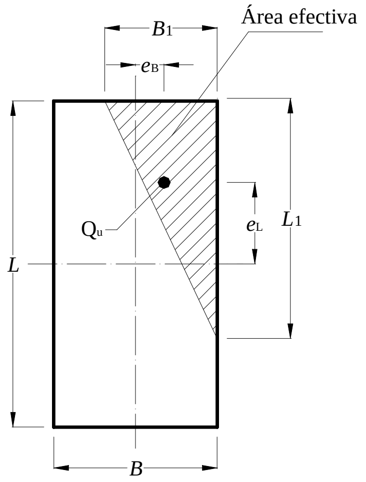


Figura 10.8. Área efectiva de apoyo en la fundación.

En donde:

$$A' = \frac{1}{2} B_1 L_1$$

Y además:

$$B_1 = B\left(1{,}5 - \frac{3e_B}{B}\right)$$

$$L_1 = L\left(1{,}5 - \frac{3e_L}{L}\right)$$

La longitud efectiva (L') es la más larga de las dos dimensiones L_1 o de B_1 y además B' es :

$$B' = \frac{A'}{L_1}$$

$$B_1 = B\left(1{,}5 - \frac{3e_B}{B}\right)$$

$$B_1 = 2\left(1{,}5 - \frac{3(0{,}35)}{2}\right)$$

B_1 = 1,95 m

$$L_1 = L\left(1{,}5 - \frac{3e_L}{L}\right)$$

$$L_1 = 4\left(1{,}5 - \frac{3(1)}{4}\right)$$

L_1 = 3 m

Entonces la longitud más larga es L_1 = 3 m, y el área efectiva es:

$$A' = \frac{1}{2}(B_1 L_1) = 0{,}5(1{,}95)(3)$$

A' = 2,925 m

$$B' = \frac{A'}{L'} = \frac{2{,}925}{3}$$

B' = 0,975 m

Entonces en la ecuación de capacidad portante se tiene que:

$$q_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + q\,N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\,\gamma\,B'\,N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

De la Tabla J.4 para ϕ' = 33°, los factores de capacidad portante son:

N_c = 38,64 N_q = 26,09 N_γ = 35,19

Para evaluar los factores de forma se debe usar la longitud efectiva, y el ancho efectivo:

N_q/N_c = 0,675 2 tan ϕ' (1-sin ϕ')^2 = 0,2693

De la Tabla J.5, se tiene para B = 2 m

Factores de forma

$$s_c = 1{,}0 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B'}{L'}$$

$$s_c = 1{,}0 + (0{,}675)\left(\frac{0{,}975}{3}\right) = 1{,}22$$

$$s_q = 1{,}0 + \frac{B'}{L'} tan\ \phi'$$

$$s_q = 1{,}0 + \left(\frac{0{,}975}{3}\right) tan\ (33) = 1{,}21$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - 0{,}4\frac{B'}{L'} \geq \mathbf{0{,}6}$$

$$s_\gamma = 1{,}0 - (0{,}4)\left(\frac{0{,}975}{3}\right) = 0{,}87$$

Para determinar los factores de profundidad se debe utilizar los valores de L y de B de la zapata sin considerar la respectiva excentricidad.

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}4\frac{D_f}{B}$$

$$d_c = 1 + 0{,}4\left(\frac{2}{2}\right) = 1{,}4$$

$$d_q = 1 + 2\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2\ \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan(33)(1 - \sin\ (33))^2\left(\frac{2}{2}\right) = 1{,}269$$

$\boldsymbol{d_\gamma = 1}$

Factores de inclinación

$$\boldsymbol{i_c = i_q =} \left(1 - \frac{\beta^o}{90^o}\right) = \left(1 - \frac{0^o}{90^o}\right) = 1$$

$$\boldsymbol{i_\gamma =} \left(1 - \frac{\beta^o}{\varphi^o}\right) = \left(1 - \frac{0^o}{33^o}\right) = 1$$

Además:

$q = \gamma D_f = 17(2) = 34$ ***kPa.***

Luego, reemplazando en la ecuación de capacidad portante, se tiene que:

$$q'_u = c\,N_c\,s_c\,d_c + (\gamma D_f)N_q\,s_q\,d_q + 0{,}5\gamma B' N_\gamma\,s_\gamma\,d_\gamma$$

$$q'_u = 6(38{,}64)(1{,}22)(1{,}4) + 34(26{,}09)(1{,}21)(1{,}2693) + \frac{1}{2}(17)(0{,}975)(35{,}19)(0{,}87)(1)$$

Entonces:

q'_u = 2012,85 kPa

Luego la carga segura será:

$$q'_s = \frac{q'_u - \gamma D_f}{FS} + \gamma D_f$$

$$q'_s = \frac{2012{,}85 - 2(17)}{3} + 2(17)$$

q'_s = 693,62 kPa

PROBLEMA 8

Se ha planificado la construcción de una zapata flexible a 1,5 m de profundidad. La zapata tendrá un ancho de 2 m, un largo de 3 m y un espesor de 0,3 m en la base, estará constituida por hormigón armado con un peso unitario de 25 kN/m^3. La columna que llegue a la base de la zapata tendrá un ancho de 0,3 m x 0,3 m y recibirá una carga vertical de 650 kN y una carga horizontal de 50 kN en la dirección del ancho, al nivel natural del terreno.
Se ha realizado un estudio geotécnico en el sitio y se ha determinado que el perfil del suelo está constituido por una arcilla homogénea que yace sobre una roca muy dura y muy poco permeable a 4 m de profundidad. los parámetros de resistencia son c_u = 45 kPa, ϕ' = 0º. Se ha ubicado el nivel freático a 0,5 m por debajo la superficie. El peso unitario del suelo por encima de este corresponde al 18 kN/m^3 y 20 kN/m^3 para el suelo saturado.

Determine el factor de seguridad en la capacidad de apoyo.

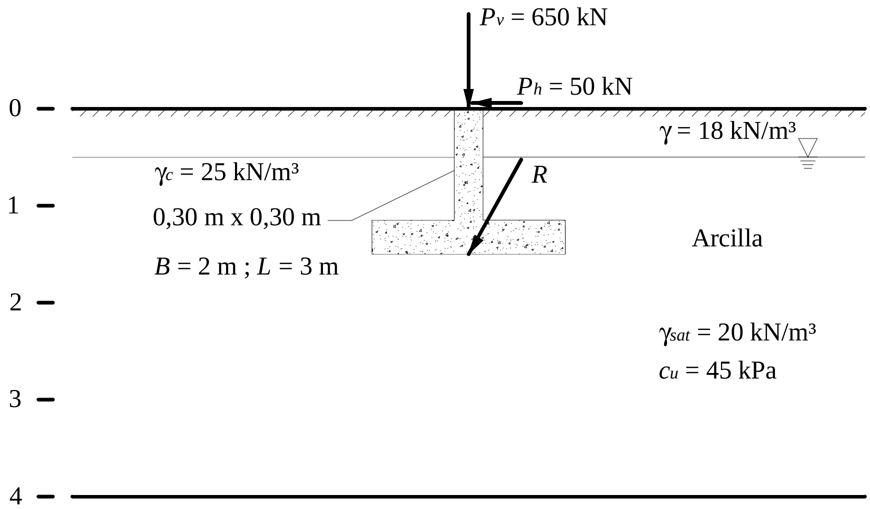


Figura 10.9. Carga inclinada actuante en la fundación.

Solución

El factor de seguridad para este tipo de cargas puede ser evaluado utilizando el método de Meyerhof, por lo que se tendrá que:

$$\sum F = P_z + P_s + P_v$$

$$\sum F = (25)[(2)(3)(0{,}3)+(0{,}3)(0{,}3)(1{,}2)]+(18)[(2)(3)(0{,}5)-(0{,}3)(0{,}3)(0{,}5)]+(20)[(2)(3)(0{,}7)-(0{,}3)(0{,}3)(0{,}7)]+650$$

$$\sum F = 833{,}63 \ \boldsymbol{kPa}$$

$$tan\ \beta = \frac{e}{1{,}50}$$

$$tan\ \beta = \frac{50}{833{,}63}$$

Entonces:

$$\beta = 3{,}432^{o}$$

$e = (1{,}5)(tan\ 3{,}432)$ ***e = 0,09 m***

$B' = B - 2e = 2 - (2)(0{,}09)$ ***; B' = 1,82 m***

L' = 3 m

Entonces:

$$q'_u = c\,N_c F_{cs}\,F_{cd}\,F_{ci} + q\,N_q\,F_{qs}\,F_{qd}\,F_{qi} + 0{,}5\gamma B' N_\gamma\,F_{\gamma s}\,F_{\gamma d}\,F_{\gamma i}$$

Para los valores de:

c = 45 kPa
ϕ' = 0 º

Se tiene que:

q = (0,5)(18)+(1)(20) = 29 kPa

Para este caso:

N_c = 5,14
N_q = 1,00
N_γ = 0,00

Factores de forma

$$F_{cs} = 1 + \frac{B'}{L'}\frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{1{,}82}{3}\frac{1{,}00}{5{,}14} = 1{,}118$$

$$F_{qs}=1+\frac{B'}{L'}tan\phi'=1{,}000$$

Factores de profundidad $\frac{D_f}{B}=\frac{1{,}5}{2}\leq 1$

$$F_{cd}=1+0{,}4\frac{D_f}{B}=1+0{,}4\frac{1{,}5}{2}=1{,}300$$

$$F_{qd}=1{,}000$$

Factores de inclinación

$$F_{ci}=F_{qi}=\left(1-\frac{\beta}{90}\right)^2=\left(1-\frac{3{,}432}{90}\right)^2=0{,}925$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u'=(45)(5{,}14)(1{,}118)(1{,}3)(0{,}925)+(29)(1)(1)(1)(0{,}925)$$

q'_u **= 337,78 kPa**

Entonces:

$$Q_u=q_u'\,B'L'=(337{,}78)(1{,}77)(3)$$

Q_u **= 1793,61 kN**

La capacidad máxima de apoyo es:

$$q_{max}=\frac{Q}{BL}\left(1+\frac{6e}{B}\right)=\frac{833{,}63}{(2)(3)}\left(1+\frac{(6)(0{,}09)}{2}\right)$$

q_{max} **= 176,45 kPa**

La capacidad mínima de apoyo es:

$$q_{min}=\frac{Q}{BL}\left(1-\frac{6e}{B}\right)=\frac{833{,}63}{(2)(3)}\left(1-\frac{(6)(0{,}09)}{2}\right)$$

q_{min} ***= 101,42 kPa***

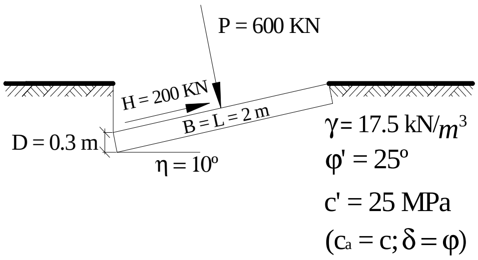
El facto de seguridad será:

$$FS = \frac{q'_u}{q_{max}} = \frac{337{,}78}{176{,}45}$$

FS = 1,91

PROBLEMA 9

Para la Figura 9.10, se pide determinar la máxima capacidad segura de apoyo utilizando el método de Hansen, con un factor de seguridad de 4 sobre la carga bruta.



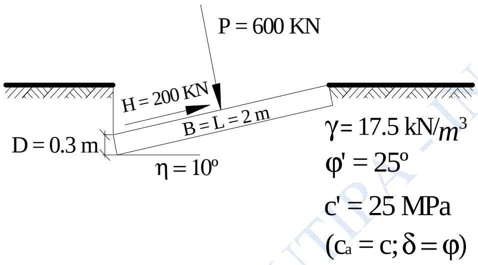


Figura 10.10. Características de la fundación.

Solución

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Los parámetros de resistencia son:

$$c' = 25\ KPa$$
$$\varphi' = 25^o$$

Pesos y sobre cargas

$$q = \gamma\, D = 17.5x0.3 = 5.25\,[KPa]$$

$$\gamma = 17.5\left[\frac{KN}{m^3}\right]$$

Factores de capacidad de apoyo

$$N_c = 20.71 \quad ; \quad N_q = 10.7 \quad ; \quad N_\gamma = 6.8$$

Factores de profundidad

$$\frac{D}{B} = \frac{D}{B'} = \frac{D}{L'} = \frac{0.3}{2} = 0.15 \quad \Rightarrow \quad \kappa = 0.15$$

$$d_c = 1 + 0.4\kappa = 1 + 0.4x0.15 = 1.060$$

$$d_q = 1 + 2\ \tan\varphi(1 - sen\varphi)^2\kappa = 1 + 2\cdot\tan 25(1 - \sin 25)^2\cdot 0.15 = 1.047$$

$$d_\gamma = 1$$

Factores de inclinación

$$V + A_f c_a \cot\varphi = 600 + 2\cdot 2\cdot(25)/\tan 25 = 814.45$$

$$c_a = c'$$

$$\alpha_1 = 3$$

$$\Rightarrow \quad Máximos \quad reales$$

$$\alpha_2 = 4$$

Por lo tanto:

$$i_q = \left[1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right]^{\alpha_1} = \left[1 - \frac{0.5x200}{814.45}\right]^3 = 0.675$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{\left(0.7 - \frac{\eta^o}{450}\right)H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right]^{\alpha_2} = \left[1 - \frac{\left(0.7 - \frac{10}{450}\right)200}{814.45}\right]^4 = 0.483$$

$$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q - 1} = 0.675 - \frac{1-0.675}{10.7-1} = 0.641$$

Factores de forma

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L} = 1 + \frac{10.7}{20.71}x\frac{2}{2} = 1.517$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\sin\varphi = 1 + \frac{1}{1}\sin 25^{o} = 1.427$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L} \geq 0.6 \quad ; \quad s_\gamma = 1 - 0.4\frac{1}{1} = 0.6$$

Para carga inclinada, se tiene que:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B' i_c}{L'}$$

Factores de base:

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147} = 1 - \frac{10}{147} = 0.932$$

$$b_q = e^{\left(-2x10x\frac{\pi}{180}x\tan 25\right)} = 0.850$$

$$b_\gamma = e^{\left(-2.7x10x\frac{\pi}{180}x\tan 25\right)} = 0.803$$

Factores d terreno:

$$\beta = 0^{o} \quad \Rightarrow \quad g = 1$$

Por lo tanto reemplazando todos los valores en la ecuación de capacidad portante tenemos.

$$q_u = 25\cdot 20.71\cdot 1.517\cdot 1.060\cdot 0.641\cdot 1\cdot 0.932 + 5.25\cdot 10.7\cdot 1.427\cdot 1.047\cdot 0.675\cdot 1\cdot 0.850 + .5\cdot 17.5\cdot 2\cdot 6.8\cdot 0.6\cdot 1\cdot 0.483\cdot 1\cdot 0.803$$

$$q_u = 497.38 + 48.15 + 27.69$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 573.2 \text{ KPa}$$

La carga segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{5+3.2}{4} = 143.3 \text{ KPa}$$

$$\mathbf{q_s = 143.3 \text{ KPa}}$$

PROBLEMA 10

Calcule la carga máxima admisible para la zapata que se muestra en la Figura 10.12.

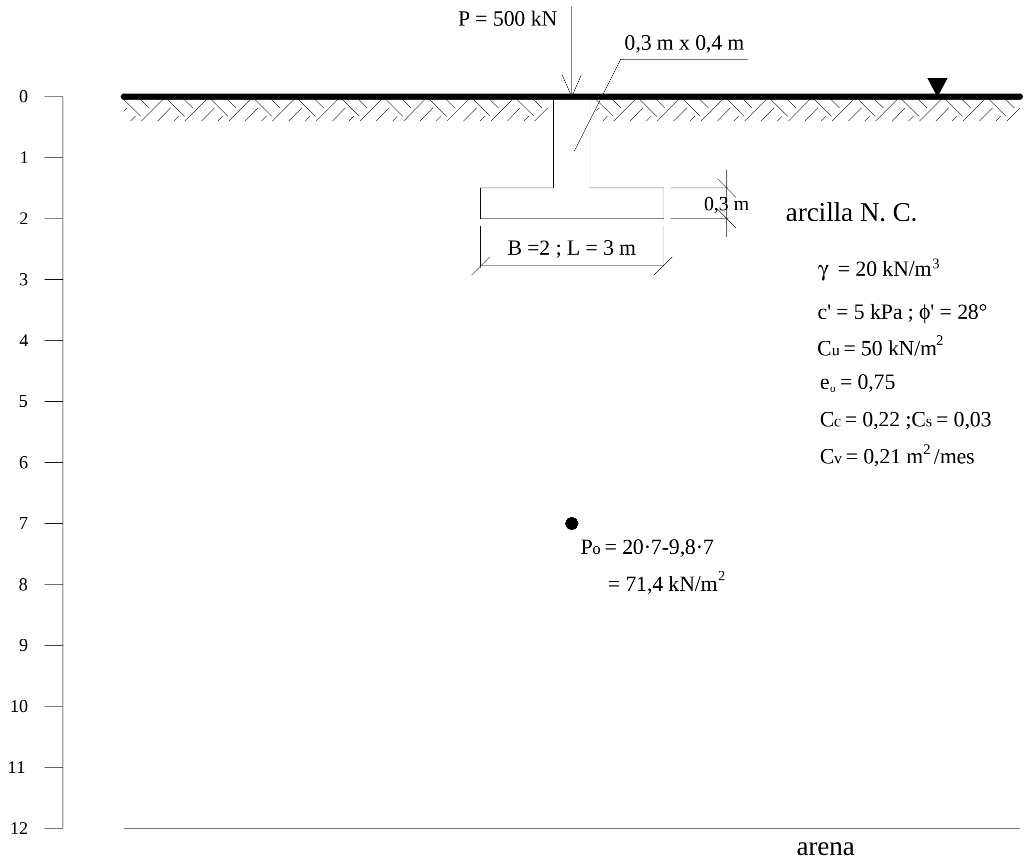


Figura 10.12. Perfil de suelo.

Solución.

Capacidad máxima segura de apoyo

La capacidad máxima segura de apoyo se expresa mediante la ecuación propuesta por Vesic es:

$$q_u = cN_cS_cd_c + qN_qS_qd_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma S_\gamma d_\gamma$$

En una construcción común en arcilla, la condición más desfavorable es a corto plazo en condiciones no drenadas. Por lo tanto:

$$C_u = 50\ kN/m^2 \quad \text{y} \quad \varphi = 0$$

Factores de capacidad de apoyo.

$N_c = 5{,}14\ ;\ N_q = 1{,}00\ ;\ N_\gamma = 0\ ;\ N_q / N_c = 0{,}195\ ;\ 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi) = 0$

Factores de forma:

$$S_{c(v)} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0{,}195 \cdot \frac{2}{3} = 1{,}13$$

$$S_{q(v)} = 1 + \frac{B}{L} \tan\varphi = 1$$

Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}4 \cdot K$$
$$D/B = 2/2 = 1 \Rightarrow K = ar\tan D/B = 0{,}785$$
$$d_c = 1{,}314$$
$$d_q = 1$$

Reemplazando los factores calculados en la ecuación de capacidad máxima segura de apoyo propuesta por Vesic, se tiene:

$$q_u = 50 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}13 \cdot 1{,}314 + 20 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 421{,}7\ kN/m^2$$

La carga máxima segura de apoyo se define como:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma \cdot D}{FS} + \gamma \cdot D$$

Entonces:

$$q_s = \frac{421{,}7 - 20 \cdot 2}{3} + 20 \cdot 2$$

La capacidad segura de apoyo será:

$q_s = 167{,}2\ kN/m^2$

La carga neta segura es entonces:

$q_n = 167{,}20 - 2 \cdot 20 = 127{,}20\ kN/m^2$

Si el incremento de esfuerzo es $127{,}20\ kN/m^2$

Entonces:

$$\left.\begin{array}{l} z = 0 \Rightarrow \Delta P_t = 127{,}20\ kN/m^2 \\ z = 5\ m \Rightarrow \Delta P_m = 13{,}16\ kN/m^2 \\ z = 10\ m \Rightarrow \Delta P_m = 3{,}55\ kN/m^2 \end{array}\right\} \Delta P_{av} = \frac{127{,}20 + 4 \cdot 13{,}16 + 3{,}55}{6} = 30{,}68\ kN/m^2$$

$$S_{oed} = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$$

$$S_{oed} = \frac{0.22 \cdot 10 \times 10^3}{1 + 0.75} \log \frac{71.4 + 30.68}{71.4}$$

$S_{oed} = 195\ mm.$

El asentamiento tolerable será:

$S_T = 75\ mm$

El asentamiento correspondiente al incremento de carga es superior al admisible, por lo tanto se intenta con una nueva carga.

$q_n = 50\ kN/m^2$

$$\Delta P_{av} = \frac{50}{127,3} \cdot 30,68 = 12,05\ kN/m^2$$

$$S_{oed} = \frac{0.22 \cdot 10 \times 10^3}{1+0.75} \log \frac{71.4+12.05}{71.4}$$

$$S_{oed} = 85.1\ \mathrm{mm}$$

Nuevamente el valor encontrado de asentamiento es mayor al valor admisible, por lo tanto se intenta una vez más.

$$q_n = 40\ kN/m^2$$

$$\Delta P_{av} = \frac{40}{127,3} \cdot 30.68 = 9.64\ kN/m^2$$

$$S_{oed} = \frac{0.22 \cdot 10 \times 10^3}{1+0.75} \log \frac{71.4+9.64}{9.64}$$

$$S_{oed} = 69.1\ mm$$

Se calcula el asentamiento total mediante la corrección propuesta por Burland, aplicada al asentamiento del edómetro.

$$S = 1,1 \cdot S_{oed}$$

$$S = 1,1 \cdot 69,1 = 76\ mm$$

El asentamiento tolerable es:

$$S_T = 76\ mm$$

La carga admisible q_a es entonces:

$$q_a = q_n + \gamma \cdot D$$

$$= 40 + 20 \cdot 2$$

$$q_a = 80\ kN/m^2$$

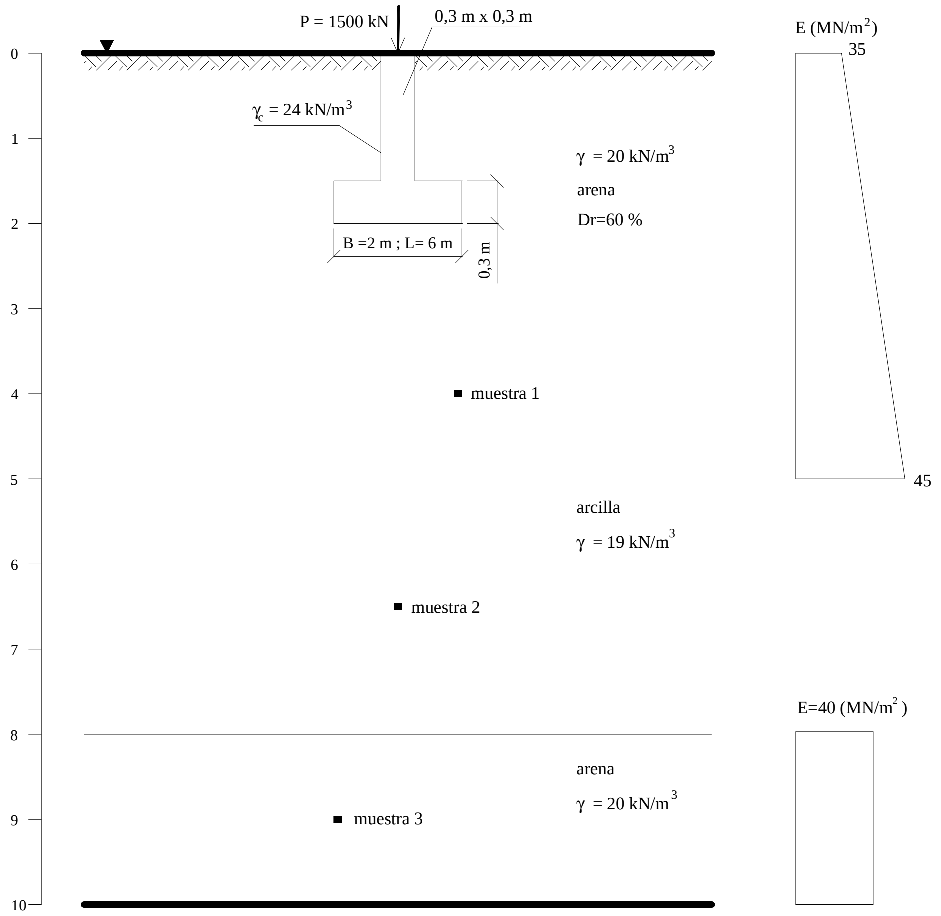
PROBLEMA 11

Se ha realizado la exploración geotécnica de un sitio, la Figura 10.13 muestra el perfil de suelo encontrado y sus propiedades. Se va a construir una zapata flexible y rectangular a 2 m de profundidad, con las dimensiones que se presentan en el esquema. Considere que la zapata se construye en un instante de tiempo, en el que adicionalmente el nivel freático desciende al nivel de fundación y permanece en esa posición por tiempo indefinido. El peso unitario de la arena en la parte no saturada es el 90% del valor en el sector saturado. Asimismo, considere que no existe asentamiento secundario en la arcilla y que el asentamiento inmediato es el 50% del total.

Se pide:

a) Calcular la presión máxima admisible del suelo suponiendo que la presión máxima segura de apoyo es 175 kN/m2 y el asentamiento tolerable de 25 mm.

b) Calcular la capacidad máxima segura de apoyo del suelo, suponiendo que todo el perfil de suelo está constituido por arcilla (estrato de 5 a 8 m), el nivel freático permanece en la superficie y se carga la zapata en incrementos muy pequeños. Utilizar el método de Vesic, con un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada.



Resultados de ensayos para los parámetros de resistencia al corte:

De muestra 1:

Ensayo triaxial CD: C=0 ; φ = 32 º

De muestra 2:

Triaxial UU : Cu = 50 kPa
Veleta : Cu = 45 kPa
Corte directo : c = 0; φ = 34º
Compresión inc: Cu = 55 kPa
Triaxial CU : c = 0 ; φ = 32º
c'= 0 ; φ' = 34º

De muestra 3:

Ensayo triaxial CU : c = 0 ; φ = 33º
c'=0 ; φ' = 36º

SOLUCIÓN.

a) Capacidad máxima admisible de apoyo.

$q_s = 175\ kN/m^2\ ;\ S_T = 25\ mm$

$\text{Carga neta} = 175 - 20.4 = 154.6\ kN/m^2$

El asentamiento en la arena esta dado por:

$$S = C_1 \cdot C_2 \cdot q_n \cdot \sum \frac{I_z}{E} \cdot \Delta z$$

a)

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \cdot \frac{40}{154{,}6} = 0{,}871$$
$$q_n = 154{,}6\ kN/m^2$$
$$\therefore S = 0{,}871 \cdot 1 \cdot 154{,}6 \cdot (0{,}03226) = 4{,}4\ mm$$

b)

$$\therefore S = 0{,}871 \cdot 1 \cdot 154{,}6 \cdot (0{,}0507) = 6{,}8\ mm$$

c)

$$\therefore S = 5\ mm$$

El asentamiento en la arcilla es:

$$\Delta P_{av} = \frac{154{,}6}{142{,}5} \cdot 30{,}71 = 33{,}3\ kN/m^2$$

$$P_o + \Delta P = 64{,}8 + 33{,}3 = 98{,}1$$

$$S_{oed} = \frac{0{,}03 \cdot 3 \times 10^3}{1 + 0{,}75} \log\left(\frac{85}{64{,}8}\right) + \frac{0{,}02 \cdot 3 \times 10^3}{1 + 0{,}75} \log\left(\frac{64{,}8 + 33{,}3}{85}\right)$$

$$= 6{,}06 + 2{,}13 = 8{,}2\ mm \approx 8\ mm$$

$$S = 13\ mm < S_{TOL}\ (25\ mm)$$

La capacidad admisible de apoyo es:

$$\underline{q_a = 175\ kN/m^2}$$

b) La capacidad máxima segura de apoyo del suelo

La ecuación general para la capacidad de apoyo es:

$$q_u = \overset{0}{cN_c S_c d_c i_c g_c b_c} + \cancel{qN_q S_q d_q i_q g_q b_q} + 0{,}5\gamma B N_\gamma S_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Los parámetros de resistencia son:

$c' = 0$ y $\varphi' = 34°$

Los factores de capacidad de apoyo son:

$$N_q = e^{\pi \tan\varphi} \tan^2\left(45 + \frac{\varphi}{2}\right)$$
$$= e^{3{,}14 \cdot \tan 34} \tan^2\left(45 + \frac{34}{2}\right) = 29{,}440$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \frac{1}{\tan 34} = (29.440 - 1) \cdot \frac{1}{\tan 34} = 42.164$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi = 41{,}064$$

Los factores de forma son:

$$S_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi = 1 + \frac{2}{6}\tan 34 = 1.225$$

$$S_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B}{L} = 1 - 0{,}4\frac{2}{6} = 0{,}867$$

Los factores de profundidad son:

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2 \kappa$$
$$D/B = 2/2 = 1 \Rightarrow \kappa = D/B = 1$$

$$d_q = 1 + 2\tan 34 \cdot (1 + \sin 34)^2 \cdot 1 = 1.262$$

$$d_\gamma = 1$$

Los otros factores son iguales a 1

Sobrecarga (q’)

$$q' = 2 \cdot 19 - 9{,}8 \cdot 2 = 18{,}4\ kN/m^2$$

El peso de suelo por debajo el nivel de fundación será:

$$\gamma = 19 - 9{,}8 = 9{,}2\ kN/m^3$$

$$q_u = 18{,}4 \cdot 29{,}440 \cdot 1{,}225 \cdot 1{,}262 + 0{,}5 \cdot 9{,}2 \cdot 2 \cdot 41{,}064 \cdot 0{,}867 \cdot 1$$

$$\mathrm{q_u} = 1165\, kN/m^2$$

$$q_S = \frac{q_u - \gamma \cdot D}{FS} + \gamma \cdot D = \frac{1165 - 19 \cdot 2}{3} + 19 \cdot 2$$

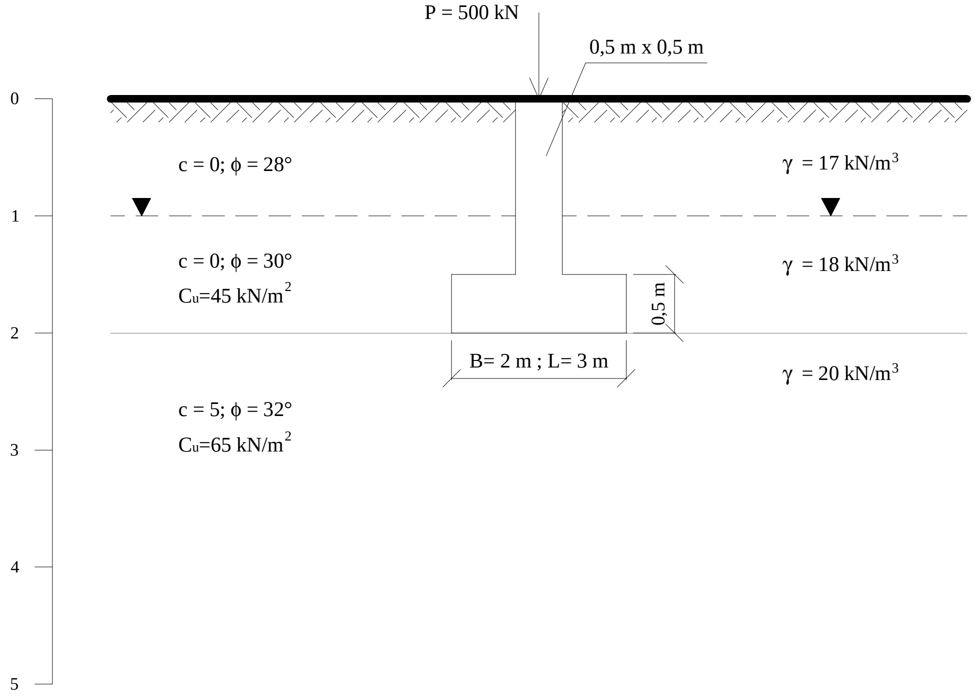
La capacidad segura de apoyo es:

$$\mathrm{q_S} = 414\,\mathrm{kN/m^2}$$

PROBLEMA 12

Para el perfil de suelo que se muestra en la Figura 10.13, se desea calcular la carga máxima segura de apoyo utilizando el método propuesto por Braja M. Das y un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada.

Si:
a) Si se construye la estructura muy lentamente, en un tiempo mayor a 10 años
b) Si se construye la estructura rápidamente, en un tiempo menor a 2 meses



Solución.

El tiempo de construcción de la estructura es considerablemente largo, por lo tanto se darán condiciones drenadas. Se utilizan los parámetros $c = 5\,kPa\,;\,\phi = 32°$.

Se aplicarán además correcciones en el cálculo de la capacidad de apoyo por nivel freático.

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q' \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} + \frac{1}{2} \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d}$$

$$c = 5\,kPa\,;\, q' = 17 \cdot 1 + (18 - 9{,}8) \cdot 1 = 25{,}2\ kN/m^2$$

$\gamma' = 20 - 9{,}8 = 10{,}2\ kN/m^2$

Los factores de capacidad de apoyo son:

$\phi = 32° \Rightarrow N_c = 35{,}49\,;\ N_q = 23{,}18\,;\ N_\gamma = 30{,}22\,;\ N_q / N_c = 0{,}65\,;$
$\tan\phi = 0{,}62$

Los factores de forma son:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L}\cdot\frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{2}{3}\cdot 0{,}65 = 1{,}43$$
$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L}\cdot\tan\phi = 1 + \frac{2}{3}\cdot 0{,}62 = 1{,}41$$
$$F_{\gamma s} = 1 - 0{,}4\cdot\frac{B}{L} = 1 - 0{,}4\cdot\frac{2}{3} = 0{,}73$$

Factores de profundidad son:

$D_f / B = 2/2 = 1 \Rightarrow \textit{condición}\ \ a)$

$$F_{cd} = 1 + 0{,}4\cdot\frac{D_f}{B} = 1 + 0{,}4\cdot\frac{2}{2} = 1{,}4$$
$$F_{qd} = 1 + 2\cdot\tan\phi\cdot(1-\sin\phi)^2\cdot\frac{D_f}{B} = 1 + 2\cdot 0{,}62\cdot(1-0{,}53)^2\cdot\frac{2}{2}$$
$$= 1{,}27$$
$$F_{\gamma d} = 1$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5\cdot 35{,}49\cdot 1{,}43\cdot 1{,}4 + 25{,}2\cdot 23{,}18\cdot 1{,}41\cdot 1{,}27 + 0{,}5\cdot 10{,}2\cdot 2\cdot 30{,}22\cdot 0{,}73\cdot 1$$
$$= 1626{,}3\ kN/m^2$$

La capacidad segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma\cdot D}{3} + \gamma\cdot D = \frac{1626{,}3 - (17+18)}{3} + (17+18) = 565\ kN/m^2$$

$$q_s = 565\ kN/m^2$$

Debido a que el tiempo de construcción es corto, se consideran condiciones no drenadas, entonces:

$C_u = 65\,kN/m^2\,;\phi = 0$ ***; no aplicar correcciones.***

$q = 17 + 18 = 35\;kN/m^2$

$\gamma = 20\;kN/m^2$

La carga última de apoyo será:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd}$$

Los factores de capacidad de apoyo son:

$$\phi = 0 \quad \Rightarrow \quad N_c = 5{,}14 \qquad N_q / N_c = 0{,}20$$
$$N_q = 1{,}00 \qquad \tan\phi = 0$$

Factores de forma son:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{2}{3} \cdot 0{,}20 = 1{,}13$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan\phi = 1$$

Los factores de profundidad son:

$$D_f / B = 2/2 = 1 \Rightarrow \text{condición } a)$$

$$F_{cd} = 1 + 0{,}4 \cdot \frac{D_f}{B} = 1 + 0{,}4 \cdot \frac{2}{2} = 1{,}4$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \cdot \tan\phi \cdot (1 - \sin\phi)^2 \cdot \frac{D_f}{B} = 1$$

La capacidad última de apoyo es:

$$q_u = 65 \cdot 5{,}14 \cdot 1{,}13 \cdot 1{,}4 + 35 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1$$
$$= 563{,}5\;kN/m^2$$

La capacidad segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - \gamma \cdot D}{3} + \gamma \cdot D = \frac{563{,}5 - (17+18)}{3} + (17+18)$$

$$q_s = 211\, kN/m^2$$

PROBLEMA 13

Se ha planificado la construcción rápida de una zapata rígida en un suelo arcilloso totalmente saturado (ascenso capilar de 2 m de altura), a 2 m de profundidad. La arcilla tiene un peso unitario de 20 kN/m^3 y descansa sobre una arenisca permeable e incompresible ubicada a 8 m por debajo la superficie natural del terreno.

Se ha obtenido los siguientes parámetros a partir de los ensayos de campo y laboratorio (cota referida a nivel natural del terreno).

Profundidad m	e_o	c_c	c_s	p_c kPa	c_u kPa	c'	ϕ'	K
1,0	0,6	0,33	0,10	250	100	0	32	0,6
3,5	0,7	0,33	0,05	140,	50	0	30	0,55
6,5	0,8	0,33	0,05	86	50	0	30	0,95

Se ha calculado que la carga puntual a ser aplicada en la columna a nivel de terreno será de 600 kN y que la columna de hormigón armado tendrá una sección de 0.25 m por 0.25 m que descansará sobre la base de la zapata de 0.4 m de espesor. Considerar que γ_c = 24 kN/m^3.

Se pide:

a) Calcular la capacidad de apoyo del suelo si la base de la zapata cuadrada es de 1.50 m, considerando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada, utilizando el método de Skempton.

b) Calcular la capacidad de apoyo del suelo si la base de la zapata rectangular es de 1.5 por 3 m, considerando un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada, utilizando el método de Vesic.

c) Calcular la capacidad máxima admisible si el asentamiento tolerable es de 25 mm, para la geometría del inciso b.

d) ¿Cuál es el factor de seguridad sobre la carga neta en la capacidad de apoyo del inciso b?

SOLUCIÓN.

a) Calcular la capacidad de apoyo del suelo si la base de la zapata es cuadrada.

Para la fundación se sabe que:

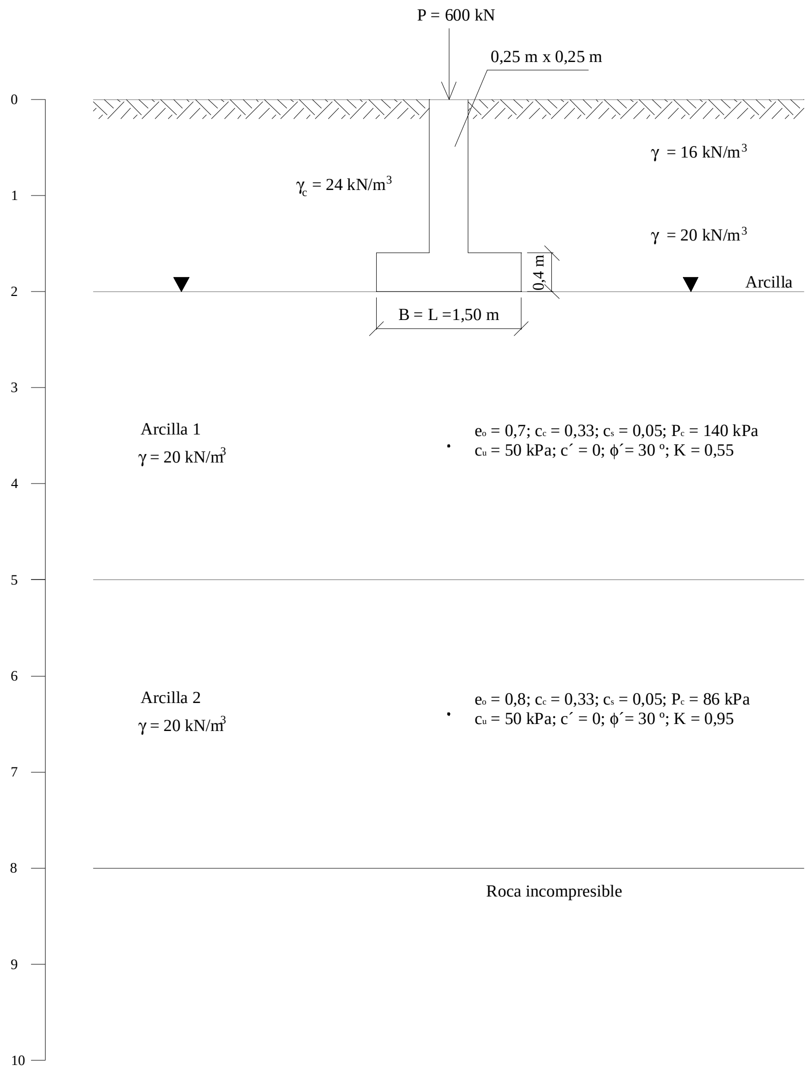
B = L = 1,5 m

Entonces la carga neta última será:

$$q_{net(u)} = 5c\left(1+0{,}2\frac{D_f}{B}\right)\left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right)$$

$$q_{net(u)} = 5\cdot 50\left(1+0{,}2\frac{2}{1{,}5}\right)\left(1+0{,}2\frac{1{,}5}{1{,}5}\right)$$

$$q_{net(u)} = 380\,\text{kPa}$$



Para la carga neta se sabe que:

$q_n = q - q_o$

La carga última será:

$q_u = q_{net(u)} + q_o$

Por lo tanto, la carga neta es:

$q_n = 380 + 2(20) = 420$ kPa
La carga segura de apoyo para un FS = 3 será:

$$q_s = \frac{q_u - q_o}{FS} + q_o$$

$$q_s = \frac{420 - 40}{3} + 40$$

$$\mathbf{q_s = 167\,kPa}$$

b) Calcular la capacidad de apoyo del suelo si la base de la zapata rectangular.

Para esta zapata se tiene que:

B = 1.5 m; L = 3 m

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5{,}14\,c_u\,(1 + s'_c + d'_c) + \bar{q}$$

Con los valores de:

$$s'_c = 0{,}2\frac{B}{L} = 0{,}2\frac{1{,}5}{3} = 0{,}1$$
$$d'_c = 0{,}4\,K$$

Entonces:

$$\frac{D}{B} = \frac{2}{1{,}5} > 1 \Rightarrow K = \arctan\frac{D}{B} = \arctan\frac{2}{1{,}5} = 0{,}9273$$

$d'_c = 0{,}4 \cdot 0{,}9273 = 0{,}37$

La capacidad última de apoyo será:

$q_u = 5{,}14 \cdot 50(1 + 0{,}1 + 0{,}37) + 40 = 418{,}8\,\text{kPa}$

La capacidad segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - q_o}{FS} + q_o$$

$$q_s = \frac{418{,}8 - 40}{3} + 40$$

$\mathbf{q_s = 166\ kpa}$

c) Calcular la capacidad máxima admisible si el asentamiento tolerable es de 25 mm.

Por tanteo, se tiene que:

q_n = 100,8 kPa

El factor se seguridad es:

$$\text{Factor} = \frac{100{,}8}{126} = 0{,}8$$

Estrato 1.

Para este estrato se tiene que:

P_{av} = 65,36 (0,8) = 52,2 kPa

$P_o + \Delta P = 55{,}3 + 52{,}2 = 107{,}5 < P_c$

El asentamiento será:

$$S_{oed} = \frac{c_c\ H}{1+e_o}\log\left(\frac{P_o+\Delta P}{P_c}\right)$$

$$S_{oed} = \frac{0{,}05\cdot 3\cdot 10^3}{1+0{,}7}\log\left(\frac{107{,}5}{55{,}3}\right)$$

$$S_{oed} = 25{,}5\,\text{mm}$$

$$S_{t1} = 1{,}0\cdot S_{oed}\cdot 0{,}8 = 20{,}4\,\text{mm}$$

Estrato 2.

Para este estrato se tiene que:

ΔP_{av} = 13,15 (0,8) = 10,5 kPa

$$P_o + \Delta P = 85{,}9 + 10{,}5 = 96{,}4 < P_c$$

El asentamiento será:

$$S_{oed} = \frac{c_c\ H}{1+e_o}\log\left(\frac{P_o+\Delta P}{P_c}\right)$$

$$S_{oed} = \frac{0{,}33\cdot 3\cdot 10^3}{1+0{,}8}\log\left(\frac{96{,}4}{85{,}9}\right)$$

$$S_{oed} = 27{,}5\,\text{mm}$$

$$S_{t2} = 1{,}1\cdot S_{oed}\cdot 0{,}8 = 24{,}2\,\text{mm}$$

El asentamiento total es:

S_t = 44,6 mm

La carga neta es:

q_n = 50,4 kPa

ESTE ASENTAMIENTO NO CUMPLE. Se tantea nuevamente.

El factor de seguridad será:

$$\text{Factor} = \frac{50{,}4}{126} = 0{,}4$$

Estrato 1.

ΔP_{av} = 65,36 (0,4) = 26,1 kPa

$$P_o + \Delta P = 55{,}3 + 26{,}1 = 81{,}4 < P_c$$

$$S_{oed} = \frac{c_c\,H}{1+e_o}\log\left(\frac{P_o+\Delta P}{P_c}\right)$$

$$S_{oed} = \frac{0{,}05\cdot 3\cdot 10^3}{1+0{,}7}\log\left(\frac{81{,}4}{55{,}3}\right)$$

$$S_{oed} = 14{,}8\,\text{mm}$$

$$S_{t1} = 1{,}0\cdot S_{oed}\cdot 0{,}8 = 11{,}8\,\text{mm}$$

Estrato 2.

ΔP_{av} = 13,15 (0,4) = 5,2 kPa

$$P_o + \Delta P = 85{,}9 + 5{,}2 = 91{,}1 < P_c$$

$$S_{oed} = \frac{c_c\,H}{1+e_o}\log\left(\frac{P_o+\Delta P}{P_c}\right)$$

$$S_{oed} = \frac{0{,}33\cdot 3\cdot 10^3}{1+0{,}8}\log\left(\frac{91{,}1}{85{,}9}\right)$$

$$S_{oed} = 14\,\text{mm}$$

$$S_{t2} = 1{,}1\cdot S_{oed}\cdot 0{,}8 = 12{,}3\,\text{mm}$$

S_t = 11.8 + 12.3 mm

S_t = 24.1 mm

ESTE ASENTAMIENTO ES BASTANTE APROXIMADO.

La capacidad admisible de apoyo será:

q_a = 50.4 + 40

q_a = 91 kPa

d) El factor de seguridad sobre la carga neta en la capacidad de apoyo del inciso b.

La carga bruta actuante es:

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

Con los valores de:

$$F_1 = 600\,kN$$
$$F_2 = (1{,}5 \cdot 3 \cdot 0{,}4) \cdot 24 = 43{,}2\,kN$$
$$F_3 = (0{,}25 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}6) \cdot 24 = 2{,}4\,kN$$
$$F_4 = (3 \cdot 1{,}5 - 0{,}25 \cdot 0{,}25)1{,}6 \cdot 20 = 142\,kN$$

Se tiene que:

$$\sum F = 787{,}6\,kN$$

$$A = 3 \cdot 1{,}5 = 4{,}5\,m^2$$

La carga bruta será:

q = 175 kN/m^2 que es q_s aplicado

La carga segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - q_o}{FS} + q_o$$

$$FS = \frac{q_u - q_o}{q_s - q_o}$$

$$FS = \frac{418{,}8 - 40}{175 - 40}$$

$$FS = \frac{378{,}8}{135}$$

El factor de seguridad será:

FS = 2.81

PROBLEMA 14

Se pide determinar la máxima capacidad admisible de apoyo (FS = 3) de una arena homogénea para una zapata rectangular de 2.5 m de ancho y 4 m de largo emplazada a 2.0 m de profundidad (Figura 10.15), utilizando el método propuesto por Das. El nivel freático coincide con el nivel de fundación. El peso unitario del suelo por encima del nivel de agua es de 18 kN/m^3 y el saturado corresponde a 20 kN/m^3. Los parámetros de resistencia de la arena son c = 0, ϕ = 30º. Considerar que la resultante de la carga actúa a 0.10 m del centro y posee una inclinación de 10º con respecto a la vertical, asimismo suponer que el asentamiento máximo tolerable es de 10 mm y el módulo de deformación es uniforme e igual a 15 MN/m^2.

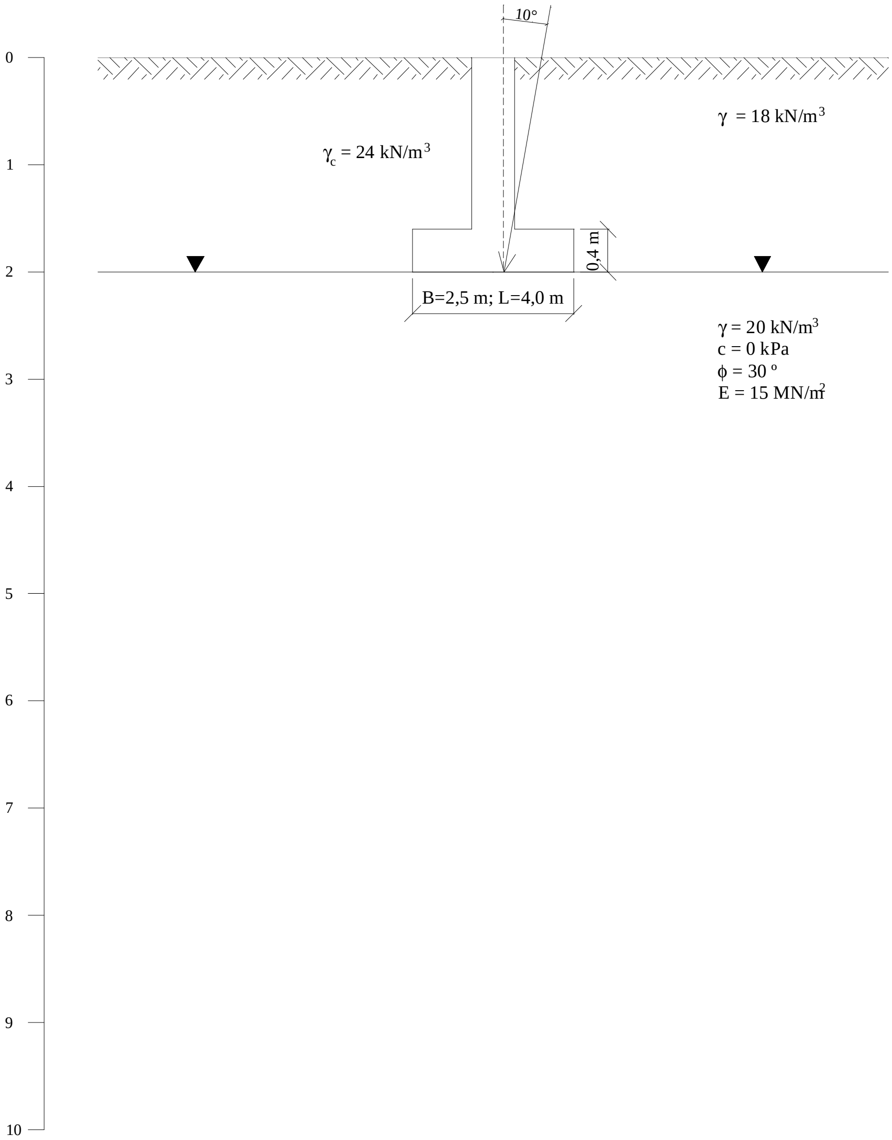


Figura 10.15. Características del perfil de suelo y de la fuerza actuante en la zapata.

SOLUCIÓN.

Las dimensiones efectivas son:

$$B' = B - 2 \cdot e$$
$$B' = 2{,}5 - 2{,}5 \cdot 0{,}1 = 2{,}3\,m$$

L´ = L = 4 m

La capacidad última de apoyo será:

$$q'_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0{,}5\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Para este caso se tiene que:

$$q'_u = qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0{,}5\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Con los valores de:

q = 18 2 = 36 kN/m²
γ = 20 – 9.8 = 10,2 kN/m²
para γ = 30º se obtiene: N_q = 18.40; N_γ***= 2.40;*** tan ϕ ***= 0.58***

Los factores de forma son:

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan\phi = 1 + \frac{2{,}3}{4} 0{,}58 = 1{,}33$$
$$F_{\gamma s} = 1 - 0{,}4\frac{B'}{L'} = 1 - 0{,}4\frac{2{,}3}{4} = 0{,}77$$

Los factores de profundidad son:

$$\frac{D_f}{B} = \frac{2}{2{,}5} < 1$$
$$F_{qd} = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \mathrm{sen}\phi)^2 \frac{D_f}{B}$$
$$F_{qd} = 1 + 2\tan 30\,(1 - \mathrm{sen}\,30)^2 \frac{2}{2{,}5} = 1{,}23$$
$$F_{\gamma d} = 1$$

Los factores de inclinación son:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^{o}}{90^{o}}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{90}\right)^2 = 0{,}79$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right)^2 = \left(1 - \frac{10}{30}\right)^2 = 0{,}44$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q'_u = 36 \cdot 18{,}40 \cdot 1{,}33 \cdot 1{,}23 \cdot 0{,}79 + 0{,}5 \cdot 10{,}2 \cdot 2{,}3 \cdot 22{,}4 \cdot 0{,}77 \cdot 1 \cdot 0{,}44$$

$q'_u = 945\,\text{kPa}$, que es una carga distribuida de manera uniforme en el área efectiva.

La capacidad segura de apoyo será:

$$q_s = \frac{q_u - q_o}{FS} + q_o$$

$$q_s = \frac{945 - 36}{3} + 36$$

$$q_s = 339\,kPa$$

La carga neta será:

$$q_n = 339 - 36$$

q_n = 303 kPa

PROBLEMA 15

Para la Figura 10.16 (zapata flexible), se pide determinar:
a) Máxima presión segura de apoyo con un factor de seguridad de 3. Considerar que el suelo es homogéneo en cuanto a resistencia al corte se refiere y que los resultados de un ensayo de compresión inconfinada arrojan una resistencia en el suelo de 70 kPa. Considerar que se han realizado ensayos de corte directo y que el ángulo de fricción interna del suelo equivale a 30° con una cohesión nula y que en la misma muestra de suelo se ha ejecutado un ensayo triaxial CU cuyo resultado es un ángulo de fricción interna en estado crítico de 32°.
b) Máxima presión admisible de apoyo considerando que el asentamiento máximo tolerable en el centro de la fundación es de 30 mm.

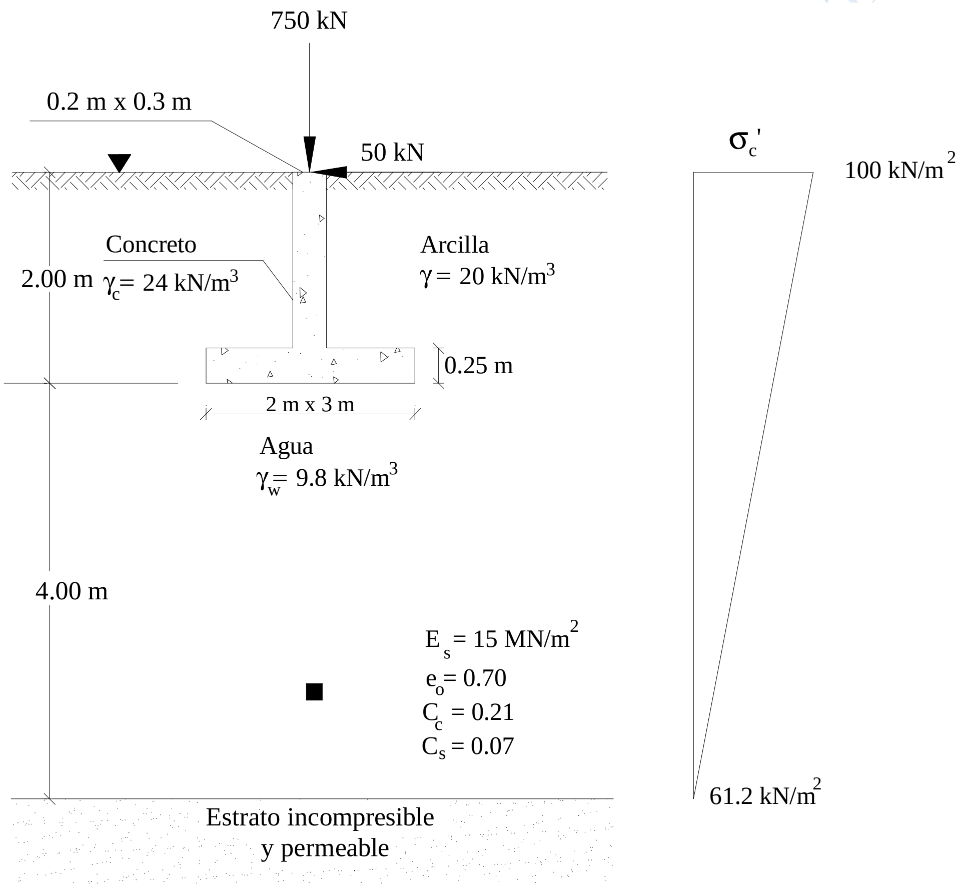


Figura 10.16. Características del perfil de suelo y la fundación.

SOLUCIÓN.

a) Máxima presión segura de apoyo con un factor de seguridad de 3.
La carga vertical total es igual a la fuerza vertical aplicada más la debida al peso de la fundación y del suelo sobre ella. Entonces, la fuerza vertical F, es:

$F = P + W$

Donde:

$W = W_s + W_c$

W_c ***es peso de la fundación y es igual a:***

$W_c = \gamma_c V_c$

$W_c = 24(2 \times 3 \times 0.25 + 0.2 \times 0.3 \times 1.75)$

$W_c = 38.52\,kN$

El peso del suelo sobre la fundación W_s ***es:***

$W_s = \gamma_s V_s$

$W_s = 20(2 \times 3 \times 1.75 - 0.2 \times 0.3 \times 1.75)$

$W_s = 207.9\,kN$

Luego W ***es:***

$W = 38.52 + 246.42$

$W = 246.42\,kN$

La carga vertical total F ***es:***

$F = P + W = 246.42 + 750$

$F = 996.42\,kN$

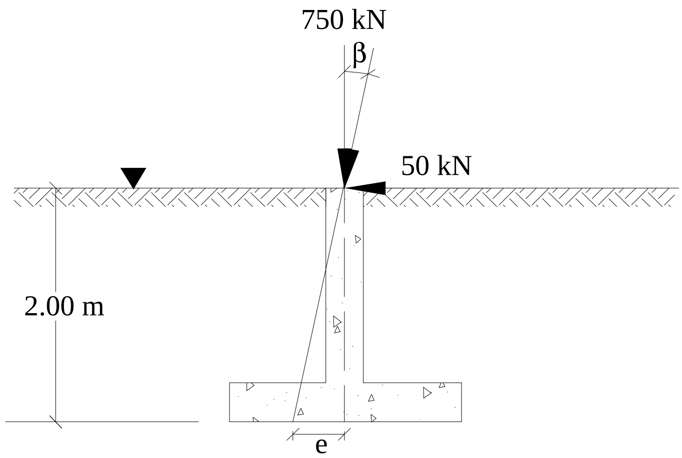


Figura 10.17. Característica de la fuerza que actúa en la fundación.

El ángulo de inclinación de la fuerza resultante β es:

$$\tan\beta = \frac{50}{996.42}$$

$$\beta = 2.873°$$

La excentricidad del punto (Figura 10.17) de aplicación de la fuerza resultante es:

$$\tan\beta = \frac{e}{2}$$

$$e = 0.10\,m$$

Para aplicar el método de Meyerhof es necesario determinar las longitudes efectivas de la zapata. Entonces:

$$B' = 2 - 2\times 0.10 = 1.80\,m$$
$$L' = 3 - 0 = 3.00\,m$$

La carga última a partir de la ecuación de Meyerhof es:

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma B' N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Los parámetros de resistencia a utilizarse son los parámetros que consideran condiciones no drenadas, es decir, parámetros de esfuerzos totales. Luego:

$$c_u = 70\,kPa \quad , \quad \phi = 0°$$

Los factores de capacidad de apoyo son:

$$N_c = 5.14\,;\; N_q = 1\,;\; N_\gamma = 0$$

Los factores de forma, son afectados por las dimensiones efectivas son:

$$F_{cs} = 1 + \frac{B'}{L'}\frac{N_q}{N_c}$$

$$F_{cs} = 1 + \frac{1.8}{3.0'} \times \frac{1}{5.14} = 1.117$$

$$F_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'}\tan\phi$$

$$F_{qs} = 1$$

Los factores de profundidad son:

$$F_{cd} = 1 + 0.4\frac{D_f}{B}$$

$$F_{cd} = 1 + 0.4 \times \frac{2}{2} = 1.40$$

$$F_{qd} = 1.0$$

Los factores de inclinación, son:

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90°}\right)^2$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{2.873°}{90°}\right)^2 = 0.937$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 70 \times 5.14 \times 1.117 \times 1.40 \times 0.937 + 40 \times 1 \times 1 \times 1 \times 0.937$$

$$q_u = 564.7\,kPa$$

Luego, la presión segura de apoyo para un factor de seguridad igual a 3, es:

$$q_s = \frac{q_u}{FS} = \frac{564.7}{3}$$

q_s = 188.2 kPa

Además, se puede calcular la máxima presión en la base:

$$q_{\max} = \frac{F}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{\max} = \frac{996.42}{2\times 3}\left(1 + \frac{6\times 0.1}{2}\right) = 215.89\,kPa$$

Luego, el factor de seguridad real es:

$$FS_{real} = \frac{q_u}{q_{\max}}$$

$$FS_{real} = \frac{564.7}{215.89} = 2.6$$

b) Máxima presión admisible de apoyo considerando el asentamiento máximo tolerable.

Para la carga neta, $q_n = 126.07\,kPa$ ***el asentamiento total es*** $S_T = 109\,mm$***.***

La carga segura bruta es de $q_s = 190\,kPa$ $\Rightarrow$ ***la carga segura neta es*** $q_{s(n)} = q_s^{'} - q_o^{'}$***.***

Entonces, como no existe cambio en la posición del nivel freático:

$$q_{s(n)} = 190 - 40$$

$$q_{s(n)} = 150\,kPa \Rightarrow S_{q_{s(n)}} > S_{q_n}$$

La carga admisible viene dada en función a los asentamientos, entonces:

Iteración N° 1

$$q_n = 50\,kPa$$

El incremento de esfuerzos promedio, Δp_{av}, para esa carga neta es determinado a partir de regla de tres:

$$126.07 \rightarrow 60.23$$
$$50 \rightarrow \Delta p_{av(50)}$$

$$\Delta p_{av(50)} = \frac{50 \times 60.23}{126.07}$$

$$\Delta p_{av(50)} = 23.89\,kPa$$

Entonces $\sigma_o^{'} + \Delta p_{av} = 40.8 + 23.89 = 64.69\,kPa < 74.13\,kPa = \sigma_c^{'} \Rightarrow$ ***Arcilla SC***

$$S_{oed} = S_T = \frac{C_s H}{1+e_o}\log\frac{\sigma_o^{'} + \Delta p_{av}}{\sigma_o^{'}}$$

$$S_T = \frac{0.07 \times 4 \times 10^{-3}}{1.707}\log\frac{64.69}{40.8}$$

$$S_T = 32.8\,mm > 30\,mm = S_{tol}$$ ***NO CUMPLE***

Iteración N° 2

$$q_n = 48\,kPa$$

El incremento de esfuerzos promedio, Δp_{av}, para esa carga neta es determinado a partir de regla de tres:

$$126.07 \rightarrow 60.23$$
$$48 \rightarrow \Delta p_{av(50)}$$

$$\Delta p_{av(50)} = \frac{48 \times 60.23}{126.07}$$

$$\Delta p_{av(50)} = 22.93\, kPa$$

Entonces $\sigma_o^{'} + \Delta p_{av} = 40.8 + 22.93 = 63.73\, kPa < 74.13\, kPa = \sigma_c^{'} \Rightarrow$ ***Arcilla SC***

$$S_{oed} = S_T = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o^{'} + \Delta p_{av}}{\sigma_o^{'}}$$

$$S_T = \frac{0.07 \times 4 \times 10^{-3}}{1.707} \log \frac{63.73}{40.8}$$

$$S_T = 31.8\, mm > 30\, mm = S_{tol}$$

NO CUMPLE

Iteración N° 3

$$q_n = 44\, kPa$$

El incremento de esfuerzos promedio, Δp_{av}***, para esa carga neta es determinado a partir de regla de tres:***

$$126.07 \rightarrow 60.23$$
$$44 \rightarrow \Delta p_{av(50)}$$

$$\Delta p_{av(50)} = \frac{44 \times 60.23}{126.07}$$

$$\Delta p_{av(50)} = 21.02\, kPa$$

Entonces $\sigma_o^{'} + \Delta p_{av} = 40.8 + 21.02 = 62.30\, kPa < 74.13\, kPa = \sigma_c^{'} \Rightarrow$ ***Arcilla SC***

$$S_{oed} = S_T = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{\sigma_o^{'} + \Delta p_{av}}{\sigma_o^{'}}$$

$$S_T = \frac{0.07 \times 4 \times 10^{-3}}{1.707} \log \frac{62.30}{40.8}$$

$S_T = 30.2\,mm > 30\,mm = S_{tol}$ ***CUMPLE***

$\Rightarrow q_n = 45\,kPa$

$q_n = q_a^{'} - q_o^{'}$ ***(No existe cambio en la posición del nivel freático)***

$q_n = q_a - q_o$

$q_a = q_n + q_o = 45 + 40$

q_a = 85 kPa

PROBLEMA 16

Para la Figura 10.18, determinar la máxima presión segura de apoyo utilizando el método de Hansen para un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada, suponiendo que la zapata se construye muy lentamente.

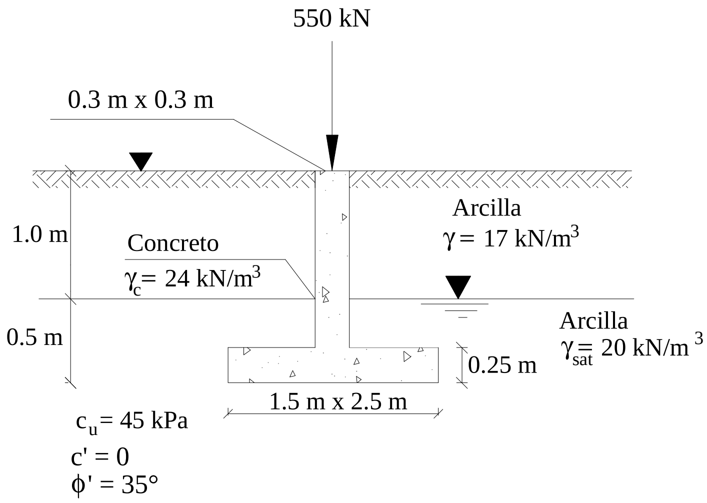


Figura 10.18. Perfil del suelo y zapata.

SOLUCIÓN

La carga es:

$$q = 17\times1 + 20\times0.5$$

$$q = 27\ kPa$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14\ c_u\ \left(1 + s_c^{'} + d_c^{'}\right) + q$$

Con los valores de:

$$s_c^{'} = 0.2\frac{B}{L} = 0.2\times\frac{1.5}{2.5} = 0.12$$

$$d_c^{'} = 0.4\ k = 0.4\times1.0 = 0.3$$

$$\frac{D}{B}=\frac{1.5}{1.5}\leq 1 \Rightarrow k=\frac{D}{B}=1.0$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14 \times 45\,(1+0.12+0.4)+27$$
$$q_u = 378.58\ kPa$$

La carga segura neta será:

$$q_{s(net)}=\frac{q_{u(net)}}{FS}$$

La carga última neta es:

$$q_{u(net)} = q_u^{'} - q_o^{'} = q_u - q_o = 378.58 - 27$$

$$q_{u(net)} = 351.58\ kPa$$

Entonces, la carga segura neta será:

$$q_{s(net)}=\frac{351.58}{3}=117.19\,kPa$$

$$q_{s(net)} = q_s^{'} - q_o^{'} = q_s - q_o$$

La carga segura neta es:

$$q_s = q_{s(net)} + q_o = 117.19 + 27$$

q_s = 144.19 kPa

PROBLEMA 17

Para la Figura 10.19 determinar el factor de seguridad aplicado a la carga última neta, utilizando la ecuación de Hansen.

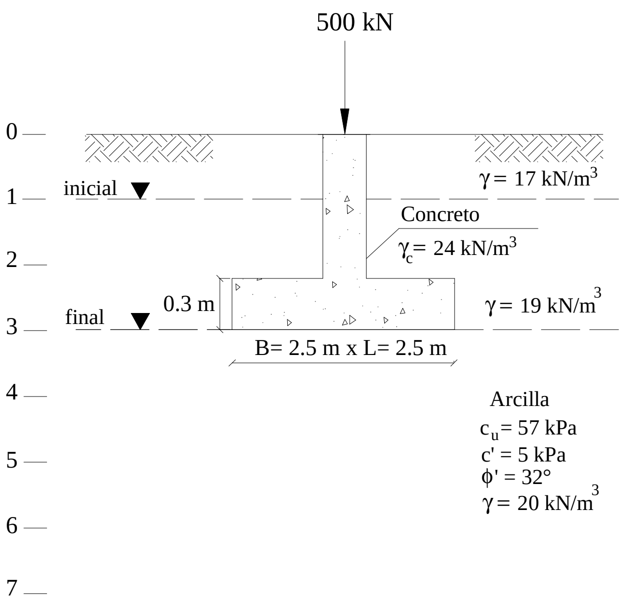


Figura 10.19. Características del perfil del suelo.

SOLUCIÓN

$$q_{s_{net}} = \frac{q_{u_{net}}}{FS}$$

$$FS = \frac{q_{u_{net}}}{q_{net}}$$

La carga neta será:

$$q_n = q' - q_o'$$

Se determinan los valores de:

$$q_o' = q_o - u_o$$

$$q_o = 17 \times 1 + 19 \times 2 = 55\,kPa$$

$$u_o = 9.8 \times 2 = 19.6\,kPa$$

$$q_o^{'} = 55 - 19.6 = 35.4\,kPa$$
$$q' = q - u_f$$

$$q = \frac{\Sigma F}{A} \quad ; \quad A = 2.5 \times 2.5 = 6.25\,m^2$$

$$\Sigma F = P + W_c + W_s$$

$$P = 500\,kN$$

$$W_c = 24(2.5 \times 2.5 \times 0.3 + 0.2 \times 0.2 \times 2.7) = 47.59\,kN$$

$$W_s = 17(2.5 \times 2.5 \times 2.7 + 0.2 \times 0.2 \times 2.7) = 285.04\,kN$$

$$q = \frac{500 + 47.59 + 285.04}{6.25} = 133.22\,kPa$$

$$u_f = 0$$

$$q' = 133.22\,kPa$$

Entonces la carga neta será:

$$q_n = 133.22 - 35.4$$

$$q_n = 97.82\,kPa$$

La zapata está apoyada sobre arcilla, por tanto, los parámetros de resistencia deben ser los de arcilla.
La condición más desfavorable en arcilla se da a corto plazo.

$$c_u = 57\,kPa, \phi = 0°$$

Aplicando la ecuación de Hansen, la capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14c_u\left(1 + s_c^{'} + d_c^{'} - i_c^{'} - b_c^{'} - g_c^{'}\right) + q$$

Debido a que no existe inclinación de ningún tipo, entonces:

$$i_c^{'} = b_c^{'} = g_c^{'} = 0$$

Los factores de forma y profundidad son:

$$s_c^{'} = 0.2 \times \frac{B}{L} = 0.2 \times \frac{2.5}{2.5} = 0.2$$

$$d_c^{'} = 0.4k = 0.4 \times 0.876 = 0.350$$

$$D_f / B = 3/2.5 = 1.2 > 1 \quad \Rightarrow \quad k = \arctan \frac{D_f}{B}$$

$$k = 0.876$$

La carga es:

$$q = 17 \times 3 = 51\ kPa$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14 \times 57 \times (1 + 0.2 + 0.35) + 51$$

$$q_u = 505.12\,kPa$$

La efectiva será:

$$q_u^{'} = q_u - u_f = 505.12\,kPa$$

La carga última de apoyo neta será:

$$q_{u_{net}} = q_u^{'} - q_o^{'} = 505.12 - 35.4 = 469.72\,kPa$$

El factor de seguridad será:

$$FS = \frac{q_{u_{net}}}{q_n} = \frac{469.72}{97.82} = 4.80$$

PROBLEMA 18

Para la Figura 10.20 determinar la máxima presión segura de apoyo utilizando el método de Hansen para un factor de seguridad de 3 sobre la carga neta aplicada, suponiendo que la zapata se construye en un instante de tiempo (20 puntos).

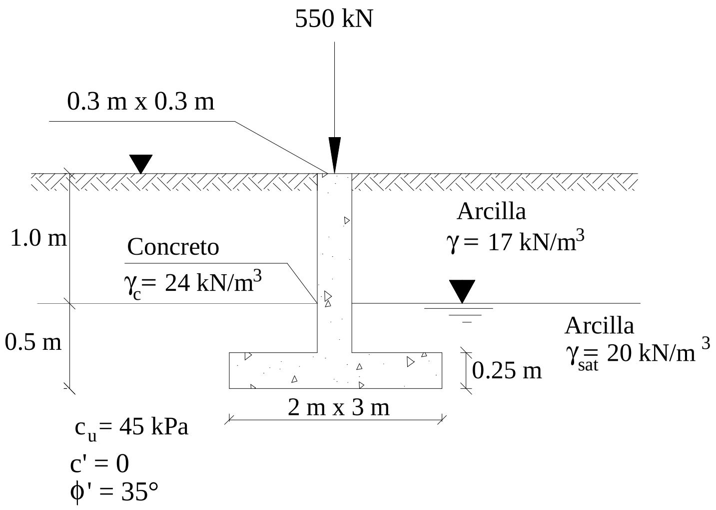


Figura 10.20. Características del perfil del suelo y de la fuerza que actúa en la zapata.

La carga será:

$$q = 17 \times 1 + 20 \times 0.5$$

$$q = 27\ kPa$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14\, c_u \left(1 + s_c^{'} + d_c^{'}\right) + q$$

Con los valores de:

$$s_c^{'} = 0.2 \frac{B}{L} = 0.2 \times \frac{2}{3} = 0.133$$

$$d_c^{'} = 0.4\, k = 0.4 \times 0.75 = 0.3$$

$$\frac{D}{B} = \frac{1.5}{2} < 1 \Rightarrow k = \frac{D}{B} = \frac{1.5}{2} = 0.75$$

La capacidad última de apoyo será:

$$q_u = 5.14 \times 45\,(1 + 0.133 + 0.3) + 27$$

$$q_u = 358.45\ kPa$$

La carga segura neta es:

$$q_{s(net)} = \frac{q_{u(net)}}{FS}$$

La carga última neta es:

$$q_{u(net)} = q_u^{'} - q_o^{'} = q_u - q_o = 385.45 - 27$$

$$q_{u(net)} = 331.45\ kPa$$

Con este valor se determina la carga segura neta que será:

$$q_{s(net)} = \frac{331.45}{3} = 110.48\,kPa$$

$$q_{s(net)} = q_s^{'} - q_o^{'} = q_s - q_o$$

$$q_s = q_{s(net)} + q_o = 110.48 + 27$$

q_s = 137.48 kPa

Exploración del subsuelo

PROBLEMA 1

Se pide:

a) *Determinar la razón de áreas de un tubo de muestreo Shelby cuyos diámetros interno y externo son respectivamente 86 mm y 90 mm.*
b) *Determinar la razón de áreas de una cuchara de muestreo SPT cuyos diámetros interno y externo son de 35 mm y 51 mm respectivamente.*

SOLUCIÓN

a) razón de áreas de muestreo Shelby.

$$A_r(\%) = \frac{D_O{}^2 - D_I{}^2}{D_I{}^2}(100)$$

$$A_r(\%) = \frac{90^2 - 86^2}{86^2}(100)$$

A_r (%) = 9,51 %

Para que una muestra de suelo sea considerada no disturbada, generalmente su relación de áreas tiene que ser igual o menor que 10%, por tanto el tubo Shelby está dentro de los parámetros aceptables.

b) Razón de áreas de una cuchara de muestreo SPT.

$$A_r(\%) = \frac{D_O{}^2 - D_I{}^2}{D_I{}^2}(100)$$

$$A_r(\%) = \frac{51^2 - 35^2}{35^2}(100)$$

A_r (%) = 112 %

Este porcentaje indica que la muestra obtenida con la cuchara es altamente disturbada.

PROBLEMA 2

Los siguientes datos corresponden a un ensayo de SPT, cuyo nivel freático no fue observado.

- *Numero de golpes: N = 20*
- *Profundidad de sondeo: L = 12m*
- *Diámetro de la perforación: 150 mm*
- *Peso unitario promedio del suelo:* γ *= 18 kN/m*^{3}
- *Energía del martillo* $E_r = 45$
- *Muestreo sin liner.*

Realizar las correcciones necesarias para una energía $E_r = 70$ *y* $E_r = 60$

SOLUCIÓN

En el anexo I se presentan las formulas de corrección para el ensayo de penetración estándar.

$$C_N = \sqrt{\frac{p'_2}{p'_1}} = \sqrt{\frac{95,76}{(18)(12)}} = 0,67$$

p'_1 *: Esfuerzo vertical efectivo estándar = 95,6 kPa*

$$\eta_1 = \frac{45}{70} = 0,64$$

η_2 *=1,00 L>10m*

η_3 *=1,00 Práctica usual sin linear*

η_4 *=1,05 Diámetro de 150mm*

$$N'_{70} = C_N \, N \, \eta_1 \, \eta_2 \, \eta_3 \, \eta_4$$
$$N'_{70} = (0,67)(20)(0,64)(1)(1)(1,05)$$

$$N'_{70} = 9$$

Transformamos a una energía de $E_r = 60$

$$N'_{60} = \left(\frac{70}{60}\right)(9)$$

$$\mathbf{N'_{60} = 10}$$

PROBLEMA 3

De los siguientes resultados de un ensayo de penetración estándar en arena: determine los números de SPT corregidos N'_{60} a varias profundidades. El nivel freático no fue observado en todo el proceso. Asumir el peso unitario promedio de la arena como γ=20 kN/m^3

- *Diámetro de perforación: 150 mm*
- *Energía de martillo E_r = 50*
- *Tipo de muestreo: sin liner*

Profundidad	N
2	8
4	7
6	12
8	14
10	13

SOLUCIÓN

Empleamos la ecuación para la corrección de N

$$N'_{70} = C_N \; N \; \eta_1 \, \eta_2 \, \eta_3 \, \eta_4$$

N'_{70} : Valor de SPT corregido

C_N : Ajuste por presión de sobrecarga

$$C_N = \sqrt{\frac{p'_2}{p'_1}}$$

p'_1 : Esfuerzo vertical efectivo estándar = 95,76 kPa

p'_2 : Esfuerzo vertical efectivo en el lugar de ensayo

η_1 : Eficiencia del martillo

$$\eta_1 = \frac{E_r}{70}$$

E_r : Energía del martillo (depende del tipo de martillo y su sistema de golpe)

$$\eta_1 = \frac{50}{70} = 0{,}71$$

η_2 : Corrección por profundidad (tabla I-1, anexo I)

η_3 : Corrección por muestreo (tabla I-2, anexo I)

η_4: Corrección por diámetro de perforación (tabla I-3, anexo I)

N : Valor de SPT obtenido en campo

Para convertir a N'_{60} se realiza el siguiente factor de conversión:

$$N'_{60} = \frac{70}{60} N'_{70}$$

En la siguiente tabla se resumen las operaciones efectuadas.

Prof.H	N	$P'_1=\gamma h$	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	N'_{70}	N'_{60}
2	8	40	1,55	0,71	0,75	1,00	1,05	7	**8**
4	7	80	1,09	0,71	0,75	1,00	1,05	4	**5**
6	12	120	0,89	0,71	0,85	1,00	1,05	7	**8**
8	14	160	0,77	0,71	0,95	1,00	1,05	8	**9**
10	13	200	0,69	0,71	1,00	1,00	1,05	7	**8**

PROBLEMA 4

El número N'_{70} de un ensayo de SPT fue de 15, siendo el suelo de consistencia media, estimar por medio de correlaciones: la densidad relativa, el ángulo de fricción interna y el peso unitario del suelo.

SOLUCIÓN

Mediante los valores de la tabla I-4 (anexo I), encontramos el rango de valores para el número de golpes especificado y la consistencia del suelo.

Interpolando tenemos:

$$D_r = \left(\frac{15-8}{20-8}\right)(0,65-0,35)+0,35 \Rightarrow \boldsymbol{D_r = 0,52}$$

Angulo de fricción interna:

$$\phi = \left(\frac{15-8}{20-8}\right)(36-32)+32 \Rightarrow \boldsymbol{\phi = 34º}$$

Peso unitario

$$\gamma = \left(\frac{15-8}{20-8}\right)(130-110)+110$$

Entonces:

$$\boldsymbol{\gamma = 122\ kN/m^3}$$

PROBLEMA 5

Se realizó un ensayo con la veleta de corte, cuyas dimensiones son: d = 76 mm y h = 152 mm, aplicándose un torque hasta la falla de 70 Nxm. Determinar la resistencia al corte no drenado para propósitos de diseño, considerar que su índice de plasticidad es de PI = 18.

SOLUCIÓN

Para encontrar la solución se utilizara la ecuación de Calding que se encuentre en la sección I.3 del anexo I . Asumimos el tipo de movilización del suelo en los extremos como triangular, por tanto β=1/2

$$c_u = \frac{T}{\pi\left[\frac{d^2 h}{2} + \beta\frac{d^3}{4}\right]}$$

$$c_u = \frac{70}{\pi\left[\frac{(0{,}076)^2(0{,}152)}{2} + 0{,}5\frac{0{,}076^3}{4}\right]} = 45118\ N/m^2$$

Corrección por plasticidad:

$$\lambda = 1{,}7 - (0{,}54)(\log(18)) = 1{,}022$$

Resistencia al corte no drenado:

$$c_{u(diseño)} = \lambda\, c_{u(veleta)}$$

$$c_{u(diseño)} = (1{,}022)(45118) = 46117\ N/m^2$$

$$\boldsymbol{c_{u(diseño)} = 46{,}1\,\mathrm{kN/m^2}}$$

PROBLEMA 6

Se realizó un ensayo de CPT cuyos resultados fueron los siguientes: q_c=12 Mpa a una profundidad de 8 metros en una arena con γ=11,15 kN/m3. Estimar el ángulo de fricción interna ϕ. Se utilizó un cono mecánico.

SOLUCIÓN

Angulo de fricción interna para arenas normalmente consolidadas que se encuentra en la sección I.6 del anexo I.

$$\phi = \tan^{-1}\left[0{,}1 + (0{,}38)\log\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)\right]$$

$$\phi = \tan^{-1}\left[0{,}1 + (0{,}38)\log\left(\frac{12000}{(11{,}15)(8)}\right)\right] = 42{,}3°$$

ϕ = 42,3º

PROBLEMA 7

Se desea construir una fundación cuadrada de 4,0 m. a una profundidad de 2,0 m por debajo del nivel del terreno en una arena medianamente densa de peso unitario 19,0 kN/m^3. El nivel de agua se localiza a 4,0 m por debajo de la superficie. Los valores obtenidos en un ensayo de penetración estándar son:

Profundidad, m	2,0	2,8	3,6	4,4	5,2	6,0	6,8
N (campo)	12	13	15	15	18	21	25

Calcular la capacidad admisible del suelo si el asentamiento está restringido a 25mm.

SOLUCIÓN

Analizamos hasta una profundidad igual al ancho de la fundación, es decir hasta una profundidad 4.0 m por debajo del nivel de fundación.

El número de golpes debe ser corregido, para tal efecto se presenta la siguiente tabla:

Profundidad (m)	$\sigma_v\ (kN/m^2)$	$\mu\ (kN/m^2)$	σ'_v	$C_N = \sqrt{\dfrac{95{,}76}{\sigma_v}}$	N	N_1
2,0	38	0,0	38	1,587	12	19,04
2,8	53,2	0,0	53,2	1,342	13	17,45
3,6	68,4	0,0	68,4	1,183	15	17,75
4,4	83,6	3,92	79,68	1,096	15	16,44
5,2	98,8	11,76	87,04	1,049	18	18,88
6,0	114	19,6	94,4	1,007	21	21,15

Calculamos el número corregido de golpes promedio:

$$N_{1promedio} = \frac{(19{,}04)(0{,}4)+(17{,}45)(0{,}7)+(17{,}75)(0{,}9)+(16{,}44)(0{,}8)+(18{,}88)(0{,}8)+(21{,}15)(0{,}4)}{4}$$

$N_{1promedio}$ = 18,13 ; entonces la capacidad admisible neta es

$$q_{a(neta)} = 1{,}95\left[\frac{ton}{pie^2}\right]\left(\frac{95{,}76}{1}\right)\left[\frac{\frac{kN}{m^2}}{\frac{ton}{pie^2}}\right]$$

$$q_{a(neta)} = 186{,}7\left[\frac{kN}{m^2}\right]$$

$$q_{a(neta)} = q - q_0 \Rightarrow q = q_{a(neta)} + q_0$$

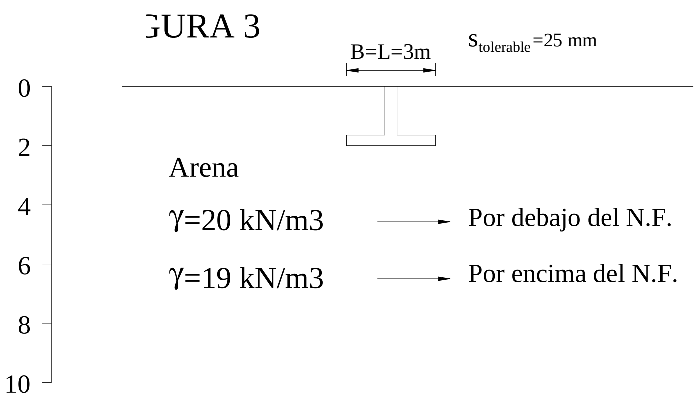
$$q_a = 186{,}7 + (2)(19)$$

q_a = 225 kN/m²

PROBLEMA 8

Para los datos de la Figura 13.3, se pide determinar la máxima capacidad admisible de apoyo considerando los siguientes datos:

- *Equipo utilizado: Industria japonesa. Martillo de rosquilla estirado por cable.*
- *Diámetro del sondeo = 150 mm.*
- *Cuchara sin recubrimiento.*
- *Nivel freático a 2 m de la superficie.*
- *El nivel de agua se mantuvo al nivel del terreno durante la ejecución del sondeo SPT.*



N	15	15	15	16	16	17	17	18	18
h	1	2	3	4	5	7	8	9	10

Figura 13.3. *Características del perfil de suelo y la fundación.*

SOLUCIÓN

Ensayo SPT.

De acuerdo a la tabla de factores de corrección para el SPT, tenemos que:

- *Martillo de rosquilla de industria japonesa:*

Er=67

$$E_{rb} = 70 \quad \Rightarrow \qquad \eta_1 = \frac{E_r}{E_{rb}} = \frac{67}{70} = 0.957$$

- *Sin recubrimiento de lodo bentonítico durante la perforación.*

$\Rightarrow$ $\eta_3 = 1.00$

- *Diámetro de sondeo 150 mm.*

$\Rightarrow$ $\eta_4 = 1.05$

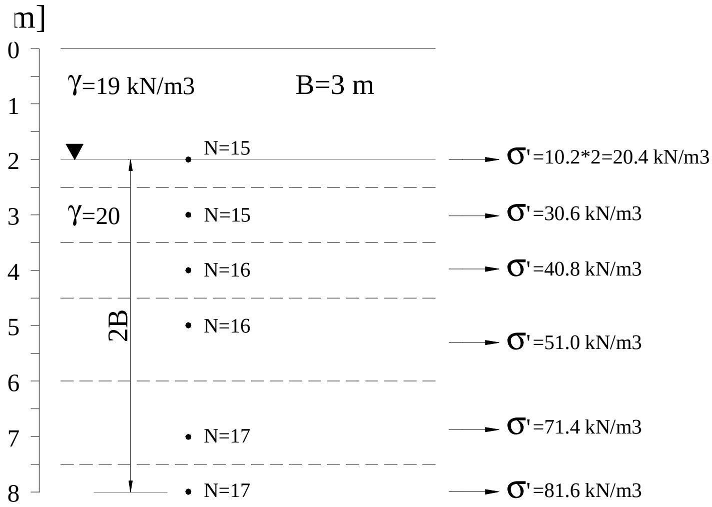


Figura 13.4. *Variación de esfuerzos en el perfil de suelo.*

Determinación del número de golpes corregido por presión efectiva (N'_{70}=Nc) para cada subdivisión.

$C_N = \sqrt{\dfrac{95.76}{\sigma'}}$ *; ajuste por presión de sobrecarga.*

$$N'_{70} = C_N \, N \, \eta_1 \, \eta_2 \, \eta_3 \, \eta_4$$

h	C_N	η_1	η_2	η_3	η_4	N_{70}	Nc
2	2.167	0.957	0.75	1.00	1.05	15	24.5
3	1.769	0.957	0.75	1.00	1.05	15	20.0
4	1.532	0.957	0.85	1.00	1.05	16	20.94
5	1.370	0.957	0.85	1.00	1.05	16	18.72
7	1.158	0.957	0.95	1.00	1.05	17	18.79
8	1.083	0.957	0.95	1.00	1.05	17	17.58

Determinación de la media ponderada del número de golpes corregido.

$$Ncpr = \frac{24.5*0.5+20*1+20.94*1+18.72*1.5+18.79*1.5+17.58*0.5}{6}$$

$$Ncpr = 19.71$$

El factor de profundidad es:

$$F_d = 1+0.33\frac{D_f}{B} = 1+0.33\frac{2}{3} = 1.22 \ \leq 1.33 \quad Cumple$$

La capacidad portante admisible neta es:

$$q_{an} = 11.98 \cdot Nc \cdot \left(\frac{3.28*B+1}{3.28*B}\right)^2 \cdot F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right) \quad para \quad B \geq 1.22m$$

$$q_{an} = 11.98*19.71*\left(\frac{3.28*3+1}{3.28*3}\right)^2 *1.22\left(\frac{25}{25.4}\right)$$

$$q_{an} = 344.09 \ \frac{kN}{m^2}$$

La capacidad portante admisible es:

$$q_a = q_{an} + q_o = 344.09 + 19*2$$

$$q_a = 382 \ kPa$$

ANEXO

CAPACIDAD PORTANTE

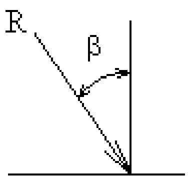
Tabla J.1 Ecuaciones de capacidad portante (Bowles, 1995)

Terzaghi $q_u = c\,N_c s_c + q\,N_q + 0{,}5\,\gamma\,B\,N_\gamma s_\gamma$ Para: continua / circular / cuadrada s_c = 1,0 / 1,3 / 1,3 s_γ = 1,0 / 0,6 / 0,8 (Ver Tabla J.2 para valores de factores)	$N_q = \dfrac{a^2}{2\cos^2(45+\phi/2)}$ $a = e^{(0{,}75\pi-\phi/2)\tan\phi}$ $N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ $N_\gamma = \dfrac{\tan\phi}{2}\left(\dfrac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi}-1\right)$
Meyerhof Carga vertical: $q_u = cN_cs_cd_c + qN_qs_qd_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma$ Carga inclinada: $q_u = cN_cd_ci_c + qN_qd_qi_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma d_\gamma i_\gamma$ (Ver Tabla J.3 para factores de forma, profundidad, e inclinación)	$N_q = e^{\pi\tan\phi}\tan^2(45+\frac{\phi}{2})$ $N_c = (N_q - 1)\cot\phi$ $N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1{,}4\phi)$
Hansen $q_u = cN_cs_cd_ci_cg_cb_c + qN_qs_qd_qi_qg_qb_q + 0{,}5\gamma BN_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$ **Cuando $\phi = 0°$, Usar** $q_u = 5{,}14\,c_u(1+ s'_c+ d'_c - i'_c - b'_c - g'_c)+q$ (Ver Tabla J.5 para factores de forma, profundidad, y otros)	N_q = igual a Meyerhof N_c = igual a Meyerhof $N_\gamma = 1{,}5(N_q - 1)\tan\phi$
Vesic Utilizar las ecuaciones de Hansen (Ver Tabla J.5 para factores de forma, profundidad, y otros)	N_q = igual a Meyerhof N_c = igual a Meyerhof $N_\gamma = 2\,(N_q + 1)\tan\phi$

Tabla J.2 Factores de capacidad portante para las ecuaciones de Terzaghi (Das, , 1998)

ϕ [deg]	N_c	N_q	$N_\gamma{}^a$	ϕ [deg]	N_c	N_q	$N_\gamma{}^a$
0	5,70	1,00	0,00	26	27,09	14,21	9,84
1	6,00	1,1	0,01	27	29,24	15,90	11,60
2	6,30	1,22	0,04	28	31,61	17,81	13,70
3	6,62	1,35	0,06	29	34,24	19,98	16,18
4	6,97	1,49	0,10	30	37,16	22,46	19,13
5	7,34	1,64	0,14	31	40,41	25,28	22,65
6	7,73	1,81	0,20	32	44,04	28,52	26,87
7	8,15	2,00	0,27	33	48,09	32,23	31,94
8	8,60	2,21	0,35	34	52,64	36,50	38,04
9	9,09	2,44	0,44	35	57,75	41,44	45,41
10	9,61	2,69	0,56	36	63,53	47,16	54,36
11	10,16	2,98	0,69	37	70,01	53,80	65,27
12	10,76	3,29	0,85	38	77,50	61,55	78,61
13	11,41	3,63	1,04	39	85,97	70,61	95,03
14	12,11	4,02	1,26	40	95,66	81,27	115,31
15	12,86	4,45	1,52	41	106,81	93,85	140,51
16	13,68	4,92	1,82	42	119,67	108,75	171,99
17	14,60	5,45	2,18	43	134,58	126,50	211,56
18	15,12	6,04	2,59	44	151,95	147,74	261,60
19	16,56	6,70	3,07	45	172,28	173,28	325,34
20	17,69	7,44	3,64	46	196,22	204,19	407,11
21	18,92	8,26	4,31	47	224,55	241,80	512,84
22	20,27	9,19	5,09	48	258,28	287,85	650,67
23	21,75	10,23	6,00	49	298,71	344,63	831,99
24	23,36	11,40	7,08	50	347,50	415,14	1072,80
25	25,13	12,72	8,34				

Tabla J.3 Factores de forma, profundidad, e inclinación para la ecuación de capacidad portante de Meyerhof (Bowles, 1995)

Factores	Valor	Para
Forma:	$s_c = 1 + 0{,}2\, K_p \dfrac{B}{L}$	Cualquier ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1\, K_p \dfrac{B}{L}$	$\phi > 10^o$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0^o$
Profundidad	$d_c = 1 + 0{,}2 \sqrt{K_p}\, \dfrac{D}{B}$	Cualquier ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1 \sqrt{K_p}\, \dfrac{D}{B}$	$\phi > 10^o$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclinación: 	$i_c = i_q = \left(1 - \dfrac{\beta}{90^o}\right)^2$	Cualquier ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \dfrac{\beta}{\phi}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$	$\phi = 0$

Donde:

$$K_p = \tan^2(45 + \phi/2) \qquad [J.1]$$

Tabla J.4 Factores de Capacidad Portante para las ecuaciones de capacidad portante de Meyerhof, Hansen, y Vesic. (Bowles, 1995)

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q / N_c	$2\tan\phi(1-\sin\phi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131

Tabla J.5 Factores de forma y profundidad para uso en las ecuaciones de capacidad portante de Hansen (1970) o Vesic (1973) (Bowles, 1995).

Factores de forma	Factores de profundidad
$s'_c = 0{,}2\,\frac{B}{L}$ $s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$ $s_c = 1$ para continua	$d'_c = 0{,}4k \qquad (\phi = 0)$ $d_c = 1 + 0{,}4k$
$s_{q(H)} = 1 + \frac{B}{L}\sin\phi$ $s_{q(V)} = 1 + \frac{B}{L}\tan\phi$	$d_q = 1 + 2\tan\phi\,(1 - \sin\phi)^2 k$
$s_\gamma = 1 - 0{,}4\frac{B}{L} \geq 0{,}6$	$d_\gamma = 1$ $k = \frac{D}{B}$ para $\frac{D}{B} \leq 1$ $k = \tan^{-1}\frac{D}{B}$ para $\frac{D}{B} > 1$ (rad)

Estos factores se aplican a ambos métodos a menos que se utilicen los sufijos (H) o (V). Utilizar los factores con prima cuando $\phi = 0$ (s'_c, d'_c), únicamente por la ecuación de Hansen

USO DE LOS FACTORES DE INCLINACIÓN

En el caso general de cargas inclinadas hay una componente paralela a cada base de dimensión definida como>

$H = H_B$ Paralela a la dimensión B

Para $H_B = 0.0$; $i_{c,B}$, $i_{q,B}$, $i_{\gamma,B}$ son todos 1.0

$H = H_L$ paralela a la dimensión L

Para $H_L = 0{,}0$; $i_{c,L}$, $i_{q,L}$, $i_{\gamma,L}$ son todos 1.0

Esos valores de H_i son usados para calcular los factores de inclinación por la ecuación de Hansen como sigue.

Calcular los factores de inclinación usando la ecuación dada en la tabla J.5, J.6 y J.7, usar los factores de forma.

$s'_{c,B} = 0{,}2Bi_{c,B}/L$ $\quad s'_{c,L} = 0{,}2Bi_{c,L}/B$ $\quad$ (caso $\phi = 0$)

$$s_{c,B} = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B'i_{c,B}}{L'} \qquad s_{c,L} = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{L'i_{c,L}}{B'}$$

$$s_{q,B} = 1 + \operatorname{sen}\phi B'i_{q,B}/L' \qquad s_{q,L} = 1 + \operatorname{sen}\phi L'i_{q,L}/B'$$

$$s_{\gamma,B} = 1 - 0.4B'i_{\gamma,B}/L'i_{\gamma,L} \qquad s_{\gamma,L} = 1 - 0.4L'i_{\gamma,L}/B'i_{\gamma,B}$$

Limitación: $s_{\gamma,iv} \geq 0.6$ (si es menor que 0.6 entonces usar 0.60).

Estos son usados en las siguientes modificaciones de la ecuación de capacidad portante de Hansen

$$q_u = cN_c s_{c,B} d_c i_{c,B} + qN_q s_{q,B} d_q i_{q,B} + 0{,}5\gamma B'N_\gamma s_{\gamma,B} i_{\gamma,B}$$

$$q_u = cN_c s_{c,L} d_c i_{c,L} + qN_q s_{q,L} d_q i_{q,L} + 0{,}5\gamma L'N_\gamma s_{\gamma,L} i_{\gamma,L}$$

Usar los valores más pequeños calculados por las anteriores ecuaciones.

La ecuación de Vecic para capacidad portante con carga inclinada toma en cuenta la dirección (H_B, H_L) en el cálculo del exponente m para los factores de inclinación i_i de las tablas 5,6 y 7. Los factores i no son usados en el cálculo de factores s , Vesic siempre usa el menor dimensión lateral como B' en el termino N_γ de la ecuación general de capacidad portante.

Tabla J.6 Tabla de factores de inclinación, terreno, y base para la ecuación de Hansen 1970 (Bowles, 1995)

Factores de Inclinación	Factores de terreno (base en talud)
$i'_c = 0{,}5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta°}{147°}$ ($\phi = 0$)
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1 - \frac{\beta°}{147°}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha 1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5\tan\beta)^5$

$i_\gamma = \left[1 - \dfrac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha 2}$	**Factores de base**
	$b'_c = \dfrac{\eta^o}{147^o}$ $(\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \dfrac{(0.7 - \eta^o/450^o)H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{\alpha 2}$	$b_c = 1 - \dfrac{\eta^o}{147^o}$ $(\phi > 0)$
	$b_q = exp(-2\eta \tan\phi)$
	$b\gamma = exp(-2.7\eta \tan\phi)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	*η en radianes*

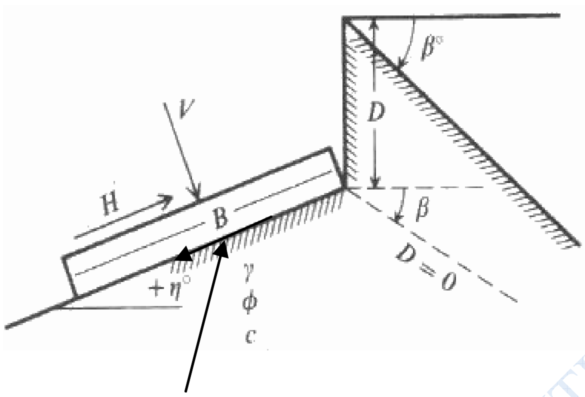


Figura J.1. Fundación en suelo inclinado.

Nota : $\boldsymbol{\beta + \eta}$ ***90°*** (ambos $\boldsymbol{\beta}$ y $\boldsymbol{\eta}$ tienen signo (+))

$$H_{max} = V \tan\delta + c_a A_f \qquad [J.2]$$

Para:

$L/B \leq 2$ usar ϕ_{tr}
$L/B > 2$ usar $\phi_{ps} = 1.5\,\phi_{tr} - 17^o$
$\phi_{tr} \leq 34^o$ usar $\phi_{tr} = \phi_{ps}$

δ =Ángulo de fricción entre la base y el suelo $(0.5\phi \leq \delta \leq \phi)$
A_f = B'L' (Área efectiva)
c_a = Base de adherencia (0.6 a 1.0c)

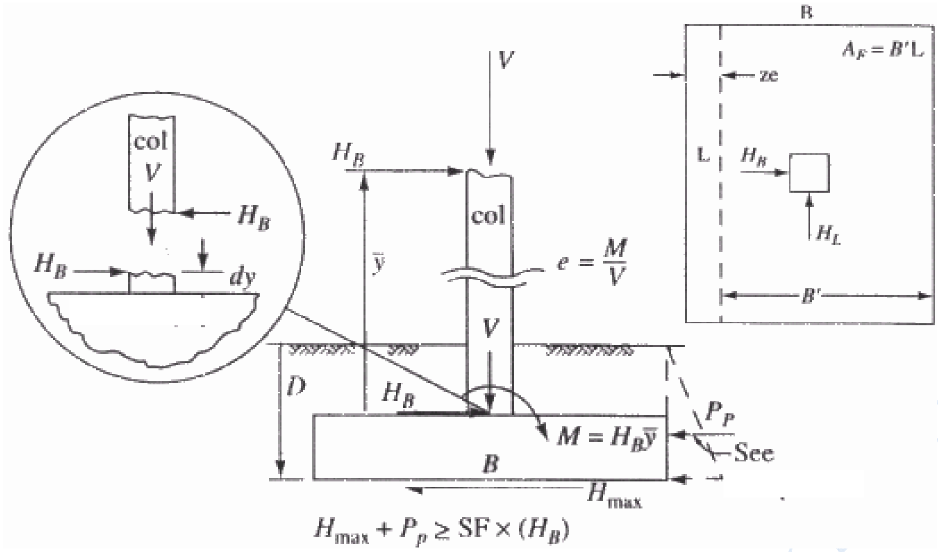


Figura J.2. Fundación sometida a cargas que originan excentricidad.

Tabla. J.7 Tabla de factores de inclinación, terreno, y base para la ecuación de capacidad portante Vesic (1973, 1975b)

Factores de Inclinación	**Factores de terreno (base en talud)**
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c}$ $(\phi = 0)$ $i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$ $(\phi > 0)$ $i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^m$	$g'_c = \frac{\beta^o}{5.14}$ β en radianes $g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan\phi}$ $(\phi > 0)$ $g_q = g_\gamma = (1 - \tan\beta)^2$
$i_\gamma = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot\phi}\right]^{m+1}$ $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	**Factores de base** $b'_c = g'_c$ $(\phi = 0)$ $b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan\phi}$ $b_q = b\gamma = (1.0 - \eta^* \tan\phi)^2$

Cargas excéntricas.

$$q_{max} = \frac{Q}{BL}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad [J.3]$$

$$q_{min} = \frac{Q}{BL}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad [J.4]$$

$$e = \frac{M}{Q} \quad [J.5]$$

Donde:

q = carga vertical total.
M = momento sobre la cimentación.
B = base de la zapata.
L = longitud de la zapata.

ANEXO

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT)

CORRECCIÓN AL NÚMERO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

La variación de *N*, que se obtuvo en campo, puede ser corregido a N_{60} mediante la siguiente ecuación.

$$N'_{70} = C_N \, N \, \eta_1 \, \eta_2 \, \eta_3 \, \eta_4 \quad [M.1]$$

N'_{70} = Valor de SPT corregido
C_N = Ajuste por presión de sobrecarga (ecuación M.1).
η_1 = Eficiencia del martillo (ecuación M.2)
η_2 = Corrección por profundidad (tabla M.1)
η_3 = Corrección por muestreo (tabla M.2)
η_4 = Corrección por diámetro de perforación (tabla M.3)
N = Valor de SPT obtenido en campo

$$C_N = \sqrt{\frac{p'_2}{p'_1}} \quad [M.2]$$

p'_1 = Esfuerzo vertical efectivo estándar = 95.76 kPa
p'_2 = Esfuerzo vertical efectivo en el lugar de ensayo

$$\eta_1 = \frac{E_r}{70} \qquad [M.3]$$

E_r = Energía del martillo (depende del tipo de martillo y su sistema de golpe).

Tabla M.1. Corrección por profundidad

Longitud	η_2
>10 m	1,00
6-10 m	0,95
4-6 m	0,95
0-4 m	0,75

Tabla M.2. Corrección por muestreo

Característica	η_3
Sin liner	1
Con liner: Arena densa, arcilla	0,8
Arena suelta	0,9

Tabla M.3. Corrección por diámetro de la perforación

Diámetro de perforación	η_4
60 – 120 mm	1
150 mm	1,05
200 mm	1,15

Para convertir el número de golpes a otro con diferente energía se tiene la siguiente ecuación:

$$N'_E = \frac{70}{E} N'_{70} \qquad [M.4]$$

E = energía del ensayo de penetración estándar

$$N_c = C_N \eta_1 \eta_2 \eta_3 \eta_4 N \qquad [M.5]$$

Tabla 8.8. Factores η_i para la ecuación M.5.

Martillo para η_1					Observaciones
	Promedio de Energía transferida, E_t				
	Donut		Safety		
País	R-P	Automático	R-P	Automático	R-P = Sistema de cuerdas y poleas
EEUU	45	--	70-80	80-100	$\eta_1=E_t/E_{tb}$
Japón	67	78	--	--	E_{tb}= Porcentaje de energía transferida
Inglaterra	--	--	50	60	estandarizado
China	50	60	--	--	
Corrección por longitud de barras, η_2					
	Longitud	>10m	η_2 = 1.00		N es muy alto para L<10 m.
		6-10	=0.95		
		4-6	=0.85		
		6-4	=0.75		
Corrección por muestreador, η_3					
		Sin guía	η_3 = 1.00		Valor base
	Con guía:	Arena densa, arcilla	=0.80		N es muy alto con guía
		Arena suelta	=0.90		
Corrección por diámetro del sondeo, η_4					
Diámetro del sondeo*:		60-120 mm	η_4 = 1.00		Valor base; N es muy pequeño cuando el sondeo es de gran tamaño
		150 mm	=1.05		
		200 mm	=1.15		

* η_4 = 1.00 para todos los diámetros cuando se trabaja con taladros de sección hueca.

Tabla 8.9. Relaciones empíricas para C_N (Das, 2001).

Fuente	C_N
Liao y Whitman (1986)	$\sqrt{\dfrac{1}{\sigma_v'}}$
Skempton (1986)	$\dfrac{2}{1+\sigma_v'}$
Seed et al. (1975)	$1-1.25\log\left(\dfrac{\sigma_v'}{\sigma_1'}\right)$ Donde: $\sigma_1' = 1$ US ton/pie^2
Peck et al. (1974)	$0.77\log\left(\dfrac{20}{\sigma_v'}\right)$ Para $\sigma_v' \geq 0.25$ US ton/pie^2.

Nota. σ_v' está en US ton/pie^2**.**

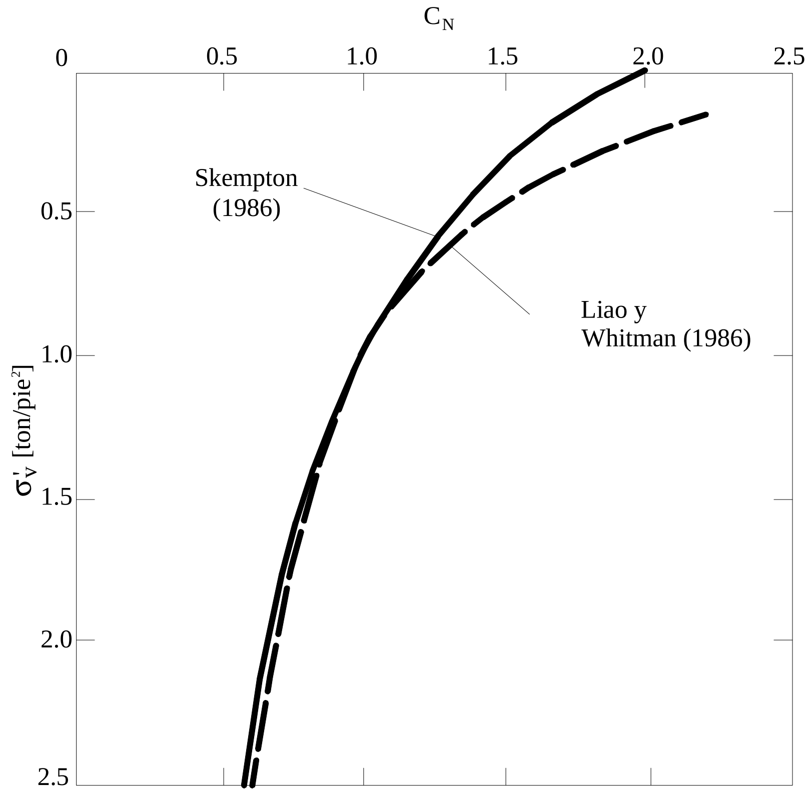


Figura M.1. Gráficas comparativas de C_N vs. $\sigma_v^{'}$ (Das, 2001).

Capacidad de apoyo a partir del ensayo SPT

$$q_{a_n}\left(\frac{kN}{m^2}\right)=19.16N_{cor}F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right) \qquad B<1.22m \qquad [M.6]$$

$$q_{a_n}\left(\frac{kN}{m^2}\right)=11.98N_{cor}\left(\frac{3.28B+1}{3.28B}\right)^2F_d\left(\frac{S_e}{25.4}\right) \qquad B<1.22m \qquad [M.7]$$

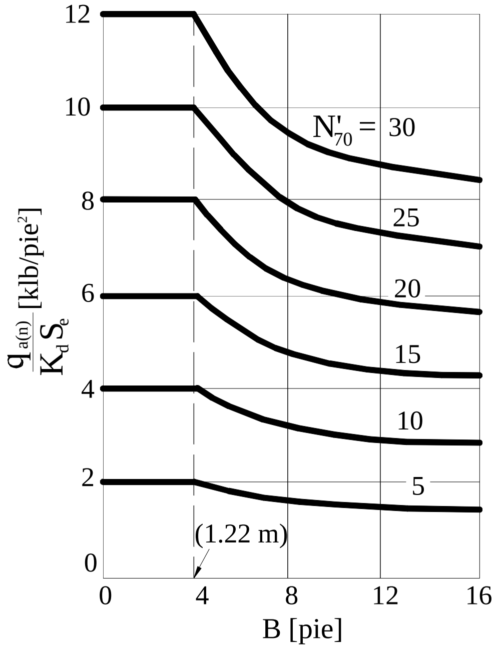


Figura M.2. Gráfica de $q_{a(n)}/(K_d S_e)$ vs. B. Ecuaciones [8.28] y [8.29] (Das, 2001).

Donde:

S_e=Asentamiento tolerable, en mm

$$F_d = 1 + 0.33\left(\frac{D_f}{B}\right) \leq 1.33 \qquad [M.8]$$

CORRELACIONES DE SPT

En la tabla M.4 se presenta valores empíricos para ϕ, D_r y peso unitario de suelos granulares basados en el SPT, hasta una profundidad de 6 metros y suelos normalmente consolidados.

Tabla M.4. Valores empíricos para ϕ, D_r, γ, basados en el ensayo SPT

Descripción		Muy suelta	Suelta	Media	Densa	Muy densa
Densidad relativa D_r (%)		0	0,15	0,35	0,65	0,85 1
SPT N'_{70}	Fino	1-2	3-6	7-15	16-30	>30
	Medio	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
	Grueso	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
ϕ	Fino	26-28	28-30	30-34	33-38	
	Medio	27-28	30-32	32-36	36-42	<50
	Grueso	28-30	30-34	33-40	40-50	
γ (kN/m³)		11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO c_u

Hara sugiere que:

$$c_u = 29\ N_F^{\,0,72} \qquad [M.9]$$

N_F = Número de penetración estándar en el campo

DENSIDAD RELATIVA D_r

Marcuson y Bieganousky, proporcionaron la relación empírica para obtener la densidad relativa.

$$D_r(\%) = 11,7 + 0,76(222\,N_F + 1600 - 53\sigma'_v - 50\,C_u^{\,2})^{0,5} \qquad [M.10]$$

Donde:

D_r = Densidad relativa
N_F = Número de penetración estándar en el campo
σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical

ÁNGULO DE FRICCION ϕ

Peck, Hanson y Thornburn, proporcionan la siguiente correlación:

$$\phi = 27,1 + 0,3\,N' - 0,00054\,N'^2 \qquad [M.11]$$

ϕ = Ángulo de fricción pico del suelo
N' = Número de penetración estándar corregido
Schmertmann, da la siguiente correlación:

$$\phi = \tan^{-1}\left[\frac{N_F}{12,2 + 20,3\left(\dfrac{\sigma'_v}{p_a}\right)}\right]^{0,34} \qquad [M.12]$$

N_F = Número de penetración estándar en el campo
σ'_v = Esfuerzo efectivo vertical
p_a = Presión atmosférica en iguales unidades que σ'_v

Recientemente Hatanaka y Ucida dan la siguiente ecuación para hallar el ángulo de fricción:

$$\phi = \sqrt{20\ N'} + 20 \qquad [M.13]$$

N′ = Número de penetración estándar corregido

ENSAYO DE LA VELETA DE CORTE

Para obtener la resistencia al corte por medio de la veleta, se tiene la ecuación de Calding:

$$c_u = \frac{T}{\pi\left[\frac{d^2 h}{2} + \beta\frac{d^3}{4}\right]} \qquad [M.14]$$

Donde:

T = Máximo torque aplicado en la cabeza de la veleta
d = Diámetro de la veleta de corte
h = Altura de la veleta de corte
β = Tipo de movilización del suelo en los extremos de la veleta, esta puede ser:

Triangular β=1/2 Uniformeβ=2/3 Parabólicaβ=3/5

CORRELACIONES DE VELETA DE CORTE

RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO

Bjerrum sostiene la siguiente ecuación de corrección, para considerar los efectos de la plasticidad en los ensayos:

$$c_{u(diseño)} = \lambda \cdot c_{u(veleta)} \qquad [M.15]$$

Donde:

$\lambda = 1{,}7 - 0{,}54\ \log(PI)$
PI: índice de plasticidad

PRESION DE PRECONSOLIDACION

$$p_c = 7.04 \cdot (c_{u(veleta)})^{0,83} \qquad [M.16]$$

ENSAYO DEL CONO DE PENETRACION

La resistencia del cono q_c es el total de la fuerza actuante sobre el cono dividido por su proyección de área, (10 cm^2).

La fricción del cono f_{sc} es el total de la fuerza de fricción actuante en el fuste dividido por la superficie de contacto.

Es común expresar la fricción en términos del índice de fricción:

$$R_f = \frac{f_{sc}}{q_c} 100 \ (\%) \qquad [M.17]$$

Usualmente las arenas tienen $R_f < 1\%$, arcillas con $R_f > 5\text{-}6\%$

CORRELACIONES DE CPT

DENSIDAD RELATIVA

Para arenas normalmente consolidadas

$$D_r (\%) = -98 + 66 \log\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_v}}\right) \qquad [M.18]$$

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo

ANGULO DE FRICCION INTERNA

Para arenas normalmente consolidadas:

$$\phi = \tan^{-1}\left[0{,}1 + 0{,}38 \log\left(\frac{q_c}{\sigma'_v}\right)\right] \qquad [M.19]$$

RESISTENCIA AL CORTE

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \qquad [M.20]$$

Donde:

N_k = Factor de capacidad de carga es igual a 15 para conos eléctricos y 20 para conos mecánicos.

σ_v = Esfuerzo total vertical.

PRESION DE PRECONSOLIDACION

$$p_c = 0.243 (q_c)^{0{,}96} \qquad [M.21]$$

INDICE DE SOBRECONSOLIDACION

$$OCR = 0{,}37\left(\frac{q_c - \sigma_v}{\sigma'_v}\right) \qquad [M.22]$$

Donde:

σ_v = Esfuerzo total vertical.

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

q_c = Resistencia del cono, fuerza actuante sobre el cono dividido por su proyección de área.

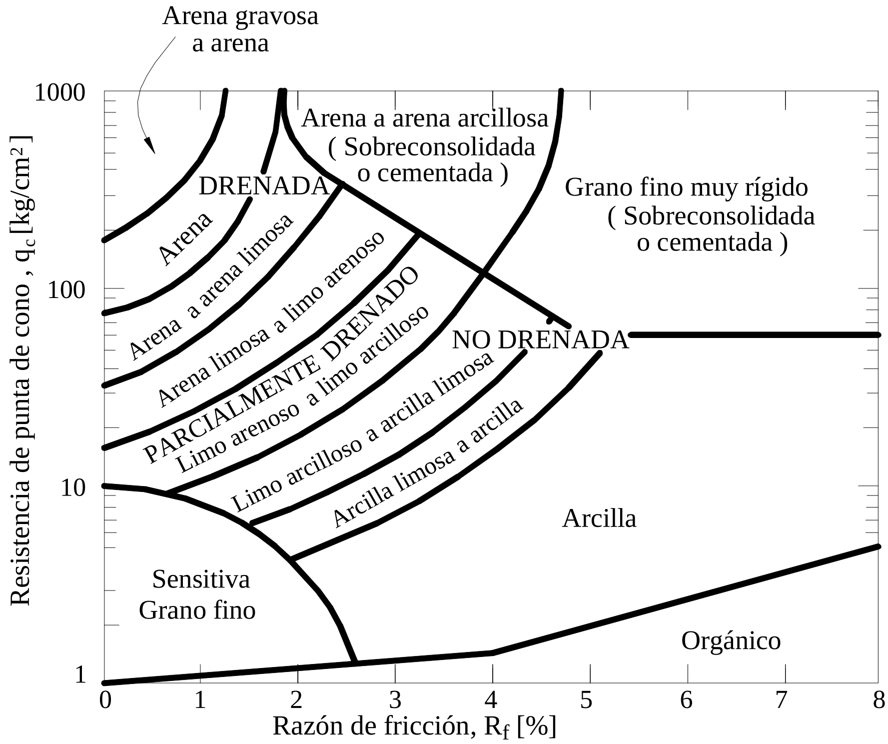


Figura M.3. Ábaco de clasificación de suelos a partir de los datos del CPTu.

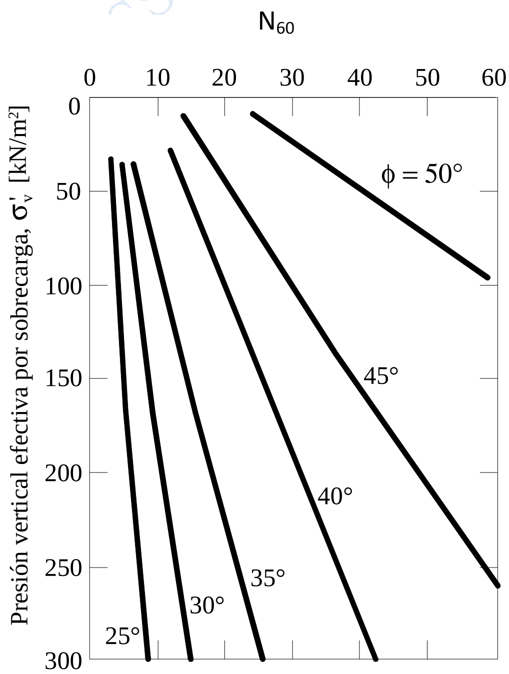


Figura M.4. Correlación entre $N_{60}, \sigma_v^{'}$ y $\phi^{'}$ para suelos granulares, según Schmertmann.

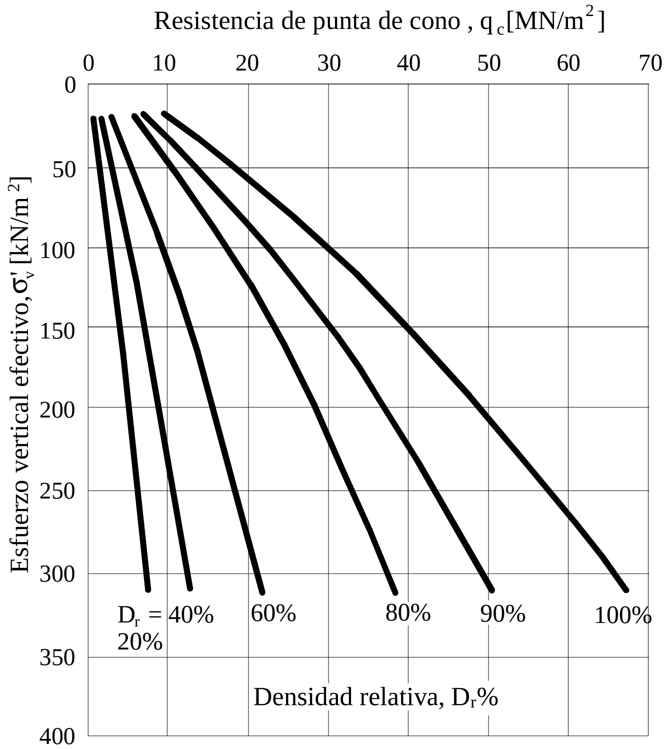


Figura M.5. Relación de la densidad relativa con los valores obtenidos en el ensayo CPTu.