



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

EJERCICIOS DE GEOTECNIA II
MECÁNICA DE SUELOS

CARLOS ARIAS RIVERA

EJERCICIOS DE MECANICA SUELOS TEORICA GEOTECNIA

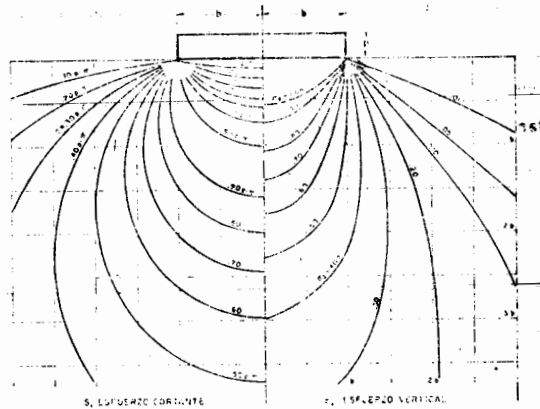


FACULTAD DE INGENIERIA

101

Ej. 10

Caja 101
Ej.
601208



I. DISTRIBUCION DE PRESIONES

En la Mecánica de Suelos existen diversas teorías por medio de las cuales se puede calcular la distribución de presiones dentro de la masa del suelo. Estas teorías demuestran que una carga aplicada al suelo aumenta los esfuerzos verticales en toda la masa. El aumento es mayor debajo de la carga pero se extiende en todas direcciones. A medida que aumenta la profundidad, disminuye la concentración de esfuerzos debajo de la carga.

TEORIA DE BOUSSINESQ. Esta teoría supone una masa de suelo homogénea, elástica e isotrópica que se extiende infinitamente por debajo de una superficie de la masa. El incremento del esfuerzo vertical, $\Delta\sigma_z$, a la profundidad z y a una distancia horizontal r del punto de aplicación de la carga Q , se calcula por medio de la fórmula siguiente:

$$\Delta\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{(r^2 + z^2)^{5/2}}$$

En el apéndice No. I aparece la gráfica de Fadum para valores de Boussinesq para un área rectangular uniformemente cargada. En los apéndices II y III aparecen tabuladas las soluciones de Boussinesq para carga concentrada y para área circular uniformemente cargada.

TEORIA DE WESTERGAARD. Esta teoría se ajusta más a las condiciones elásticas de una masa estratificada de suelo. Se supone una masa homogénea elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables, de espesores despreciables. La fórmula para calcular el incremento del esfuerzo vertical, producido por una carga concentrada aplicada en la superficie de un suelo compresible, es la si

guiente:

$$\sigma_{rz} = \frac{Q}{\pi z^2 \left[1 + 2 \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

En el apéndice IV aparece la gráfica de Westergaard.

ESFUERZOS BAJO DIFERENTES CONDICIONES DE CARGA. A continuación se mencionan diferentes condiciones de carga superficiales de interés práctico:

- a) Carga lineal de longitud infinita; para este caso se usa la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

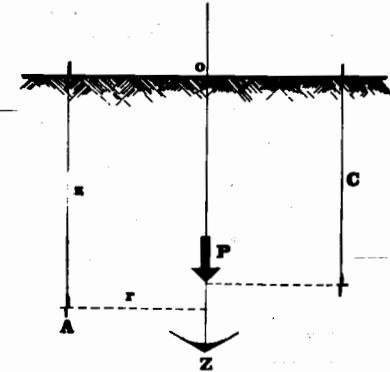
- b) Area circular uniformemente cargada (Apéndice V)
- c) Carga rectangular de longitud infinita (Apéndice VI)
- d) Carga trapecial de longitud infinita (Apéndice VII)

LA CARTA DE NEWMARK. Newmark desarrolló un método gráfico sencillo que permite obtener rápidamente los esfuerzos verticales (σ_z) transmitidos a un medio semi-infinito, homogéneo, isótropo y elástico para cualquier condición de carga uniforme repartida sobre la superficie del medio. Esta carta es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, aplicando cada una de ellas diferentes presiones a la superficie del medio. (Ver problema No. 7).

SOLUCION DE FADUM. Fadum da los valores de influencia de una carga lineal como la transmitida por una zapata corrida. Para problemas de este tipo se utiliza la gráfica del apéndice IX.

APUNTES 101

PROBLEMA DE MIDLIN. Se supone la existencia de un sólido que ocupa la región del espacio Z en cuyo interior obra una carga concentrada P, aplicada en un punto z = c, r = 0. Se trata de calcular el estado de esfuerzos en la masa para el punto de aplicación de la carga.



El problema de Boussinesq es una particularización del anterior, con lo que la carga concentrada queda aplicada en la frontera del medio.

Problemas Resueltos

1

Calcule el esfuerzo que produce una carga concentrada de 15 toneladas a una profundidad de 6 metros:

- a) Usando la fórmula de Boussinesq
- b) Usando la tabla propuesta por Boussinesq

SOLUCION:

a) Para calcular los es-

fuerzos en el suelo, -

según la teoría de -

Boussinesq que supo-

ne una masa de suelo-

homogénea, elástica e

isótropa que se ex--

tiende infinitamente-

en todas direcciones-

por debajo de la superficie del suelo, se tiene:

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{5/2}$$

Para el caso analizado: $r = 0$, sustituyendo valores:

$$\sigma_{z_6} = \frac{(3)(15)}{2\pi(6)^2} \cdot (1) = \frac{45}{226.195}$$

$$\sigma_{z_6} = 0.19894 \text{ ton/m}^2 = 198.94 \text{ kg/m}^2$$

R

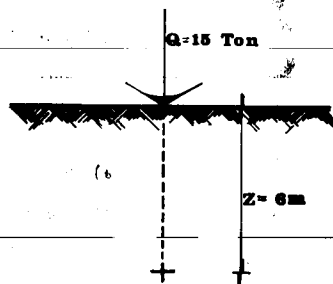
b) Como $r/z = 0$, entrando a la tabla del apéndice II se obtiene:

$$P_0 = 0.4775$$

$$\text{Aplicando la expresión: } \sigma_z = \frac{P}{z^2} P_0$$

$$\sigma_{z_6} = \frac{15}{36} \cdot 0.4775 = \frac{0.19895 \text{ ton/m}^2}{36} = 198.95 \text{ kg/m}^2$$

R



2

Una cimentación de 10 x 20 metros soportará una carga uniforme de 10 ton/m^2 . Calcular las presiones verticales en una esquina a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Graficar los valores obtenidos.

SOLUCION:

Para resolver este tipo de problemas-

en que se tienen áreas rectangulares es-

conveniente emplear las gráficas de Buos-

sinesq para lo cual se necesita calcular

los parámetros m y n con los cuales se -

entra a las gráficas mencionadas. m y n

se definen como:

$$m = \frac{x}{z} \quad \text{y} \quad n = \frac{y}{z}$$

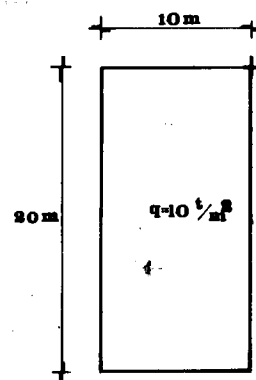
x es la longitud de un lado del área rec-

tangular.

y es la longitud del otro lado del área.

z es la profundidad a la cual se quiere-

conocer el esfuerzo.



x e y son intercambiables.

Habiendo obtenido W_0 , con los parámetros m y n, se aplica

la fórmula:

$$\sigma_{z_0} = W_0 q$$

para obtener la magnitud del esfuerzo.

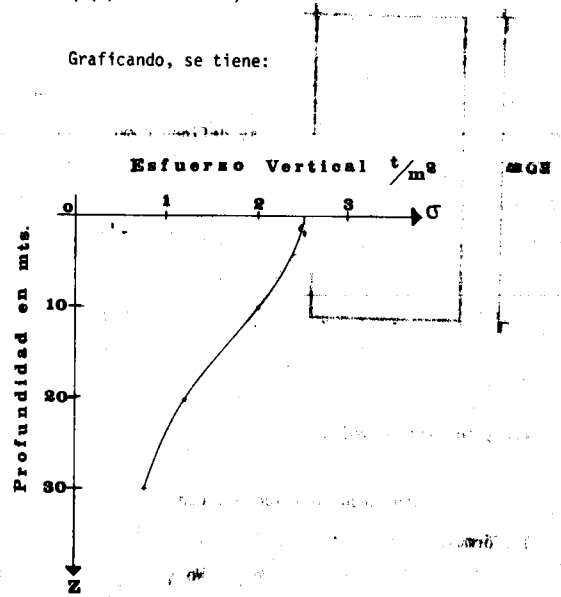
Con objeto de facilitar la solución de este tipo de problemas, a continuación se presenta la siguiente tabla:

Escogiendo $x = 20$ mts; $y = 10$ mts.

z	$m = \frac{x}{z}$	$n = \frac{y}{z}$	W_0	q	σ_{z_0}
0	∞	∞	0.25	10	2.5
10	2	1	0.20	10	2.0
20	1	0.5	0.12	10	1.2
30	0.66	0.33	0.075	10	0.75

Los valores de la columna 4 se obtienen de las gráficas de Boussinesq (apéndice No. 1)

Gráficoando, se tiene:



3

Calcular el esfuerzo a una profundidad de 3 metros y a 2.4 metros del centro de una zapata cuadrada de 3 metros de lado y que transmite una presión de 1.5 Kg/cm²:

- a) Usando la ecuación de Westergaard
- b) Usando las gráficas de Westergaard

SOLUCION:

a) Westergaard supone en su teoría, como ya se mencionó, una masa homogénea, elástica reforzada por finas láminas horizontales no deformables de espesores despreciables. La fórmula para calcular el esfuerzo vertical producido por una carga concentrada aplicada en la superficie del suelo es:

$$\sigma_z = \frac{Q}{\pi z^2 \left[1 + 2 \left(\frac{r}{z} \right)^2 \right]^{3/2}}$$

Q, r y z significan lo mismo que en la fórmula de Boussinesq.

Para resolver el problema se tiene que:

$$z = 3.0 \text{ m} = 300 \text{ cm}$$

$$r = 2.4 \text{ m} = 240 \text{ cm}$$

Para poder aplicar la expresión, es necesario convertir la carga uniforme a una equivalente concentrada:

$$Q = 1.5 \text{ Kg/cm}^2 \times 90,000 \text{ cm}^2 = 135,000 \text{ kg}$$

Sustituyendo valores:

$$\sigma_{z_0} = \frac{135,000}{\pi 300^2 \left[1 + 2 \left(\frac{240}{300} \right)^2 \right]^{3/2}} = \frac{135,000}{972639.36} = 0.138 \text{ kg/cm}^2$$

R

$$\sigma_{z_0} = 0.138 \text{ kg/cm}^2$$

b) Considerando que el ancho de la zapata es de 3 m, de acuerdo a la gráfica que se presenta en el apéndice No. IV, se tiene que $B = 3$ mts.

Si B es igual a 3 metros, 2.4 metros equivalen a 0.8 B , siendo esta la distancia horizontal del punto.

Entrando a la gráfica con B y 0.8 B , se obtiene:

$$\sigma_z = 0.09 q$$

por lo tanto:

$$\sigma_z = 0.09 \times 1.5 = 0.135$$

$$\sigma_z = 0.135 \text{ kg/cm}^2$$

R

Nótese que para obtener el resultado según la gráfica, se emplea la carga uniforme dada.

Construir una carta de Newmark con una escala $z = 5$ cm.

SOLUCION:

Newmark desarrolló un método gráfico sencillo, que permite obtener rápidamente los esfuerzos transmitidos a un medio semiinfinito, homogéneo, isótropo y elástico para cualquier condición de

carga uniformemente repartida sobre la superficie del suelo. Esta carta es especialmente útil cuando se tienen varias áreas cargadas, que transmiten diferentes presiones a la superficie del suelo.

El método se basa en la ecuación:

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right]$$

Que corresponde al esfuerzo vertical bajo el centro de un área circular uniformemente cargada. Esta ecuación se puede escribir:

$$\frac{\sigma_z}{w} = 1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{3/2}$$

Si en esta ecuación se da a $\frac{\sigma_z}{w}$ el valor de 0.1, se encuentra que r/z resulta ser 0.27; es decir, que si se tiene un círculo cargado de radio $r = 0.27 z$, donde z es la profundidad de un punto A bajo el centro del círculo, el esfuerzo en dicho punto A será:

$$\sigma_z = 0.1 w$$

Si este círculo de $r = 0.27 z$ se divide en un número de segmentos iguales, cada uno de ellos contribuirá al esfuerzo σ_z total en la misma proporción. Si se divide el círculo en 20 partes, como es usual en las cartas de Newmark, cada segmento cooperará para el esfuerzo σ_z con:

$$\frac{0.1 w}{20} = 0.005 w$$

El valor de 0.005 es el valor de influencia correspon-

4

diente a cada uno de los segmentos circulares considerados.

Supónganse ahora valores de 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, y 0.9 a la relación σ_z/w ; los correspondientes valores para la relación r/z serán:

Para 0.2	$r/z = 0.40$
Para 0.3	$r/z = 0.52$
Para 0.4	$r/z = 0.64$
Para 0.5	$r/z = 0.77$
Para 0.6	$r/z = 0.92$
Para 0.7	$r/z = 1.11$
Para 0.8	$r/z = 1.39$
Para 0.9	$r/z = 1.91$

Las cantidades anteriores son los radios de círculos concéntricos con los cuales se formará la carta de Newmark.

Para $\sigma_z/w = 1$, resulta que el radio del círculo correspondiente es ya infinito para cualquier z diferente de cero, por lo que las áreas que se generan por la prolongación de los radios vectores que se utilizaron para subdividir los círculos en segmentos iguales, fuera del círculo $\sigma_z/w = 0.9$, aún siendo infinitas, tienen la misma influencia sobre el punto A que las restantes dibujadas.

Obténganse los radios de los círculos según $z = 5$ cm:

$r = 0.27 (5) = 1.35$	cm.
$r = 0.40 (5) = 2.0$	"
$r = 0.52 (5) = 2.6$	"

$r = 0.64 (5) = 3.2$	cm.
$r = 0.77 (5) = 3.85$	"
$r = 0.92 (5) = 4.6$	"
$r = 1.11 (5) = 5.55$	"
$r = 1.39 (5) = 6.95$	"
$r = 1.91 (5) = 9.55$	"

Que son los radios de los círculos para la carta pedida.

Otra forma de obtener la relación r/z , para construir la carta de Newmark es entrando con los valores de 0.1, 0.2, ..., 0.9 de w a la tabla de Boussinesq sobre valores de influencia para área circular uniformemente cargada.

La carta resultante se presenta en el apéndice No. VIII.

Resolver el problema número 2 utilizando la carta de Newmark.

SOLUCION:

Para aplicar la carta de Newmark se emplea la fórmula:

$$\sigma_z = q N i$$

donde q es la carga unitaria distribuida, N es el número de cuadros e i es el coeficiente de influencia de cada cuadro, siendo igual a 0.005.

Considérese que la escala que muestra la carta equivale a 10 metros, o sea, para calcular el esfuerzo a 10 metros de profun-

Se dibuja el área rectangular dada en papel transparente y se coloca el punto donde se requieren conocer los esfuerzos, en el centro de los círculos de la carta de Newmark; se cuenta el número de cuadros y se aplica la fórmula arriba indicada.

Para $z = 10$ m, se tiene $N = 42$ cuadros.

Sustituyendo:

$$\sigma_{z_0} = (10) (42) (0.005) = 2.1 \text{ ton/m}^2$$

Ahora se dibuja el área considerando que la escala dada en la carta de Newmark son 20 metros:

Para $z = 20$ m, se tiene que $N = 26.5$ cuadros

$$\sigma_{z_0} = (10) (26.5) (0.005) = 1.32 \text{ ton/m}^2$$

Procediendo de igual manera que en los casos anteriores:

Para $z = 30$ m, se tiene que $N = 17$ cuadros

$$\sigma_{z_0} = (10) (17) (0.005) = 0.85 \text{ ton/m}^2$$

Obsérvese que los valores de influencia calculados con este procedimiento son aproximadamente iguales a los obtenidos en el problema 2.

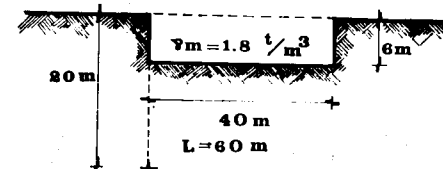
Si la excavación de un edificio rectangular de 60 metros de largo por 40 metros de ancho es de 6 metros de profundidad y el material excavado es arena húmeda cuyo peso volumétrico es $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$, ¿Cuál es la presión vertical reducida al remover el peso de la arena en un punto a 20 metros debajo de la superficie original del terreno y en una esquina?

SOLUCION:

En este caso se tiene:

$$m = \frac{x}{z} = \frac{60}{20} = 3$$

$$n = \frac{y}{z} = \frac{40}{20} = 2$$



Con estos valores se entra a la gráfica de Boussinesq obteniendo:

$$W_0 = 0.232$$

Por otra parte, la descarga producida por la excavación será igual a: $P = 1.8 \times 6 = 10.8 \text{ ton/m}^2$

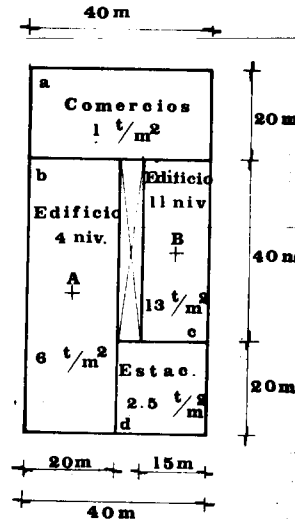
Aplicando: $\sigma = P W_0$, se obtiene: $\sigma = 10.8 \times 0.232 = 2.5056 \text{ ton/m}^2$

$$\sigma = 2.5056 \text{ ton/m}^2$$

Determinar la distribución de presiones en los puntos A y B de la planta del edificio de la figura mostrada a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Usar la carta de Newmark y dibujar las envolventes obtenidas.

SOLUCION:

Para obtener los esfuerzos a una profundidad de 10 metros se considera que la escala dada en la carta son 10 metros y en base a dicha escala se dibuja el área dada, colocando el punto A sobre el centro de la carta y contando el número de cuadros correspondientes a cada una de las áreas, se aplica la fórmula de Newmark, para cada área, obteniéndose así los esfuerzos parciales. El esfuerzo total será la suma de los esfuerzos parciales. Esta operación se repite para las profundidades de 20 y 30 metros.



Para el punto B se procede de igual forma.

Para z = 10 mts

A	B
Area a: N = 3.0	N = 4.1
Area b: N = 167.5	N = 9.0
Area c: N = 5.0	N = 145.0
Area d: N = 3.0	N = 2.4

Para z = 20 mts.

A	B
Area a: N = 3.75	N = 9.2
Area b: N = 115.4	N = 22.9
Area c: N = 13.5	N = 90.5
Area d: N = 6.2	N = 4.33

Para z = 30 mts.

Area a: N = 4.2	N = 8.2
Area b: N = 57.2	N = 25.2
Area c: N = 14.3	N = 57.8
Area d: N = 8.1	N = 6.2

Aplicando los resultados anteriores en la siguiente expresión:

$$\sigma = q N i$$

donde: $i = 0.005$

Se obtiene:

Para z = 10 mts.

$$\begin{aligned} \sigma_a &= 1 (0.005) (3) = 0.015 & \sigma_a &= 1 (0.005) (4.1) = 0.0205 \\ \sigma_b &= 6 (0.005) (167.5) = 5.025 & \sigma_b &= 6 (0.005) (9.0) = 0.27 \\ \sigma_c &= 13 (0.005) (5.0) = 0.325 & \sigma_c &= 13 (0.005) (145) = 9.425 \\ \sigma_d &= 2.5 (0.005) (3.0) = 0.0375 & \sigma_d &= 2.5 (0.005) (2.4) = 0.030 \end{aligned}$$

$\sigma_t = 9.7455$

Para z = 20 mts.

$$\sigma_a = 1 (0.005) (3.75) = 0.018 \quad \sigma_a = 1 (0.005) (9.2) = 0.046$$

A	B
$\sigma_b = 6 (0.005) (115.4) = 3.462$	$\sigma_b = 6 (0.005) (22.9) = 0.687$
$\sigma_c = 13 (0.005) (13.5) = 0.877$	$\sigma_c = 13 (0.005) (90.5) = 5.882$
$\sigma_d = 2.5 (0.005) (6.2) = 0.077$	$\sigma_d = 2.5 (0.005) (4.33) = 0.054$
$\sigma_t = 4.434$	$\sigma_t = 6.669$

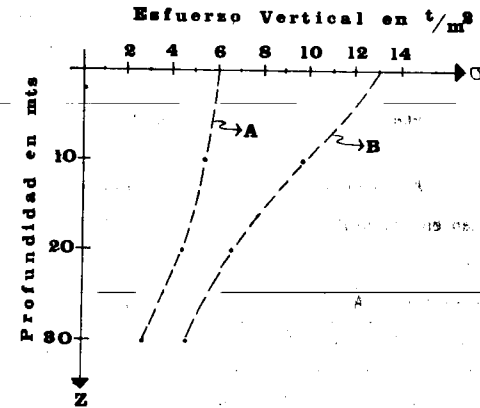
Para $z = 30$ mts.

A	B
$\sigma_a = 1(0.005) (4.2) = 0.021$	$\sigma_a = 1 (0.005) (8.2) = 0.041$
$\sigma_b = 6(0.005) (57.2) = 1.716$	$\sigma_b = 6 (0.005)(25.2) = 0.756$
$\sigma_c = 13 (0.005) (14.3) = 0.929$	$\sigma_c = 13 (0.005) (57.8) = 3.757$
$\sigma_d = 2.5 (0.005) (8.1) = 0.101$	$\sigma_d = 2.5 (0.005) (6.2) = 0.077$
$\sigma_t = 2.767$	$\sigma_t = 4.631$

R

Tabulando los resultados finales:

z	A (T/m ²)	B (T/m ²)
10	5.4025	9.7450
20	4.4340	6.6690
30	2.7670	4.6310

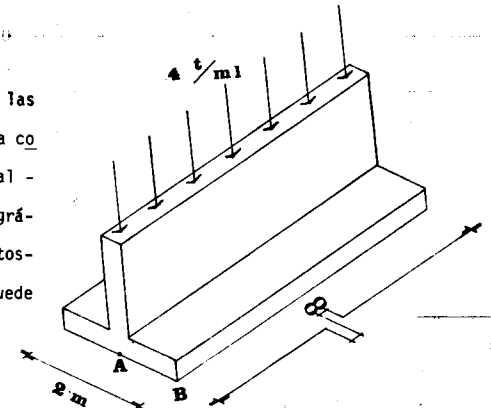


Para la zapata corrida de la figura, calcular y dibujar la distribución de presiones para los puntos A y B a profundidades de 1, 2, 4, y 8 metros.

- Considerando carga lineal (Gráfica de Fadum)
- Por medio de la gráfica de distribución de esfuerzos verticales para carga rectangular de longitud infinita.

SOLUCION:

a) Para poder utilizar las gráficas de Fadum se necesita conocer m y n que se calculan al igual que para utilizar las gráficas de Boussinesq. Con estos valores se obtiene P_0 y se puede



aplicar la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{P}{z} P_0$$

donde P tiene unidades de carga por unidad de longitud.

Al igual que en problemas anteriores, por facilidad se presentan en una tabla los cálculos.

Para el punto A $x = 0, y = \infty$

z	$m = \frac{x}{z}$	$n = \frac{y}{z}$	P_0	P	$P_0 P$	$\sigma_z = \frac{P_0 P}{z}$
1	0	∞	0.319	4	1.276	1.276
2	0	∞	0.319	4	1.276	0.638
4	0	∞	0.319	4	1.276	0.319
8	0	∞	0.319	4	1.276	0.1595

Para el punto B $x = 1, y = \infty$

z	$m = \frac{x}{z}$	$n = \frac{y}{z}$	P_0	P	$P_0 P$	$\sigma_z = \frac{P_0 P}{z}$
1	1	∞	0.079	4	0.316	0.316
2	0.5	∞	0.204	4	0.816	0.408
4	0.25	∞	0.278	4	1.112	0.278
8	0.125	∞	0.308	4	1.232	0.154

Los valores de P_0 de las tablas anteriores fueron obtenidos de las gráficas de Fadum. (Apéndice IX).

b) Por medio de la gráfica de distribución de esfuerzos verticales para carga rectangular de longitud infinita.

Se tiene que la descarga al subsuelo será igual a:

$$P = 4 \text{ ton/m} / 2\text{m} = 2 \text{ ton/m}^2$$

Para el Punto A

Considérese que:

$$b = 1 \text{ m}$$

$$2b = 2 \text{ m}$$

$$4b = 4 \text{ m}$$

$$8b = 8 \text{ m}$$

$$z = 1 \quad \sigma_z = 0.82 \quad P = 1.64$$

$$z = 2 \quad \sigma_z = 0.56 \quad P = 1.12$$

$$z = 4 \quad \sigma_z = 0.31 \quad P = 0.62$$

$z = 8$ Este valor se sale de la gráfica, por lo tanto no se puede obtener.

Punto B

$$b = 1 \text{ m}$$

$$2b = 2 \text{ m}$$

$$4b = 4 \text{ m}$$

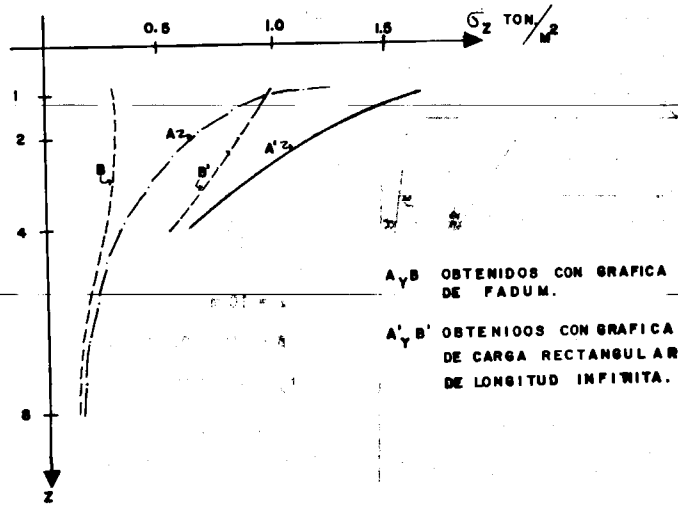
$$8b = 8 \text{ m}$$

$$z = 1 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.49 \quad P = 0.98$$

$$z = 2 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.42 \quad P = 0.84$$

$$z = 4 \text{ m} \quad \sigma_z = 0.27 \quad P = 0.54$$

$z = 8 \text{ m}$ Al igual que para el punto A, este valor se sale de la gráfica.



SOLUCION:

La descarga que transmite el terraplén a la cimentación es igual a:

$$P = 1.8 \text{ ton/m}^3 \times 1 \text{ m} = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

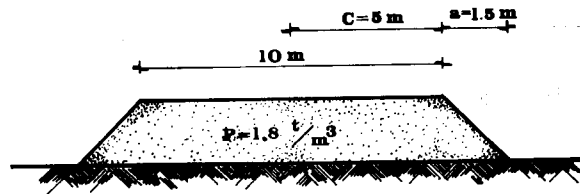
Para calcular los valores de influencia de la carga trapecial se usará la gráfica incluida en el apéndice VII.

Se procede a hacer la siguiente tabla:

z	a/z	c/z	I	$\sigma_z = IP \text{ (t/m}^2\text{)}$	$2\sigma_z \text{ (t/m}^2\text{)}$
10	0.15	0.5	0.31	0.558	1.116
20	0.075	0.25	0.18	0.324	0.648
30	0.05	0.166	0.12	0.216	0.432

9

En la figura se presenta el terraplén de una carretera. Encontrar los esfuerzos en el centro del terraplén y en uno de sus extremos, a profundidades de 10, 20 y 30 metros.



10

Los valores de influencia I de la tabla anterior se obtuvieron entrando a las gráficas de valores de influencia de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapecial de longitud infinita, con los valores a/z y c/z, siendo a = 1.5 m y c = 5 m.

Los valores de la columna " σ_z " son los esfuerzos en el extremo del terraplén y los valores de la columna " $2\sigma_z$ " son los esfuerzos en el centro del terraplén.

Calcúlese el problema anterior por medio de fórmula.

SOLUCION:

La fórmula a aplicar es la siguiente:

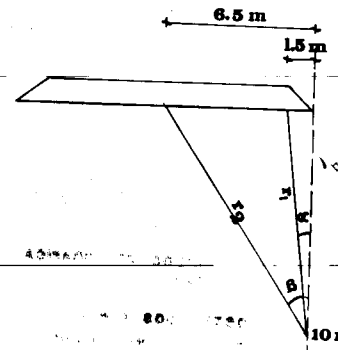
$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r_2^2} (x - b) \right]$$

- donde: P es la carga
 β es el ángulo entre r₂ y r₀
 α es el ángulo entre r₀ y r₁
 x es la distancia del extremo al punto donde se quiere conocer el esfuerzo
 z es la profundidad

Para cuando x = 0 la fórmula queda:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta + \frac{z \cdot b}{r_2^2} \right]$$

Dibújese a escala el terraplén y midanse los ángulos para profundidades de 10, 20 y 30 metros. Para un extremo del terraplén:



z = 10 m
 β = 25° = 0.4362 radianes
 r₂ = 12 metros

z = 20 m
 β = 14° = 0.2443 radianes
 r₂ = 22 metros

z = 30 m
 β = 9.5° = 0.1657 radianes
 r₂ = 31 metros.

Se aplica la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta + \frac{z \cdot b}{r_2^2} \right]$$

Para este caso: P = 1.8 ton/m²
 b = 6.5 mts

Para $z = 0$: $\beta = 90^\circ = 1.5705$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} [1.5705] = 0.8998$$

$$\sigma_z = 0.8998 \text{ ton/m}^2$$

Para $z = 10$ metros: $r_2 = 12 \text{ m}$; $\beta = 25^\circ = 0.4362$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.4362 + \frac{10(6.5)}{144} \right] = 0.5085$$

$$\sigma_z = 0.5085 \text{ ton/m}^2$$

Para $z = 20$ metros: $r_2 = 22 \text{ m}$ $\beta = 14^\circ = 0.2443$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.2443 + \frac{20(6.5)}{484} \right] = 0.2938$$

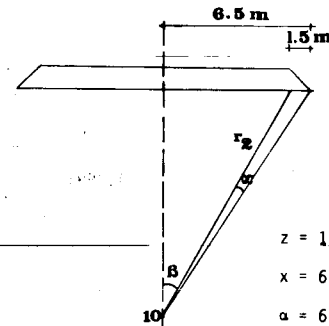
$$\sigma_z = 0.2938 \text{ ton/m}^2$$

Para $z = 30$ metros: $r_2 = 31 \text{ m}$ $\beta = 9.5^\circ = 0.1657$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.1657 + \frac{30(6.5)}{961} \right] = 0.211$$

$$\sigma_z = 0.211 \text{ ton/m}^2$$

Ahora para el centro del terraplén:



$z = 10 \text{ m}$:

$$x = 6.5 \text{ m}; b = 6.5 \text{ m}; a = 1.5 \text{ m}$$

$$\alpha = 6^\circ = 0.1047 \text{ rad}$$

$$\beta = 26.5^\circ = 0.4624 \text{ rad}$$

$$r_2 = 10 \text{ m}$$

$z = 20 \text{ m}$:

$$x = 6.5 \text{ m}; b = 6.5 \text{ m}; a = 1.5$$

$$\alpha = 3.75^\circ = 0.0654 \text{ rad}$$

$$\beta = 14.25^\circ = 0.2486 \text{ rad}$$

$$r_2 = 20 \text{ m}$$

$z = 30 \text{ m}$:

$$x = 6.5 \text{ m}; b = 6.5 \text{ m}; a = 1.5$$

$$\alpha = 3^\circ = 0.0523 \text{ rad}$$

$$\beta = 9.5^\circ = 0.1657 \text{ rad}$$

$$r_2 = 30 \text{ m}$$

Ahora se usa la fórmula:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \left[\beta + \frac{x}{a} \alpha - \frac{z}{r^2} (x - b) \right]$$

Para $z = 0$

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} [1.5705] = 0.8998 \times 2 = 1.7996$$

$$\sigma_z = 1.7996 \text{ ton/m}^2$$

Para $z = 10 \text{ m}$:

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.4624 + \frac{6.5}{1.5} 0.1047 \right] = 0.5248 \times 2 = 1.0496$$

$$\sigma_z = 1.0496 \text{ ton/m}^2$$

Para $z = 20 \text{ m}$:

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.2486 + \frac{6.5}{1.5} 0.0654 \right] = 0.3048 \times 2 = 0.6096$$

$$\sigma_z = 0.6096 \text{ ton/m}^2$$

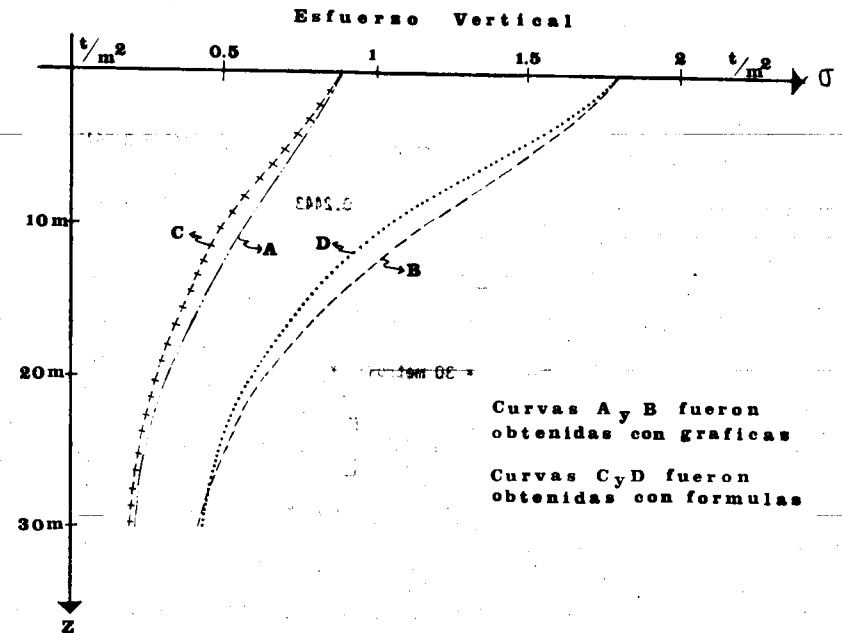
Para $z = 30 \text{ m}$:

$$\sigma_z = \frac{1.8}{\pi} \left[0.1657 + \frac{6.5}{1.5} 0.0523 \right] = 0.2247 \times 2 = 0.4494$$

$$\sigma_z = 0.4494 \text{ ton/m}^2$$

Como los valores obtenidos son para la mitad del terraplén, se multiplican por dos para obtener el esfuerzo que produce el terraplén completo.

A continuación se presentan las envolventes obtenidas tanto para este problema como para el anterior en que se obtuvieron los esfuerzos mediante gráficas.



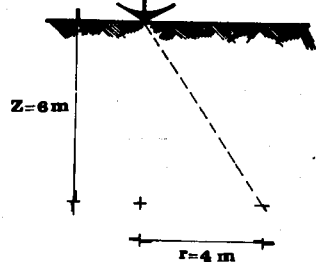
Problemas Propuestos

1

Con los datos del problema resuelto No. 1, calcular el esfuerzo a una distancia de 4 metros medida horizontalmente a partir del punto de aplicación de la carga:

- a) Usando la fórmula de Boussinesq.
- b) Usando la tabla propuesta por Boussinesq.

$Q = 15 \text{ tons}$



Resp. a) $\sigma_z = 79.1 \text{ Kg/m}^2$
 b) $\sigma_z = 80.0 \text{ Kg/m}^2$

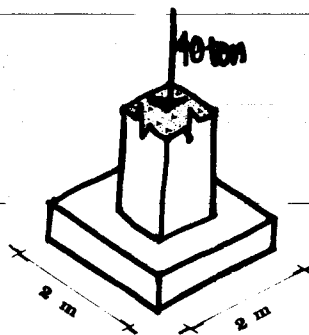
2

Calcular los esfuerzos a profundidades de 5, 10, 20 y 30 metros bajo la carga de la zapata cuadrada de la figura suponiendo:

- a) Carga concentrada de 40 toneladas;
- b) Carga uniforme de 10 ton/m^2 . Graficar los resultados obtenidos.

Resp.

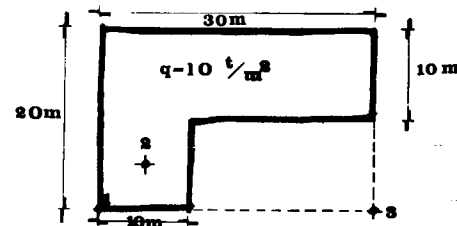
a)	z	$\sigma_z (\text{t/m}^2)$
	5	0.764
	10	0.191
	20	0.04775
	30	0.0212



b)	z	$\sigma_z (\text{t/m}^2)$
	5	0.720
	10	0.20
	20	0.04
	30	0.02

3

Para los puntos mostrados en el área de la figura, calcular las presiones transmitidas a profundidades de 10, 20 y 30 metros. Emplear la teoría de Boussinesq para hacer los cálculos.



Resp.

z	punto 1	punto 2	punto 3
	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$
0	2.5	10.0	0
10	1.81	4.75	0.38
20	1.48	2.28	0.70
30	1.02	1.31	0.72

4

Resolver el problema anterior utilizando la carta de -

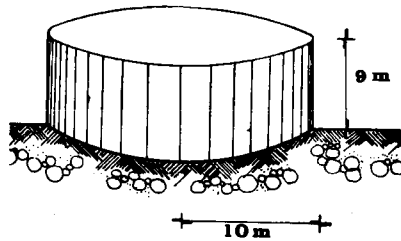
Newmark.

Resp.

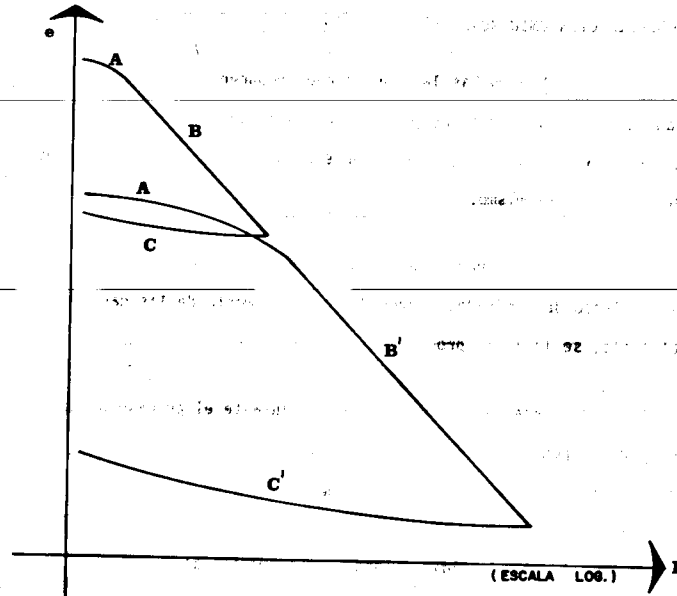
z	punto 1	punto 2	punto 3
	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$	$\sigma_z \text{ t/m}^2$
0	2.5	10	0
10	2.06	4.25	0.22
20	1.63	2.76	0.66
30	1.25	1.84	0.675

5

Un tanque circular de 10 metros de radio y 9 metros de altura se utiliza para almacenar petróleo y transmite al subsuelo -- una carga uniforme de 11 ton/m^2 . Calcular la distribución de -- fuerzas a profundidades de 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, y 40 metros.



z	$\sigma_z \text{ (t/m}^2 \text{)}$
0	11
5	10.016
10	7.110
15	4.604
20	3.129
25	2.195
30	1.579
35	1.177
40	0.956



II. ANALISIS DE

ASENTAMIENTOS

CONSOLIDACION UNIDIMENSIONAL

Son muchas las causas que producen los asentamientos de las estructuras, entre las principales están la consolidación y la distorsión del subsuelo, directamente relacionadas con la carga que se transmite al mismo.

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

Frecuentemente ocurre que durante el proceso de consolidación, la posición relativa de las partículas sólidas sobre un mismo plano horizontal permanece esencialmente la misma, así, el movimiento de las partículas de suelo ocurre solo en dirección vertical. Esta es la consolidación unidireccional o unidimensional.

A continuación se presenta un resumen de las fórmulas de la teoría de la consolidación que se usan con frecuencia para el cálculo de asentamientos.

Coefficiente de compresibilidad: $a_v = \frac{\Delta e}{\Delta p}$

Coefficiente de variación volumétrica: $m_v = \frac{a_v}{1+e}$

Coefficiente de Consolidación: $c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w} = \frac{k}{m_v \gamma_w}$

Factor tiempo: $T = \frac{k(1+e)t}{a_v \gamma_w H^2}$; $T = c_v \frac{t}{H^2}$

$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

Coefficiente de permeabilidad:

$$k \text{ (cm/seg)} = \frac{a_v H^2}{5(1+e) t_{50}}$$

Fórmulas para calcular el asentamiento por consolidación de un estrato de espesor H:

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

$$\Delta H = \frac{e_v}{1+e} \Delta p H$$

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

Fórmula para calcular el asentamiento por consolidación en el tramo virgen de la curva de consolidación:

$$\Delta H = \frac{Cc}{1+e} \left(H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right)$$

Asentamiento ocurrido en un tiempo t:

$$S_t = \Delta H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

$$S_t = m_v \Delta p H \left[\frac{U\%}{100} \right]$$

TEORIA ELASTICA. La teoría elástica permite resolver muchos problemas de deformación bajo muy diversas condiciones del medio elástico siempre y cuando se hagan respecto a ese medio, hipótesis de comportamiento de tipo simplificadorio.

En la aplicación de las soluciones obtenidas por medio de la teoría elástica para diferentes problemas, no deben perderse de vista las hipótesis en que esta teoría se basa.

En primer lugar ha de mencionarse el hecho de que por ser los suelos no homogéneos y anisótropos, se apartan decisivamente de las hipótesis usualmente atribuidas al medio elástico. El hecho más importante estriba en que los suelos no son elásticos y menos aún linealmente elásticos. Por otra parte, la relación de Poisson es muy difícil de medir en la práctica, aparte de que varía con gran cantidad de factores. Sin embargo en muchos casos prácticos las distribuciones de esfuerzos que se obtienen mediante la aplicación de la teoría elástica, han resultado satisfactorias.

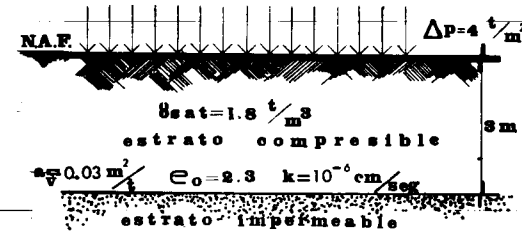
Es frecuente en la práctica emplear la hipótesis simplista que considera que la transmisión de las presiones causadas por una zapata se distribuye uniformemente según un ángulo α , usualmente de 30° . (Ver figura del apéndice XII). En este caso se usa la fórmula:

$$S = 0.867 \frac{pb}{E} C_s$$

El término C_s que aparece en la fórmula se obtiene de la gráfica del apéndice XII.

Problemas Resueltos

Sobre el estrato de arcilla de 3 metros de espesor mostrado en la figura, se va a colocar una sobrecarga de 4 ton/m^2 . Se desea determinar con los datos indicados en la figura, la magnitud del hundimiento y en que tiempo se va a producir el 90% de ese hundimiento.



SOLUCION:

Considerando que el estrato tiene un espesor muy pequeño, se supone Δp como constante.

Para calcular el hundimiento se emplea la expresión:

$$\Delta H = m_v \Delta p H$$

donde: m_v es el coeficiente de variación volumétrica

Δp es el incremento de presión

H es el espesor del estrato

Como se sabe, m_v se calcula por medio de la fórmula:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e}$$

siendo a_v el coeficiente de compresibilidad

y e la relación de vacíos

$$m_v = \frac{0.03}{1 + 2.3} = \frac{0.03}{3.3} = 0.00909 \text{ m}^2/\text{ton}$$

Por lo tanto el hundimiento total será:

$$\Delta H = m_v \Delta p H = 0.00909 \times 4 \times 3 = 0.10908$$

$$\Delta H = 0.10908 \text{ m}$$

Para calcular el tiempo en que se va a producir el 90% del hundimiento se tiene la fórmula:

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

siendo T el factor tiempo y t el tiempo.

$$\text{Despejando a t: } t = \frac{T H^2}{C_v}$$

C_v (coeficiente de consolidación) se calcula como:

$$C_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

$$C_v = \frac{10^{-8} (3,3)}{0,03 \times 1} = \frac{3,3}{3,000,000} = 0,000,0011 \text{ m}^2/\text{seg}$$

Para $U = 90\%$ se tiene $T = 0,848$, de las curvas teóricas de consolidación. (Apéndice X y/o XI).

Aplicando la fórmula:

$$t = \frac{0,848 \times 9}{0,0000011} = 6,938,181.8 \text{ seg}$$

$$t = 115,636.36 \text{ min} = 1927.27 \text{ horas}$$

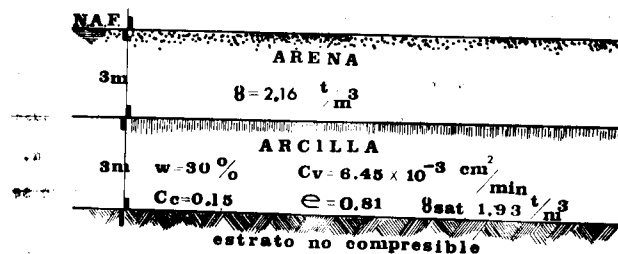
$$t = 80.3 \text{ días}$$

2

El subsuelo de un lugar consiste en un depósito de arena de 3 metros de espesor con un peso unitario de 2.16 ton/m^3 . Bajo el depósito de arena hay un estrato de arcilla normalmente consolidada de 3 metros de espesor, que descansa sobre un suelo no compresible. La arcilla tiene un contenido de agua de 30%, un índice de compresibilidad $C_c = 0.15$ y un coeficiente de consolidación de

$6.45 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{min}$. El nivel freático está en la superficie.

Si el esfuerzo vertical a la mitad del estrato de arcilla es incrementado en 7300 kg/m^2 por la construcción de una estructura, ¿Cuál será el asentamiento debido a la consolidación de la arcilla?



SOLUCION:

Para calcular el asentamiento se usará la expresión:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1+e_0} \left[H \log \frac{P_0 + \Delta P}{P_0} \right]$$

Se calcula P_0 : $P_0 = H_1 (\gamma_1 - \gamma_w) + H_2 (\gamma_2 - \gamma_w)$

$$\text{Sustituyendo: } P_0 = 3(2.16 - 1) + 1.5(1.93 - 1) = 3.48 + 1.395 = 4.875$$

$$P_0 = 4.875 \text{ ton/m}^2$$

$$\Delta H = \frac{0.15}{1+0.81} \left[3 \log \frac{4.875 + 7.3}{4.875} \right] = 0.248 \log 2.497$$

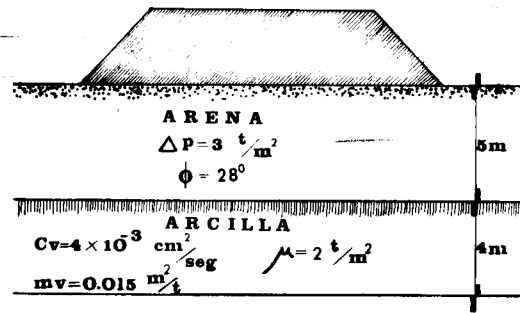
$$\Delta H = 0.0927 \text{ m} \approx 10.0 \text{ cm}$$

R

3

En un cierto tiempo después de la construcción de un terraplén que transmite una presión media de 3 ton/m² sobre un estrato de arcilla, queda en este un exceso de presión hidrostática promedio de 2 ton/m²;

- a) ¿Qué hundimiento ha sufrido dicho terraplén por la consolidación de la arcilla?
- b) ¿Cuánto hace que se construyó el terraplén?



SOLUCION:

- a) Para calcular el asentamiento se usará la expresión:

$$\Delta H = m_v \Delta p$$

$$\Delta H = 0.015 \times 3 \times 4 = 0.18 \text{ mts}$$

$$\Delta H = 0.18 \text{ m}$$

Se calcula U;

$$U = \left(1 - \frac{u}{p}\right)$$

$$U = 1 - 2/3 = 0.333$$

Como: $U = \frac{\Delta H'}{\Delta H_T}$ $\Delta H' = U \Delta H_T = 0.333 \times 0.18$

$$\Delta H' = 0.06 \text{ m}$$

R

- b) Se tiene la expresión:

$$T = \frac{\pi}{4} U^2$$

$$T = \frac{\pi}{4} (1/3)^2 = 0.08726$$

De otra forma, se entra a las tablas del apéndice X para la relación U-T, con el valor de U = 0.33 e interpolando se obtiene el valor:

$$T = 0.088$$

Se procede a calcular el tiempo, por medio de la expresión:

$$t = \frac{TH^2}{C_v}$$

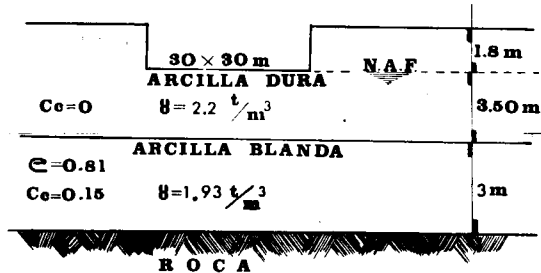
$$t = \frac{0.08726 \times 160,000}{4 \times 10^{-3}} = 3,490,400 \text{ seg} = 58,173.33 \text{ min} = 969.55 \text{ hrs}$$

$$t = 40.39 \text{ dfas}$$

4

Una estructura cuadrada de 30 metros por lado descansa sobre una losa de cimentación desplantada a 1.8 metros debajo de la superficie del terreno natural. La presión transmitida por la losa es de 11.22 ton/m²; subyaciendo a la losa existe un estrato de arcilla dura muy consolidada por desecación que puede considerarse como incompresible y que descansa en un estrato de arcilla blanda normalmente consolidada.

Calcular el asentamiento total en una esquina de la estructura.



SOLUCION:

Primero se calculará la presión inicial:

$$P_0 = 1.8 \times 2.2 + 3.5 (2.2 - 1) + 1.5 (1.93 - 1)$$

$$P_0 = 3.96 + 4.2 + 1.395 = 9.555 \text{ ton/m}^2$$

$$P_0 = 9.555 \text{ ton/m}^2$$

El incremento neto de presión en la base de la cimentación es la carga de 11.22 ton/m^2 menos el peso del suelo excavado para alojar el basamento

$$q = 11.22 - 1.8 \times 2.2 = 7.26 \text{ ton/m}^2$$

$$q = 7.26 \text{ ton/m}^2$$

Se calcula ahora el coeficiente de influencia w_0 a la profundidad deseada

$$m = \frac{x}{z} = \frac{30}{5} = 6; n = \frac{y}{z} = \frac{30}{5} = 6$$

con estos valores y de las gráficas del apéndice I:

$$w_0 = 0.25$$

$$\Delta p = 7.26 \times 0.25 = 1.815$$

$$\Delta p = 1.815 \text{ ton/m}^2$$

El asentamiento por consolidación se calcula como:

$$\Delta H = \frac{C_c}{1 + e} \left[H \log \frac{P_0 + \Delta p}{P_0} \right]$$

$$\Delta H = \frac{0.15}{1 + 0.81} \left[3 \log \frac{9.555 + 1.815}{9.555} \right]$$

$$\Delta H = 0.24861 \times \log 1.1899$$

$$\Delta H = 0.0162 \text{ m} \approx 2.0 \text{ cm}$$

5 R

Un edificio se construyó de Mayo de 1955 a Mayo de 1957.

En mayo de 1960, el asentamiento promedio encontrado fue de 11.4 cm. Si se sabe que el asentamiento total será de 35.5 cm, estimar el asentamiento que se presentó en Mayo de 1965. Suponer que el subsuelo está doblemente drenado.

SOLUCION:

Para la mayoría de los casos prácticos en los cuales la carga se aplica conforme avanza la construcción, se obtiene una precisión aceptable cuando se calcula el tiempo de asentamiento con relaciones que suponen que dicho tiempo será el período de construcción.

De los datos se tiene:

$$S_t = 11.4 \text{ cm}$$

para $t = 4$ años

$$y \Delta H = S = 35.5 \text{ cm}$$

para $t \rightarrow \infty$

$$0 = \frac{1}{2} U = \frac{1}{2} U_0$$

como

Así se tiene que el asentamiento pedido es para $t = 9$ años, o sea, para 1965.

$$T = \frac{\pi}{4} U^2 \quad U = \sqrt{\frac{4}{\pi} T} = 1.13$$

$$U = 1.13 \sqrt{T}$$

Si: St_1 es el asentamiento para el tiempo t_1

St_2 es el asentamiento para el tiempo t_2

se tendrá que:

$$\frac{St_1}{St_2} = \frac{U_1}{U_2} = \sqrt{\frac{T_1}{T_2}} = \sqrt{\frac{t_1}{t_2}}$$

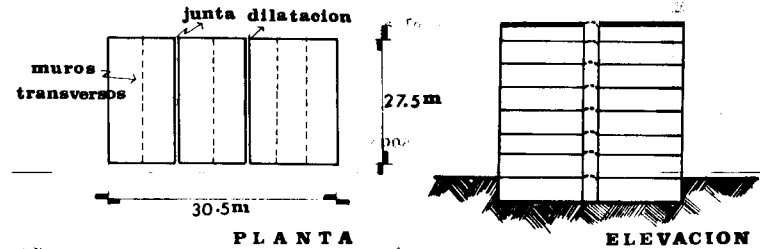
Sustituyendo valores:

$$\frac{11.4}{St_2} = \frac{\sqrt{4}}{\sqrt{9}}; \quad St_2 = \frac{11.4 \times 3}{2} = 17.1 \text{ cm}$$

$$St_2 = 17.1 \text{ cm}$$

que es el asentamiento que se presentó en 1965.

Antes de construir el edificio mostrado en el croquis de la figura se hizo un ensayo de carga con una zapata de 60 x 60 cm sobre la superficie del terreno en que se construirá el edificio. El subsuelo está constituido por un depósito de arena de 21 metros de espesor. El asentamiento de la zapata con una carga de 3.6 kg/cm² fue de 9.1 mm. ¿Cuál será el asentamiento probable del edificio si éste transmitirá la carga en un área de 27.50 x 30.50 mts con la misma carga unitaria? Supóngase que el coeficiente de compresibilidad (a_v) de la arena se conserva constante en toda la profundidad



SOLUCION:

Para la solución se empleará la gráfica del apéndice XII

La relación $\frac{H}{B}$ para la zapata vale:

$$\frac{21}{0.60} = 35$$

De la gráfica del apéndice No. XII se obtiene un valor de $C_s = 1$

Por lo tanto:

$$\Delta H = 0.867 \frac{Pb}{E} C_s$$

$$0.91 = (0.867) (3.6) (60) (1) \times \frac{1}{E}$$

$$\frac{1}{E} \times 187.272 = 0.91$$

$$\frac{1}{E} = 0.004859$$

En el caso del edificio

$$\frac{H}{B} = \frac{21.0}{27.5} = 0.763$$

Obtenfendose de la gráfica: $C_s = 0.46$

Por lo tanto el asentamiento será:

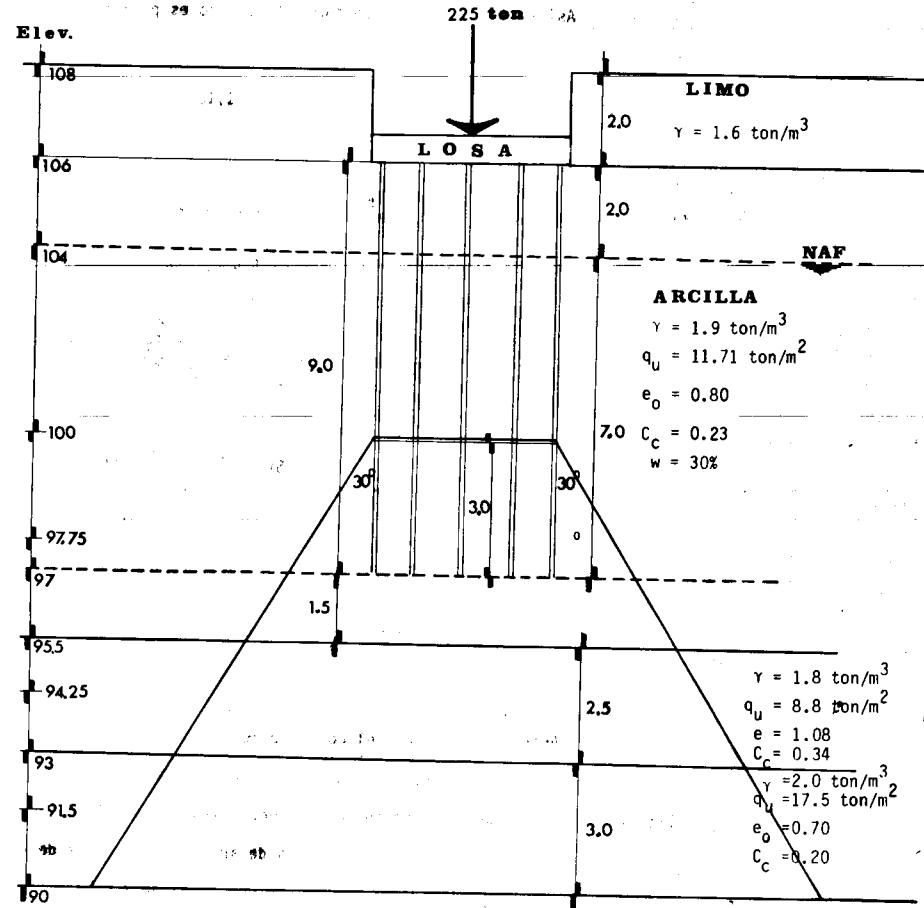
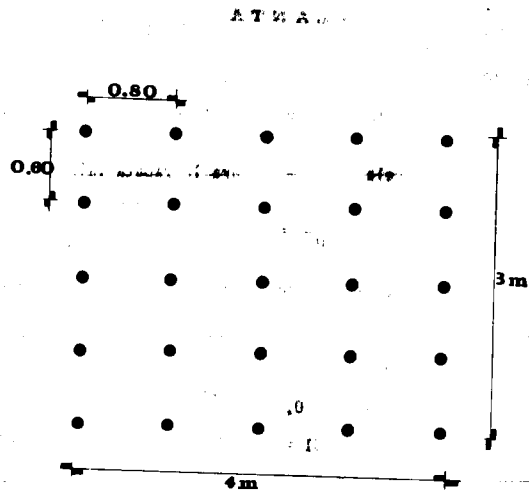
$$\Delta H = (0.867)(3.6)(27.50)(0.46)(0.00486) = 0.192 \text{ m}$$

7

R

$$\Delta H = 19.2 \text{ cm}$$

Calcular el asentamiento de una cimentación con pilotes distribuidos en un área de 4 x 3 metros. La distribución de los pilotes y las características del subsuelo se indican en la figura. La carga total que actúa sobre los pilotes es de 225 toneladas.



SOLUCION:

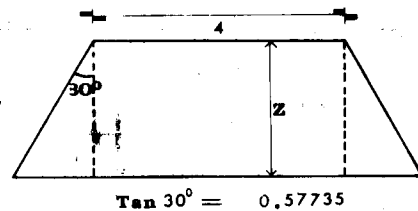
Para calcular los asentamientos del grupo de pilotes es necesario calcular la distribución de la carga que transmiten los pilotes. Según el criterio de Terzaghi, la carga total se transmite íntegramente hasta $2/3$ de la longitud del pilote y a partir de esta profundidad se distribuye según un ángulo de 30° , como se muestra en la figura. Este criterio empírico da resultados aceptables en la práctica.

La descarga de los pilotes a $2/3$ de su longitud es de:

$$\sigma_1 = \frac{W_T}{A_1} = \frac{225}{4 \times 3} = 18.75 \text{ ton/m}^2$$

Para conocer la carga transmitida al punto medio del estrato comprendido entre las elevaciones 95.50 y 100, se calcula primeramente el área a la profundidad de 97.75 y posteriormente se halla la carga transmitida dividiendo la descarga total entre esta área.

Cálculo de Δp :



A la elevación de 97.75 se tendrá la siguiente área:

$$A_2 = (4 + 2 \times 2.25 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 2.25 \times 0.57735)$$

$$A_2 = 36.9 \text{ m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{225}{36.9} = 6.1 \text{ ton/m}^2$$

A la elevación de 94.25:

$$A_3 = (4 + 2 \times 5.75 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 5.75 \times 0.57735)$$

$$A_3 = 105.5$$

$$\sigma_3 = \frac{225}{105.5} = 2.126 \text{ ton/m}^2$$

A la elevación de 91.50:

$$A_4 = (4 + 2 \times 8.50 \times 0.57735) \times (3 + 2 \times 8.50 \times 0.57735)$$

$$A_4 = 178 \text{ m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{225}{178} = 1.265 \text{ ton/m}^2$$

Para poder calcular asentamientos es necesario calcular las presiones efectivas iniciales a las profundidades medias:

Valor de p_0 (Elevación 97.75):

$$1.6 \times 2 = 3.2$$

$$1.9 \times 2 = 3.8$$

$$(1.9 - 1) \times 6.25 = \frac{5.625}{\Sigma 12.625} \text{ ton/m}^2$$

Valor de p_0 (Elevación 94.25):

$$12.625$$

$$2.25 \times 0.9 = 2.025$$

$$1.25 \times 0.8 = \frac{1.0}{\Sigma 15.645} \text{ ton/m}^2$$

Valor de p_0 (Elevación 91.50):

$$15.645$$

$$1.25 \times 0.8 = 1.0$$

$$1.5 \times 1.0 = \frac{1.5}{\Sigma 18.145 \text{ ton/m}^2}$$

Finalmente, aplicando la expresión para el cálculo de asentamientos se tiene:

$$\Delta H = \frac{Cc}{1+e} \left(H \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0} \right)$$

Elevación 95.50:

$$\Delta H_2 = \frac{0.23}{1+0.80} \left(4.5 \log \frac{12.625 + 6.1}{12.625} \right) = 0.575 \times \log 1.482$$

$$\Delta H_2 = 0.098 \text{ m} = 9.8 \text{ cm}$$

Elevación 93:

$$\Delta H_3 = \frac{0.34}{1+1.08} \left(2.5 \log \frac{15.645 + 2.126}{15.645} \right) = 0.408 \log 1.135$$

$$\Delta H_3 = 0.0224 \text{ m} = 2.24 \text{ cm}$$

Elevación 90:

$$\Delta H_4 = \frac{0.20}{1+0.70} \left(3 \log \frac{18.145 + 1.265}{18.145} \right) = 0.352 \log 1.07$$

$$\Delta H_4 = 0.0103 \text{ m} = 1.03 \text{ cm}$$

El asentamiento total será igual a:

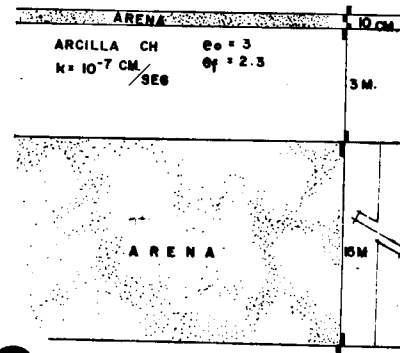
$$\Delta H_{\text{total}} = 9.8 + 2.24 + 1.03 = 13.07 \text{ cm}$$

$$\Delta H_{\text{total}} = 13.07 \text{ cm}$$

Problemas Propuestos

1

De acuerdo con la estratigrafía y propiedades mostradas en la figura, calcúlese el asentamiento del estrato compresible de arcilla cuando éste se sujeta a una descarga de 5 ton/m^2 . ¿En cuánto tiempo se alcanza el 50% de consolidación?

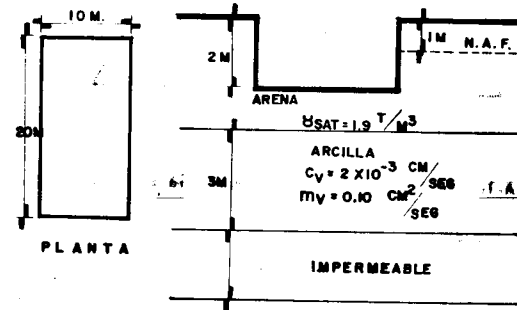


Resp.

$$\Delta H = 0.525 \text{ m}; t = 178 \text{ días}$$

2

Calcular el asentamiento en el centro de gravedad de un edificio, 102 días después de terminada la construcción, suponiendo que la carga se aplicó en forma instantánea y que la compresibilidad de la arena es despreciable, para la estratigrafía y propiedades del subsuelo mostradas en la figura.

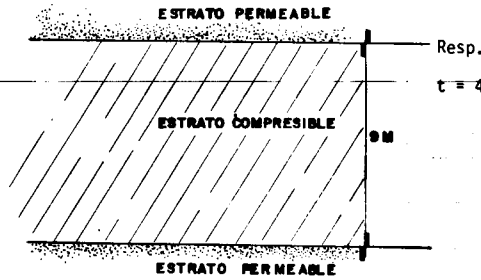


Resp.

$$\Delta H = 7.7748 \text{ cm.}$$

3

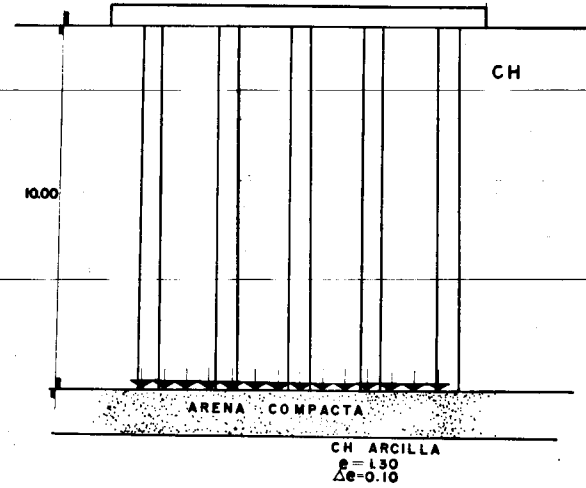
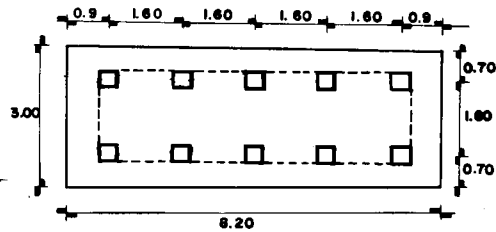
Obtener el tiempo que se requiere para que se produzca el 50% de consolidación en un estrato de 9.0 metros de espesor con capas arenosas permeables arriba y abajo y que tiene las siguientes propiedades: $k = 0.0000001 \text{ cm/seg}$; $e = 1.5$; $a_v = 0.0003 \text{ cm}^2/\text{gram}$; $\gamma_w = 1 \text{ gram/cm}^3$



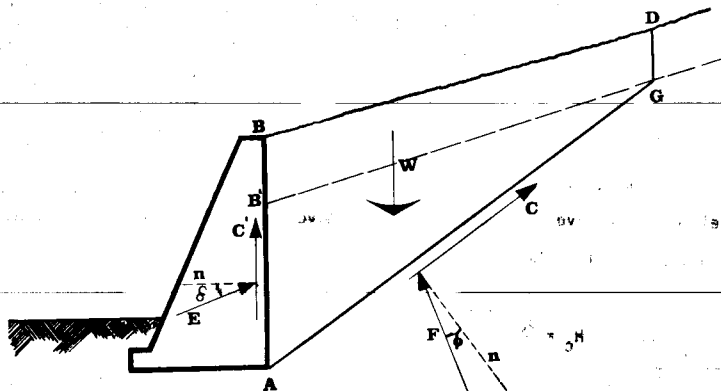
Resp.
 $t = 47,878,659 \text{ seg} = 1.54 \text{ años}$

4

Determinar el asentamiento aproximado que sufrirá la placa de cimentación de la figura, constituida por 10 pilotes de concreto de 0.40 x 0.40 metros de sección. La carga total que actúa en la placa es de 500 toneladas y las características del subsuelo se muestran en la figura. Considérese que la carga se transmite íntegramente a la capa dura y que a partir de esta profundidad se distribuye según la teoría de Boussinesq para áreas rectangulares uniformemente cargadas.



Resp. $\Delta H = 0.304 \text{ metros}$



III. EMPUJE DE TIERRAS

En la práctica actual de la Ingeniería se consideran por lo general dos tipos de elementos de soporte: rígidos y flexibles. Los primeros son denominados genéricamente muros y los segundos tablitas.

Un muro diseñado con el propósito de mantener una diferencia en los niveles de suelo en ambos lados se llama muro de retención. La tierra que produce el mayor nivel se llama relleno y es el elemento generador de presión. Las tablitas ancladas son elementos de retención del suelo, generalmente usadas en fronteras con agua.

Para obtener el empuje que produce un suelo sobre los elementos de soporte se utilizan más frecuentemente las teorías de Rankine, Coulomb y Terzaghi.

TEORIA DE RANKINE. Un suelo está en estado plástico cuando se encuentra en estado de falla incipiente generalizado. De acuerdo con lo anterior caben dos estados plásticos: El que se tiene cuando el esfuerzo horizontal alcanza el valor mínimo K_a y z y el que ocurre cuando dicha presión llega al valor máximo K_p y z . Estos estados se denominan respectivamente activo y pasivo.

$$\text{En el estado activo: } K_a = \frac{1}{N_\phi} = \tan^2 (45 - \phi/2) = \frac{1 - \text{Sen}\phi}{1 + \text{Sen}\phi}$$

$$\text{En el estado pasivo: } K_p = N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2)$$

que son los coeficiente activo y pasivo de presión de tierras.

Para suelos puramente friccionantes se tienen las si---

siguientes fórmulas para el cálculo del empuje:

$$\text{Empuje activo: } E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$\text{Empuje pasivo: } E_P = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2$$

En el caso de que la superficie del relleno sea un plano inclinado a un ángulo β con la horizontal, los empujes activo y pasivo se calculan por medio de las fórmulas:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \right]$$

Para suelos cohesivos, la teoría de Rankine da las siguientes expresiones:

$$E_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 - 2cH$$

$$E_P = \frac{1}{2} \gamma H^2 + 2cH$$

La altura máxima a que puede llegarse en un corte vertical de material cohesivo sin soporte y sin derrumbarse se obtiene de:

$$H_C = \frac{4c}{\gamma}$$

Para suelos cohesivo-friccionantes, según la teoría de Rankine, se utilizan las siguientes fórmulas:

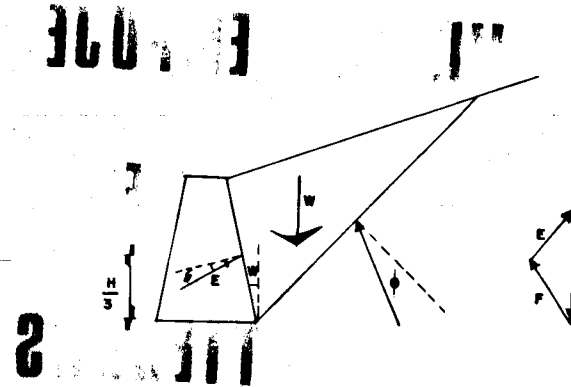
$$E_A = \frac{1}{2N\phi} \gamma H^2 - \frac{2c}{\sqrt{N\phi}} H$$

$$E_P = \frac{1}{2} N\phi \gamma H^2 + 2c \sqrt{N\phi} H$$

La altura crítica con la que puede mantenerse sin soporte el suelo cohesivo - friccionante en corte vertical, se calcula por medio de la fórmula:

$$H_C = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N\phi}$$

TEORIA DE COULOMB. Esta teoría considera que el empuje sobre el muro se debe a una cuña de suelo limitada por el paramento del muro, la superficie del relleno y una superficie de falla plana desarrollada dentro del relleno. Ver figura adjunta.



Considerando el equilibrio de la cuña se ve que el polígono dinámico constituido por W , F y E debe cerrarse. Como W es conocida en dirección y magnitud y además se conocen previamente las -

direcciones de E y F, puede conocerse la magnitud del empuje sobre el muro.

Este método es un procedimiento por tanteos para encontrar la cuña crítica que de el máximo empuje.

Método de Culmann. Se aplica a rellenos de cualquier forma basado en la teoría de Coulomb. Es un método gráfico que permite llegar fácilmente al valor del máximo empuje ejercido contra un muro por un relleno. En los problemas 4 y 5 se describe su aplicación.

METODO SEMIEMPIRICO DE TERZAGHI. El primer paso para la aplicación de este método es encasillar el material de relleno con el que ha de trabajarse, en uno de los siguientes 5 tipos:

- I. Suelo granular grueso sin finos
- II. Suelo granular grueso con finos limosos
- III. Suelo residual con cantos, bloques de piedra, gravas, arenas finas y finos arcillosos en cantidad apreciable.
- IV. Arcillas plásticas blandas, limos orgánicos o arcillas limosas
- V. Fragmentos de arcilla dura o medianamente dura protegidos de modo que el agua proveniente de cualquier fuente no penetre en los fragmentos.

En lo que se refiere a la geometría del relleno y la condición de las cargas, este método cubre cuatro casos muy frecuentes en la práctica:

- 1.-La superficie del relleno es plana, inclinada o no, y sin sobrecarga.
- 2.-La superficie del relleno es inclinada a partir de la corona del muro, hasta un cierto nivel en que se torna horizontal.
- 3.-La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobrecarga uniformemente repartida.
- 4.-La superficie del relleno es horizontal y sobre ella actúa una sobre carga lineal paralela a la corona del muro y uniformemente distribuida.

En el primer caso el problema se resuelve aplicando las fórmulas:

$$E_H = \frac{1}{2} K_H H^2 \quad E_V = \frac{1}{2} K_V H^2$$

que son las componentes horizontal y vertical del empuje. K_H y K_V se obtienen de las gráficas del apéndice No XIII(a)

El empuje se considera aplicado a la altura de $H/3$ contada a partir del paño inferior del muro.

Para el segundo caso los valores de K_H y K_V deberán obtenerse de las gráficas del apéndice No XIII (b)

Para el tercer caso, cuando el relleno soporta sobrecarga uniformemente distribuida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje, deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = Cq$$

q es el valor de la sobrecarga repartida

C se escoge de la tabla del apéndice No XIV según sea el tipo de relleno.

En el caso cuatro se considerará que la carga ejerce sobre el plano vertical en que se aceptan aplicados los empujes una carga concentrada que vale:

$$P = C q'$$

q' es el valor de la carga lineal uniforme

C se obtiene, como en el caso anterior, del apéndice No. XIV

ADEMES.- Este tipo de elementos de soporte es usado en el caso de obras en las que se ejecutan excavaciones verticales, para garantizar la estabilidad de las paredes durante el tiempo necesario para la construcción.

La disposición de los elementos de soporte es como se describe a continuación: En primer lugar se hinca verticalmente una serie de postes o viguetas de acero siguiendo el contorno de la excavación a efectuar y hasta una profundidad mayor que el fondo de la misma. El espacio entre estos elementos se reviste con tablas horizontales que se van añadiendo a medida que la excavación progresa; también, según la profundidad aumenta, deberán afirmarse los elementos verticales con puntales de acero o de madera, colocados transversalmente a la excavación.

Para diseñar los puntales es necesario conocer la magnitud y la distribución del empuje del suelo sobre el ademe.

Para calcular el empuje sobre el ademe es preciso recurrir a otros métodos que no sean las teorías clásicas de Rankine y Coulomb ya que estas no son aplicables, pues la distribución de presiones en los ademes es aproximadamente parabólica, con el punto de aplicación del empuje muy cerca del punto medio de la altura del ademe.

El empuje sobre ademes se obtiene según los resultados de mediciones efectuadas por Terzaghi durante la construcción del metro de Berlín y Chicago en arenas compactas y en arcillas blandas y firmes. Para estos tres casos, Terzaghi dió la distribución de los empujes. Estas tres distribuciones se presentan en el apéndice No XV.

Problemas Resueltos

1

En una arena arcillosa con las siguientes propiedades: $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$, $c = 0.2 \text{ kg/cm}^2$ y $\phi = 30^\circ$, se realiza una excavación vertical. ¿A qué profundidad el material se derrumbará si no tiene soporte?

S O L U C I O N :

Para suelos con cohesión y fricción se tiene la expresión:

$$H_{\text{crit}} = \frac{4c}{\gamma} \sqrt{N_\phi}$$

$$N_\phi = \tan^2 (45 + \phi/2) = \tan^2 (60^\circ) = (1.7321)^2$$

$$\sqrt{N_\phi} = 1.7321$$

Sustituyendo valores

$$H_{\text{crit}} = \frac{4 \times 0.2}{1.9} \times 1.7321 = 7.293 \text{ mts}$$

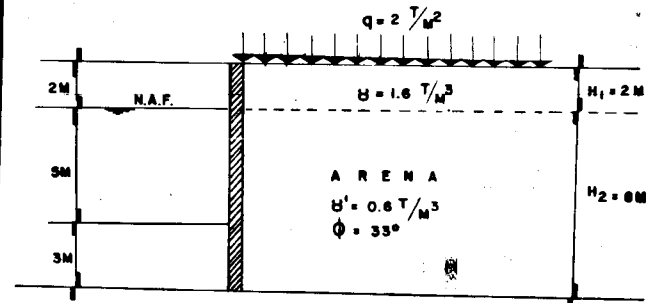
$$H_{\text{crit}} = 7.293 \text{ mts}$$

2

R

-Para la tablestaca mostrada en la figura:

- Calcular la distribución de presiones, según Rankine, suponiendo un estado activo.
- Calcular el empuje



SOLUCION:

a) Se calculan σ_1 y σ_2 , que son los esfuerzos a las profundidades de 2 y 10 metros respectivamente.

$$\sigma = \frac{\gamma H}{N_\phi} = K_A \gamma H$$

$$\frac{1}{N_\phi} = K_A = \tan^2 (45 - \phi/2)$$

$$K_A = \tan^2 (45 - 16.5) = \tan^2 (28.5) = (0.54296)^2$$

$$K_A = 0.2948$$

$$\sigma_1 = 0.2948 \times 2 \times 1.6 = 0.9433$$

El esfuerzo debido a la sobrecarga es:

$$\sigma_q = q \times K_A = 2 \times 0.2948 = 0.5896$$

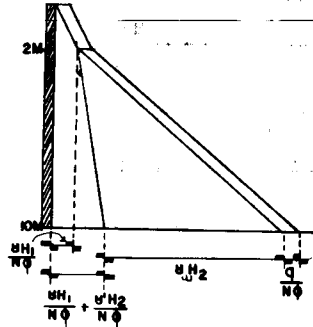
$$\sigma_1 = 0.9433 + 0.5896 = 1.5329$$

$$\sigma_1 = 1.5329 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = \sigma_1 + \gamma' H_2 K_A + \gamma_w H_2$$

$$\sigma_2 = 1.5329 + 0.6 \times 8 \times 0.2948 + 1 \times 8$$

$$\sigma_2 = 10.9479 \text{ ton/m}^2$$



b) Cálculo del empuje

Se conoce la fórmula:

$$E_A = \frac{1}{2} \frac{1}{N \phi} \gamma H_1^2 + \frac{1}{N \phi} \gamma H_1 H_2 + \frac{1}{2} \frac{1}{N \phi} \gamma' H_2^2 + \frac{1}{2} \gamma_w H_2^2 + \frac{q H}{N \phi}$$

Que se puede deducir del diagrama de presiones del inciso anterior:

$$\frac{1}{N \phi} = K_A \quad N \phi = 3.392$$

$$E_A = \frac{1}{2 \times 3.392} \times 1.6 \times 4 + \frac{1}{3.392} 1.6 \times 2 \times 8 + \frac{1}{2 \times 3.392} 0.6 \times 64 + \frac{1}{2} 1 \times 64 + \frac{2}{3.392} 10$$

$$E_A = 52.0469 \text{ ton/m}$$

R

3

En un muro de retención tipo gravedad, con espalda vertical, altura $H = 5\text{ m}$ y con relleno de superficie horizontal al nivel de su corona, analizar los esfuerzos actuantes debidos al relleno para cada uno de los casos que se describen a continuación:

CASO I

El relleno es de arena fina uniforme en estado suelto; $S_s = 2.65$ $e = 0.60$, $\phi = 33^\circ$

- 1) Relleno seco
- 2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar. (Supongase que no hay flujo alguno)
- 3) Nivel del agua libre a la profundidad $D_1 = 4\text{ m}$, bajo la corona del muro; Arena seca hasta la profundidad $D_2 = 1\text{ m}$ bajo la corona; La zona entre D_1 y D_2 está completamente saturada por capilaridad.

CASO II

El relleno es de grava limpia bien graduada, compactada en capas; $S_s = 2.65$, $e = 0.40$, $\phi = 45^\circ$

- 1) Relleno seco
- 2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar.

CASO III

El relleno es tezontle compactado en capas con equipo ligero; $S_s = 2.60$, $e = 1.76$, $\phi = 45^\circ$

NOTA.- Todas las fórmulas deberán expresarse en función de:

S_s, e, w, K_A, H, D_1 y D_2 , según el caso.

- 1) Relleno seco
- 2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje del muro sin operar.

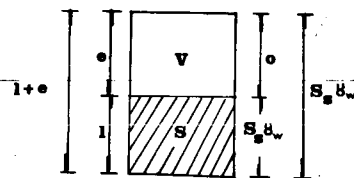
Con el objeto de simplificar el análisis, suponga un ángulo de fricción (δ) entre muro y suelo igual a cero.

Para cada uno de los casos descritos, hacer los siguientes cálculos:

- a) Obtener fórmulas para los esfuerzos verticales efectivos, neutrales y totales en el relleno al nivel de la base del muro y a todo nivel, donde existe un cambio de pendiente de la distribución de esfuerzos. Calcular los valores numéricos de los esfuerzos y trazar la distribución de ellos a una escala apropiada.
- b) Obtener fórmulas para los esfuerzos efectivos, neutrales y totales actuando normalmente a la espalda del muro a nivel de su base y a todo nivel donde exista un cambio de pendiente de la distribución de esfuerzos. Calcular los valores numéricos de los esfuerzos y trazar la distribución de ellos a una escala apropiada.
- c) Obtener una fórmula para el empuje total, por unidad de longitud, actuante sobre el muro. Calcular el valor numérico de este empuje total.

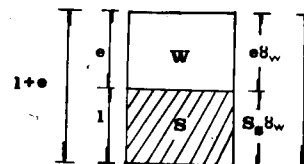
SOLUCION:

SUELO SECO



$$u_d = \frac{S_s u_w}{1+e}$$

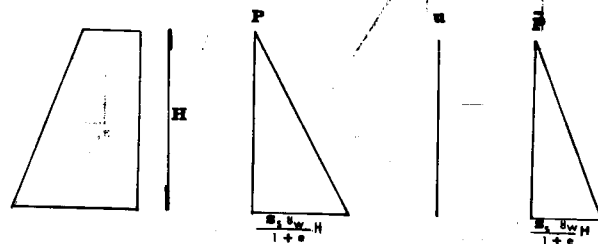
SUELO SATURADO



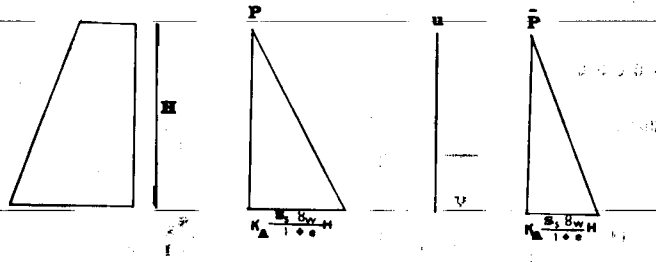
$$u_m = \frac{u_w (S_s + e)}{1+e}$$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales



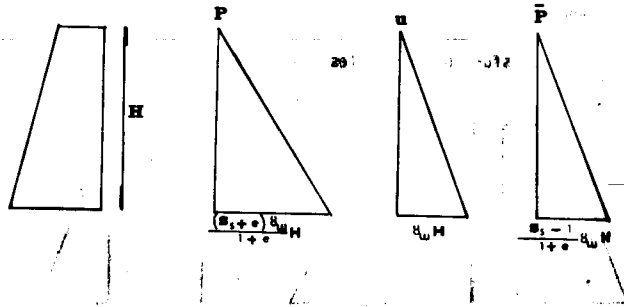
b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)



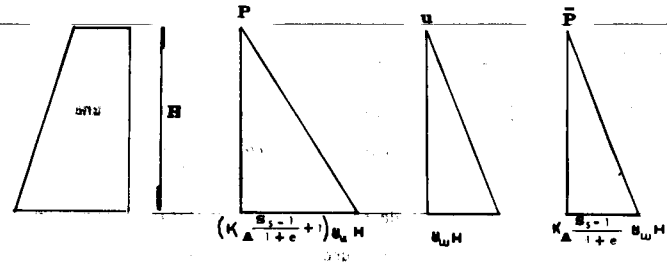
c) $E_A = 1/2 K_A \frac{Ss - \gamma_w}{1+e} H^2$

2) Relleno completamente saturado debido a una fuerte lluvia y drenaje en el muro sin operar.

a) Esfuerzos verticales

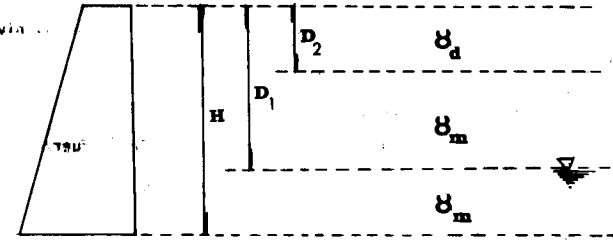


b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)

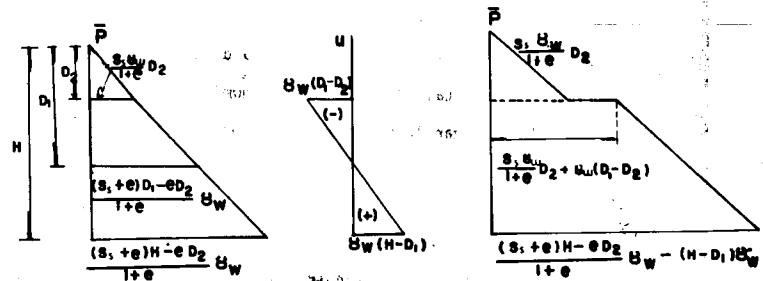


c) $E_A = 1/2 (K_A \frac{Ss - 1}{1+e} + 1) \cdot \gamma_w H^2$

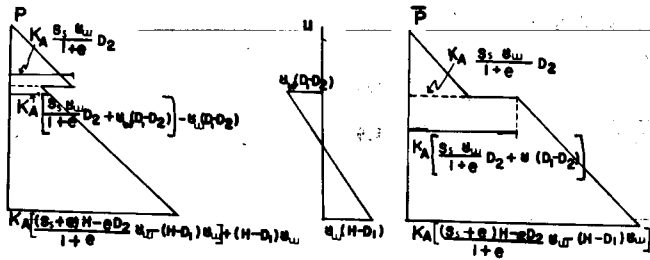
3)



a) Esfuerzos verticales



b) Esfuerzos normales al muro (horizontales)



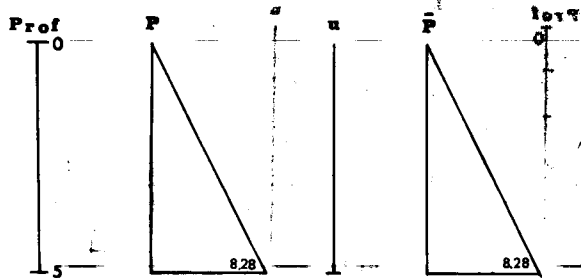
$$c) E_A = \frac{1}{2} K_A \frac{S_s \gamma_w}{1+e} D_2^2 + \left[\frac{1}{2} \frac{K_A \gamma_w}{1+e} \left[2e (D_1 - D_2) + S_s (H + D_2) + (2D_1 - D_2 - H) \right] + \frac{1}{2} \gamma_w (H - 2D_1 + D_2) \right] (H - D_2)$$

CASO I

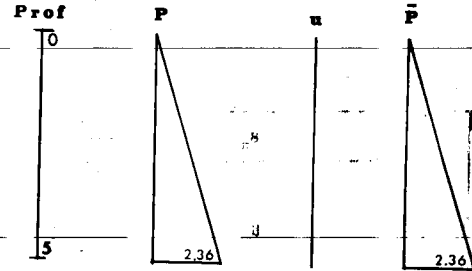
$S_s = 2.65$, $e = 0.60$, $\phi = 33^\circ$, $K_A = 0.285$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales (ton/m²)



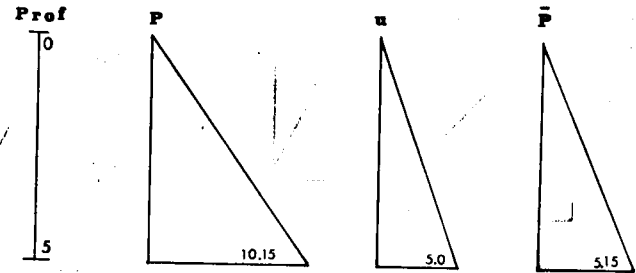
B) Esfuerzos horizontales



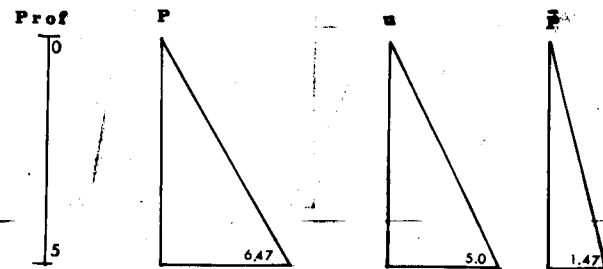
c) $E_A = 5.90$ ton/m

2) Relleno saturado y drenaje sin operar

a) Esfuerzos verticales (ton/m²)

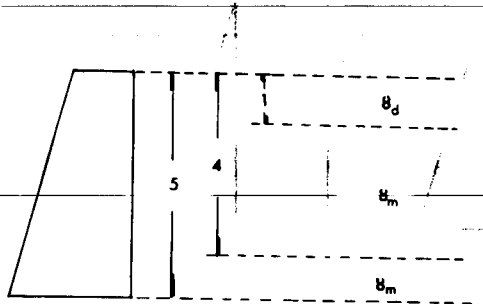


b) Esfuerzos horizontales (ton/m²)

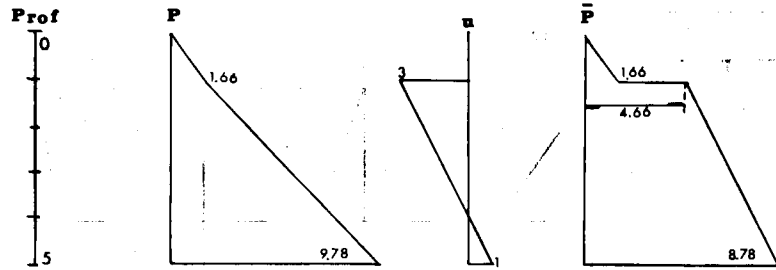


c) $E_A = 16.17 \text{ ton/m}$

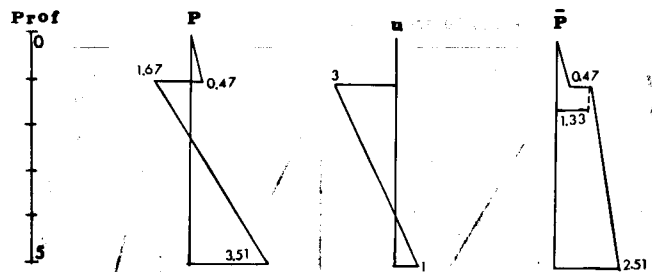
3)



a) Esfuerzos verticales (ton/m^2)



b) Esfuerzos horizontales (ton/m^2)



c) $E_A = 3.915 \text{ ton/m}$ (Empuje total)

Sin embargo el relleno no produce tensión en el muro, por lo que el área negativa del diagrama de esfuerzos totales horizontales se desprecia.

$E \theta = 1.08 \text{ ton/m}$

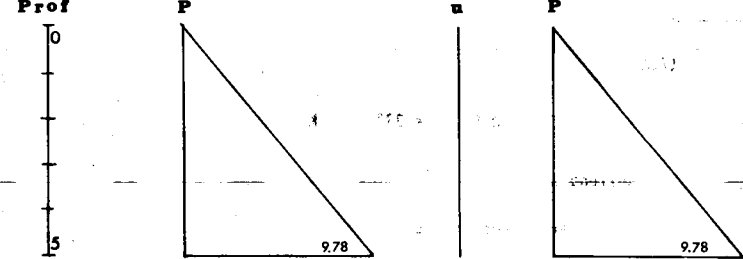
Ecorreg = 4.995 ton/m

CASO II

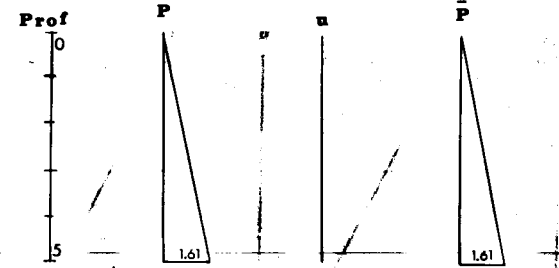
$S_s = 2.65, e = 0.40, \phi = 45^\circ; K_A = 0.171$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos totales (ton/m^2)

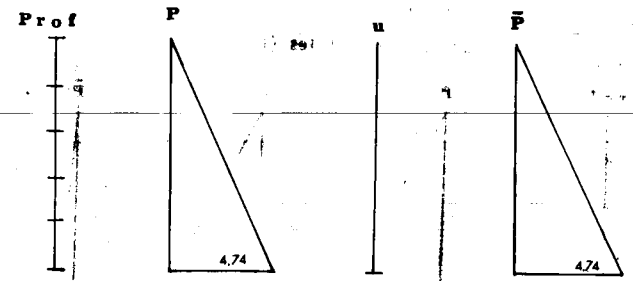
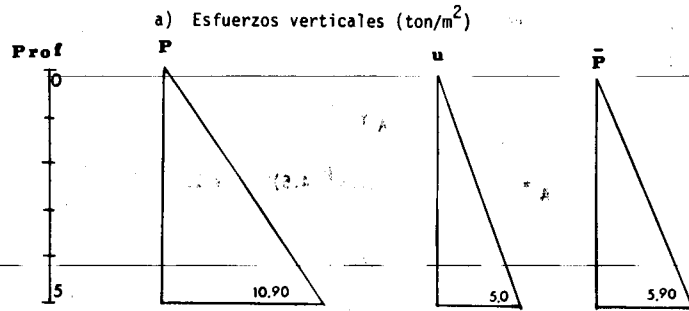


b) Esfuerzos horizontales (ton/m^2)

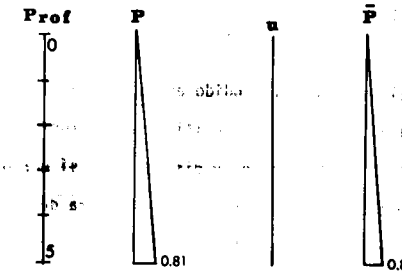
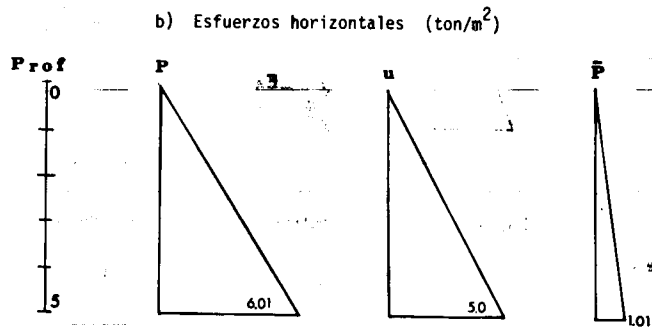


c) $E_A = 4.03 \text{ ton/m}$

2) Relleno saturado y drenaje sin operar



b) Esfuerzos horizontales (ton/m^2)



c) $E_A = 2.02 \text{ ton/m}$

c) $E_A = 15.1 \text{ ton/m}$

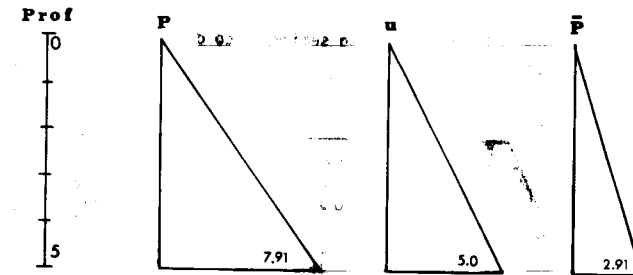
2) Relleno saturado y drenaje sin operar

CASO III

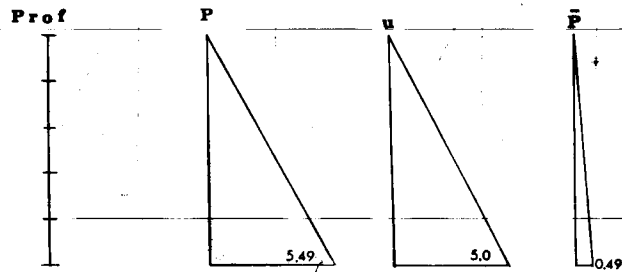
$S_s = 2.60$, $e = 1.76$, $\phi = 45^\circ$, $K_A = 0.171$

1) Relleno seco

a) Esfuerzos verticales (ton/m^2)



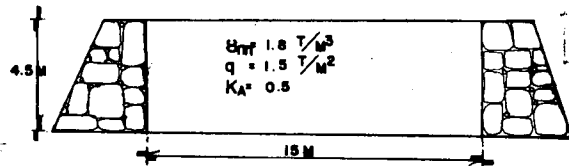
b) Esfuerzos horizontales (ton/m^2)



c) $E_A = 13.7 \text{ ton/m}$

El espacio comprendido entre dos muros lisos se llena con arena suelta con un peso específico de 1.8 ton/m^3 . Los muros tienen una altura de 4.5 metros y distan entre sí una distancia de 15 metros. La superficie del relleno sirve para depositar lingotes de acero que transmiten una sobrecarga de 1500 kg/m^2 . Calcular el empuje total en magnitud y posición antes y después de colocar la sobrecarga:

- por Rankine
- Por Coulomb (Culmann)
- Por el método semiempírico de Terzaghi



SOLUCION:

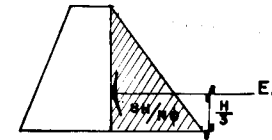
a) por Rankine

1) Sin sobre carga

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2$$

$$E_A = (0.5)(0.5)(1.8)(4.5)^2 = 9.11$$

$$E_A = 9.11 \text{ ton/m}$$



El empuje actúa a 1.5 metros medidos a partir de la base del muro.

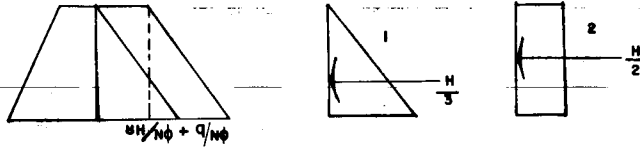
2) Con sobre carga

$$E_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + \frac{q}{N_\phi} H$$

$$N_\phi = \frac{1}{K_A} = \frac{1}{0.5} = 2$$

$$E_A = 9.1125 + \frac{1.5}{2} (4.5) = 12.4875$$

$$E_A = 12.49 \text{ ton/m}$$



$$\frac{Y_H}{N_\phi} = 4.05 \quad \frac{q}{N_\phi} = 0.75 \quad A_1 = 9.1125$$

$$A_2 = 3.375$$

$$M_1 = 9.1125 \times \frac{4.5}{3} = 13.668$$

$$M_2 = 3.375 \times \frac{4.5}{2} = 7.59$$

$$M_1 + M_2 = 21.26$$

$$\text{Centroide} = \frac{M_1 + M_2}{A_1 + A_2} = \frac{21.26}{12.49} = 1.7025$$

E_A actúa a 1.7025 metros contados a partir del pie del muro.

b) Por Coulomb (Culmann)

1) Sin sobrecarga

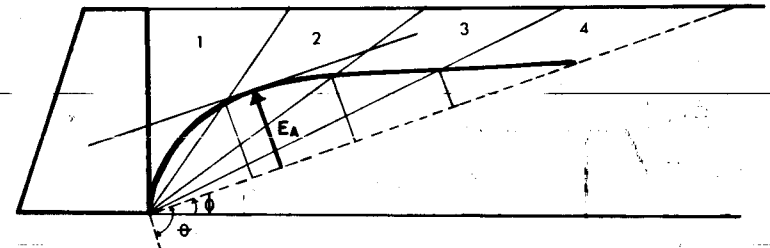
Se considera que $\delta = 0$ (muros lisos)

$$\text{Se tiene que } K_A = 0.5 = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\sqrt{0.5} = \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right); \quad \text{arc tan } 0.708 = 45 - \frac{\phi}{2}$$

$$\phi = 19^\circ 24'$$

$$\theta = 90^\circ - \delta = 90^\circ - 0 = 90^\circ \quad \therefore \theta = 90^\circ$$



Con los datos obtenidos en la figura anterior se hace la siguiente tabla:

cuña	Area	γ	Peso	tótal
1	6.75	1.8	12.15	12.15
2	6.75	1.8	12.15	24.30
3	6.50	1.8	11.70	36.00
4	8.50	1.8	15.30	51.30

De la figura se obtiene:

$$E_A = 9.15 \text{ ton/m}$$

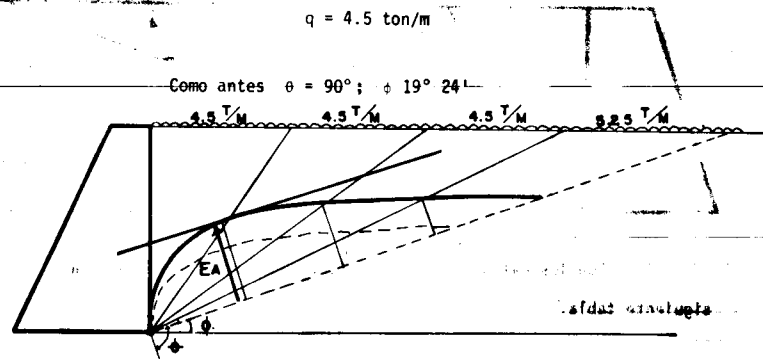
R

2) Con sobrecarga

Como el método de Culmann es para carga lineal y el problema presenta carga uniformemente distribuida se supone esta carga

actuando en tramos de 3 metros que es la longitud de las superficies que presenta cada cuña pero considerando que es lineal, por lo tanto:

$$Q = 1.5 \text{ ton/m}^2 \times 3 \text{ m} = 4.5 \text{ ton/m}$$



Como antes, con los datos obtenidos en la figura anterior se hace la siguiente tabla:

Cuña	Area	γ	Peso	q	total
1	6.75	1.8	12.15	4.5	16.65
2	6.75	1.8	12.15	4.5	33.30
3	6.50	1.8	11.70	4.5	49.5
4	8.50	1.8	15.30	5.25	70.05

De la figura se obtiene:

$$E_A = 12.75 \text{ ton/m}$$

R

c) Método semi-empírico de Terzaghi:

1) Sin sobrecarga

Como el relleno es arena suelta, queda definida en el caso I

Como $\beta = 0 \dots K_V = 0$ y no hay componente vertical

De las gráficas de Terzaghi se obtiene:

$$K_H = 470$$

$$E_H = \frac{1}{2} (470) (4.5)^2 = 4,758.75 \text{ kg/m}$$

$$E_H = 4.758 \text{ ton/m}$$

R

2) Con sobrecarga

Como el relleno es de superficie horizontal y soporta sobrecarga uniformemente repartida, la presión horizontal sobre el plano vertical en que se supone actuante el empuje deberá incrementarse uniformemente en:

$$P = Cq$$

donde C se obtiene de la tabla de Terzaghi contenida en el apéndice XIV según el tipo de material.

$$\text{Caso I } C = 0.27$$

$$P = 1.5 \times 0.27 = 0.405$$

R

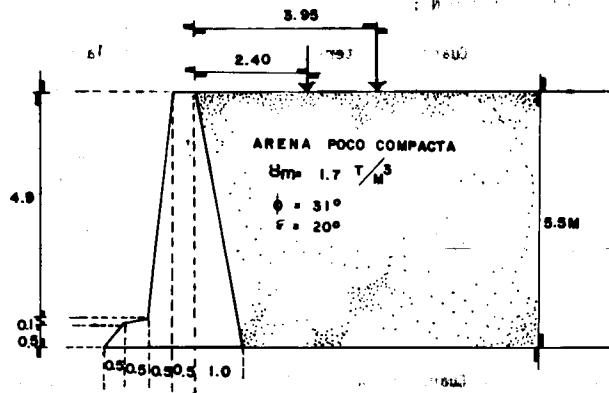
$$E_H = 4758.75 + 405 = 5163.75 \text{ kg/m}$$

$$E_H = 5.1637 \text{ ton/m}$$

5
R

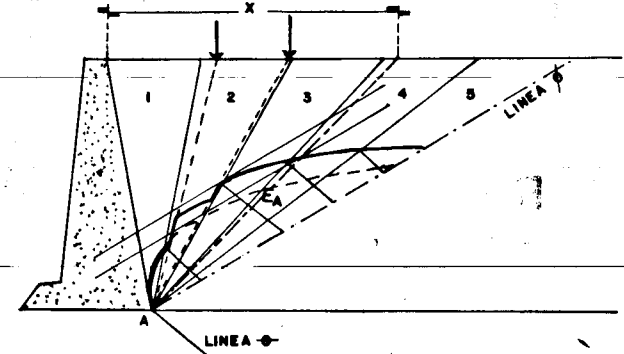
Un muro tiene su paramento inclinado y una altura de 5.5 metros, sostiene un terraplén constituido por arena poco compacta de las siguientes características: $\gamma_m = 1.7 \text{ ton/m}^3$, $\phi = 31^\circ$ y $\delta = 20^\circ$. El terraplén soporta dos sobrecargas lineales de 3000 Kg/m una de ellas a 2.40 metros y la otra a 3.95 metros, a partir de la corona del muro.

- Calcular el empuje activo por Coulomb (Culmann). ¿A qué distancia horizontal X deberán colocarse las sobrecargas para que no ejerzan empuje sobre el muro?
- Calcular el empuje activo, empleando el método semiempírico de Terzaghi.



SOLUCION :

a)



1	2	3	4	5	6	7
Cuña	Area	γ	Peso	q	total	Total sin q
1	5.5	1.7	9.35		9.35	9.35
2	5.512	1.7	9.37	6.0	24.72	18.72
3	5.625	1.7	9.562		34.282	28.282
4	5.562	1.7	9.455		43.737	37.737
5	5.830	1.7	9.911		53.648	47.648

De la figura se obtiene:

R

$$E_A = 12.75 \text{ ton/m}$$

Para obtener la distancia pedida, en la misma figura donde se obtuvo el empuje activo, se dibujan a la misma escala los valores de la columna 7 de la tabla anterior, que son los correspondientes a los pesos de las cuñas sin sobrecarga. Para este caso se obtiene una línea de Culmann y se traza una tangente a ella paralela a la línea ϕ , prolongándola hasta que se cruce con la línea de

Culmann antes obtenida. Por este punto y por el punto A (ver figura) se pasa una recta y se prolonga hasta el nivel del relleno. Se mide la distancia de la cresta del muro al punto obtenido y esa será la distancia pedida.

R

$$X = 6.35 \text{ metros}$$

c) Método semi-empírico de Terzaghi

Al ser el relleno arena poco compacta, el material está dentro del Caso I.

Como $\beta = 0$, la componente vertical del empuje $K_V = 0$

De las gráficas de Terzaghi se obtiene:

$$K_H = 470 \text{ Kg/cm}^2$$

y por lo tanto:

$$E_H = 0.5 (470) (5.5)^2 = 7108.75$$

$$E_H = 7108.75 \text{ Kg/cm}$$

Agregándole las sobrecargas:

$$P = Cq' = 0.27 \times 3000 = 810 \times 2 = 1620$$

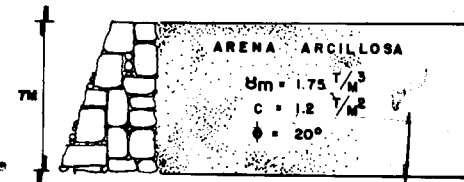
$$E_{Ht} = 7108.75 + 1620 = 8728.75$$

$$E_{Ht} = 8728.75 \text{ kg/m}$$

R

6

Un muro de paramento vertical tiene 7 metros de altura. El suelo que soporta es una arena arcillosa de las siguientes características: $\gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3$, $c = 1.2 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 20^\circ$. Despreciando cualquier efecto de fricción entre muro y relleno, determinar el empuje sobre el muro. La superficie del relleno es horizontal.



SOLUCION:

Quando el material presenta cohesión, la presión sobre el muro a cualquier profundidad z está dada por:

$$P_a = K_A \gamma z - 2c \sqrt{K_A}$$

donde:

$$K_A = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{0.65798}{1.34202} = 0.4902$$

$$\sqrt{K_A} = 0.70$$

Quando la profundidad z es pequeña, la expresión para el cálculo de la presión es negativa debido a la cohesión. En teoría, esto significa que para algunas profundidades (conocidas como profundidades críticas) el suelo está en tensión.

Para $Z = 0$

$$P_a = -2c\sqrt{K_A} = -2(1.2)(0.70) = -1.68 \text{ ton/m}^2$$

$$P_a = -1.68 \text{ ton/m}^2$$

El signo negativo significa que el suelo está en tensión y por lo mismo no ejerce presión sobre el muro.

Para $z = 7 \text{ m}$

$$P_a = 0.49 (1.75) (7) - 1.68 = 4.32$$

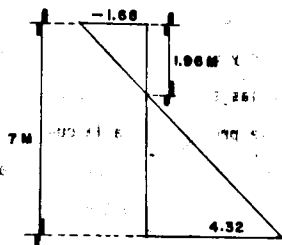
$$P_a = 4.32 \text{ ton/m}^2$$

La profundidad crítica se encuentra por medio de la expresión:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_A}}$$

$$Z_c = \frac{2 \times 1.2}{1.75 \times 0.70} = 1.96 \text{ mts}$$

El diagrama de presiones queda:



El área del triángulo superior a la izquierda del eje de presiones, representa una fuerza de tensión, la cual deberá ser

restada de la fuerza de compresión para obtener el empuje resultante. Como se despreció la fricción entre relleno y muro también se desprecia esta fuerza de tensión.

Calculando el área del triángulo de presiones se obtiene el empuje sobre el muro:

$$E_A = \frac{4.32 \times 5.04}{2} = 10.88 \text{ ton/m}$$

$$E_A = 10.88 \text{ ton/m}$$

R
7

Encontrar el empuje en el muro del problema anterior, suponiendo que no funcionan los drenes del muro y el agua se levanta, atrás del muro, a una altura de 3.0 metros a partir de la base del muro.

SOLUCION:

Si en un relleno existen estratos o hay agua, la distribución de presiones no variará linealmente con la profundidad en toda la altura del muro, resultando un problema más complejo.

Entre 0 y 4.0 metros de profundidad las condiciones son idénticas al problema anterior; la presión a los 4 metros será:

$$P_a = 0.49 (1.75) (4.0 - 1.96) = 1.749$$

$$P_a = 1.749 \text{ ton/m}^2$$

El término $-2c\sqrt{K_A}$ se desprecia, como ya se dijo.

Debajo de los 4 metros, el suelo tiene un peso volumétrico igual a:

$$1.75 - 1.0 = 0.75 \text{ ton/m}^3$$

A una profundidad de 7 metros actuará una presión debida al relleno de:

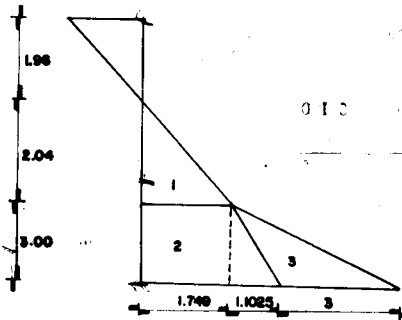
$$P_a = 1.749 + (0.49) (0.75) (3)$$

$$P_a = 2.851 \text{ ton/m}^2$$

La presión hidrostática será de:

$$\gamma_w H = 1 \times 3 = 3 \text{ ton/m}^2$$

Se puede trazar el diagrama de distribución de presiones



Estas áreas dan el empuje total sobre el muro. Como en el problema anterior, el área triangular a la izquierda del eje de presiones se desprecia.

En un diagrama triangular de presiones el empuje actúa a un tercio de la altura. En una distribución de presiones no tri-

angular se toman los momentos de cada área respecto a la base del muro para encontrar el centroide de ellas y por lo tanto el punto donde actúa el empuje

Es conveniente elaborar la siguiente tabla:

No.	Area	Altura del centroide	momento del área
1	1.7839	3.68	6.5647
2	5.247	1.5	7.870
3	6.1537	1.0	6.1537
total	13.1846		20.5884

El empuje total es:

$$E_A = 13.1846 \text{ ton/m}$$

Actúa a :

$$\frac{20.5884}{13.1846} = 1.561 \text{ m}$$

1.561 metros de la base del muro

Una atagufa se construirá con una serie de pilotes en cantiliver y sostendrá un suelo a una altura de 5.5 metros. El suelo tiene las siguientes propiedades: $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$. Encontrar la profundidad a la cual deberán ser hincados los pilotes suponiendo que sólo 2/3 partes de la resistencia teórica pasiva se desarrollará en la longitud de empotramiento.

SOLUCION:

Sea H la longitud total de un pilote, y d la longitud-

empotrada (ver figura adjunta).

Los coeficientes de presión del suelo serán:

$$K_A = \frac{1 - \tan 30^\circ}{1 + \tan 30^\circ} = \frac{0.5}{1.5} = \frac{1}{3}$$

$$K_p = \frac{1}{K_A} = 3$$

El valor de K_p se desarrollará solo 2/3 partes, por lo

que:

$$K_p = 3 \times \frac{2}{3} = 2$$

La presión sobre el pilote, en el fondo, será:

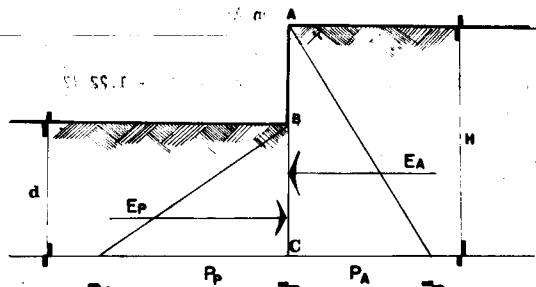
$$P_A = 1.92 \times H \times 1/3 = 0.64 H \text{ ton/m}^2$$

$$P_p = 1.92 \times d \times 2 = 3.84 d \text{ ton/m}^2$$

Los empujes totales son:

$$E_A = 1/2 H \times 0.64 H = 0.32 H^2 \text{ ton/m}$$

$$E_p = 1/2 d \times 3.84 d = 1.92 d^2 \text{ ton/m}$$



Tomando momentos en B:

$$0.32 H^2 \times H/3 = 1.92 d^2 \times d/3$$

Obteniéndose: $\frac{H}{d} = 1.8172$

pero: $H = d + 5.5$

Entonces: $\frac{d + 5.5}{d} = 1.8172 \text{ m}$ $d = 6.73 \text{ mts}$

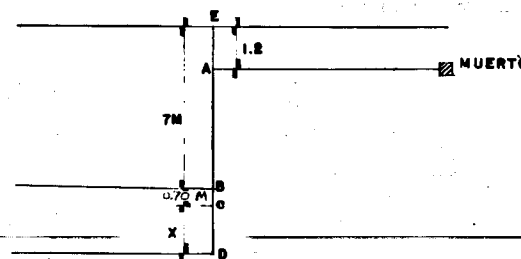
R

Que es la profundidad a la cual los pilotes deberán ser hincados.

Una excavación de 7.0 metros de profundidad se hace en un suelo sin cohesión para el cual se tiene $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 28^\circ$. Los lados de la excavación son soportados por una serie de pilotes sujetados mediante un muerto a una profundidad de 1.2 metros debajo de la superficie del terreno. Suponiendo fija la base y utilizando el método de la viga equivalente, determinar la longitud mínima de los pilotes para que estos estén en equilibrio.

SOLUCION:

La viga equivalente es:



Para un suelo sin cohesión, el punto de contraflexión -
(C) comúnmente se supone a 0.1H por debajo de B

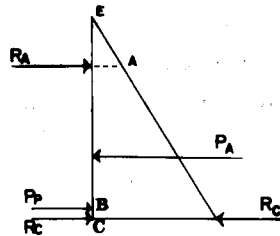
$$C = 0.1 (7.0) = 0.7$$

$$K_A = \frac{1 - \sin 28^\circ}{1 + \sin 28^\circ} = \frac{1 - 0.469}{1 + 0.469} = \frac{0.531}{1.469} = 0.3614$$

$$K_p = \frac{1}{K_A} = 2.77$$

Presión activa en el punto C:

$$C = 0.361 \times 1.8 \times 7.7 = 5.0 \text{ ton/m}^2$$



Presión activa en D:

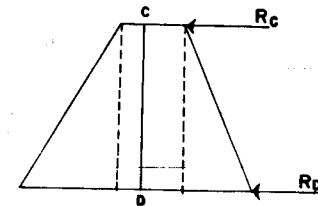
$$5.0 + 0.361 \times 1.8 \times X = 5.0 + 0.6498 X$$

Presión Pasiva en C:

$$2.77 \times 1.8 \times 0.7 = 3.49$$

Presión Pasiva en D:

$$3.49 + 2.77 \times 1.8 \times X = 3.49 + 4.986 X$$



Viga EC:

Empuje activo:

$$E_A = 1/2 (5.0) (7.7) = 19.25 \text{ ton/m}$$

actuando a: $\frac{7.7^2}{3} = 2.56 \text{ m sobre C}$

Empuje Pasivo:

$$E_p = 1/2 (3.49) (0.7) = 1.22 \text{ ton/m}$$

Actuando a $\frac{0.7}{3} = 0.23 \text{ m sobre C}$

Tomando momentos en A:

$$R_C (7.7 - 1.2) = 19.25 (7.7 - 1.2 - 2.56) - 1.22 (7.7 - 1.2 - 0.23)$$

$$6.5 R_C = 75.845 - 7.649$$

$$6.5 R_C = 68.196 ; R_C = \frac{68.196}{6.5} = 10.491$$

$$R_C = 10.491 \text{ ton}$$

Viga CD

Las fuerzas se obtienen de las áreas de los triángulos y rectángulos del diagrama de presiones.

Tomando momentos con respecto a D:

$$\text{Fuerza activa: } 5.0 X + \frac{0.6498 X^2}{2}$$

$$\text{Fuerza pasiva: } 3.49 X + \frac{4.986 X^2}{2}$$

$$10.491 X + 5.0 \frac{X^2}{2} + 0.6498 \frac{X^3}{6} - 3.49 \frac{X^2}{2} - 4.986 \frac{X^3}{6} = 0$$

$$10.491 + 2.5 X + 0.1083 X^2 - 1.745 X - 0.831 X^2 = 0$$

$$\text{Quedando: } X^2 - 1.044 X - 14.516 = 0$$

Resolviendo la ecuación:

$$X = 4.36 \text{ m}$$

La profundidad de empotramiento es:

$$4.36 + 0.7 = 5.06 \text{ m}$$

La longitud mínima de los pilotes es:

$$5.06 + 7 = 12.06 \text{ m}$$

R

10

Un muro de paramento vertical de 9.0 metros de altura soporta un suelo cohesivo que tiene un $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$, $c = 1.45 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 15^\circ$. Encontrar el empuje que actúa por cohesión y fricción con el muro. - Los valores de cohesión y fricción entre el muro y el suelo pueden suponerse los mismos que las propiedades del suelo.

SOLUCION:

En este problema se usará el método de las cuñas a base de tanteos.

Como el suelo es cohesivo, las áreas de las cuñas se reducen por tensión una profundidad:

$$Z_c = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_A}}$$

$$\text{Donde: } K_A = \frac{1 - \text{Sen } \phi}{1 + \text{Sen } \phi} = \frac{1 - 0.25882}{1 + 0.25882} = 0.588$$

$$K_A = 0.588 ; \sqrt{K_A} = 0.767$$

$$\text{Por lo tanto: } Z_c = \frac{2 \times 1.45}{1.9 \times 0.767} = 1.989$$

$$Z_c = 1.989 \text{ mts}$$

Las fuerzas que actúan en cada cuña son:

$$1.- \text{ Peso de la cuña } W = \text{área} \times \gamma = \text{área} \times 1.9$$

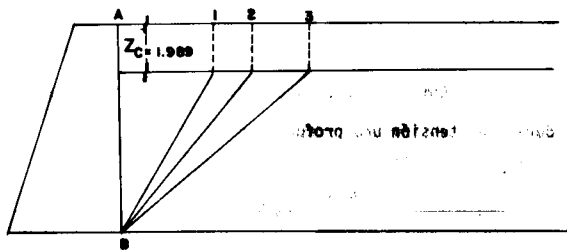
$$2.- \text{ Fuerza de Cohesión con el muro: } c_w = 1.45 \times 7.011 = 10.1659$$

3.- Fuerza de cohesión en el plano de falla $c = 1.45 \times$
long

4.- Reacción sobre el plano actuando normal a ϕ

5.- Empuje sobre el muro, E_A , actuando a un ángulo δ de-
de la normal al muro. (Se supone que $\delta = \phi$)

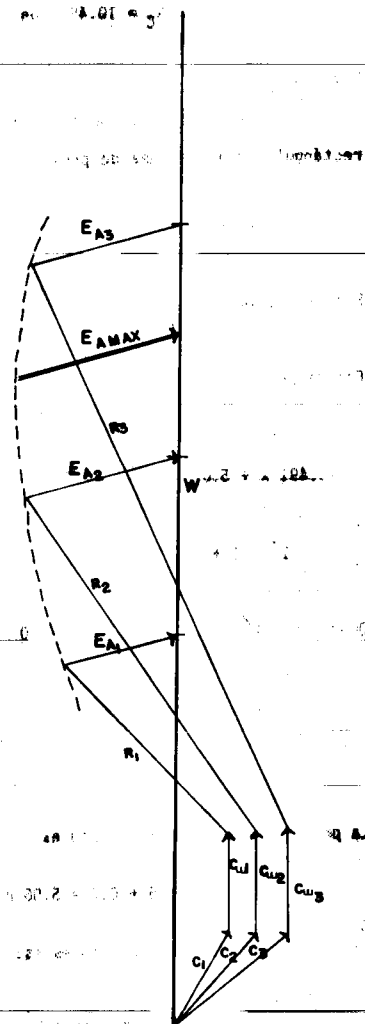
Las magnitudes y direcciones de las fuerzas de los inci-
sos 1, 2 y 3 son conocidas, conociéndose además las direcciones de
las fuerzas de los incisos 4 y 5, lográndose completar el polígono-
de fuerzas y de aquí medirse E_A . El objeto de encontrar el valor -
más grande de E_A es que con este valor se diseña el muro.



Los valores de las 3 cuñas se encuentran en la siguiente
tabla:

Cuña	Area	γ	Peso	Long cuña	Fza. cohesiva (c) en el plano
AB1	22.527	1.9	42.801	8.3	12.035
AB2	32.691	1.9	62.113	9.5	13.775
AB3	46.428	1.9	88.213	11.0	15.950

$E_A \text{ max} = 18.5 \text{ Ton/m}$



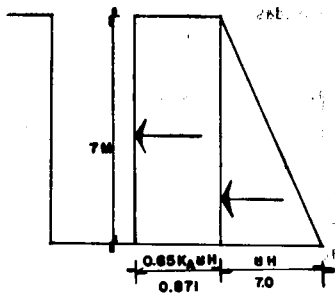
11

Se va a hacer una excavación, a 7 metros de profundidad, en un suelo arenoso que tiene las siguientes características: $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$, $\phi = 38^\circ$. Se van a usar ademes apuntalados para detener las paredes de la excavación. Calcular el empuje que soportarán los puntales:

- a) Suponiendo el nivel freático en la superficie
- b) Suponiendo el nivel freático en el fondo de la excavación

SOLUCION

a) Para resolver este problema se usará la distribución de Terzaghi para arenas (Apendice No XV a)



Aplicando la fórmula:

$$h = 0.65 \times 0.2385 \times 0.8 \times 7$$

$$h = 0.871 \text{ ton/m}^2$$

$$h = 0.65 K_A \gamma H$$

Se calcula K_A :

$$K_A = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$$

$$K_A = \tan^2 26^\circ = (0.486)^2$$

$$K_A = 0.2385$$

El empuje que produce la arena es:

$$E = 0.871 \times 7 = 6.1 \text{ ton/m}$$

Ahora se calcula el empuje producido por el agua y se suma al calculado anteriormente, para obtener el empuje total:

$$E_W = 0.5 \gamma H^2 = \frac{\gamma H \cdot H}{2}$$

$$E_W = 0.5 \times 1.0 \times 49 = 24.5 \text{ ton/m}$$

El empuje será:

$$E_T = 6.1 + 24.5 = 30.6 \text{ ton/m}$$

R

$$E_T = 30.6 \text{ ton/m}$$

b) Con el NAF al nivel del fondo de la excavación

Aplicando la fórmula:

$$h = 0.65 K_A \gamma H$$

$$h = 0.65 \times 0.2385 \times 1.8 \times 7 = 1.955$$

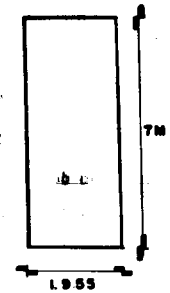
$$h = 1.955 \text{ m}$$

El empuje será:

$$E = 1.955 \times 7 = 13.75$$

R

$$E = 13.75 \text{ ton/m}$$



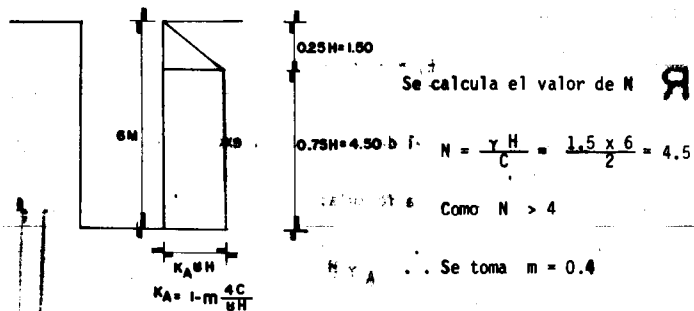
$$E = 0.871 \times 7 = 6.1 \text{ ton/m}$$

12

Se va a hacer una excavación a 6 metros de profundidad, en un suelo formado por arcilla blanda normalmente consolidada con las siguientes características: $\gamma_m = 1.5 \text{ ton/m}^3$ y $c = 2 \text{ ton/m}^2$. Para asegurar las paredes de la excavación se usarán ademes apuntalados. Encontrar el empuje que soportarán los puntales.

SOLUCION:

Como el suelo es arcilla blanda consolidada, se toma la distribución de Terzaghi del apéndice No XV (b).



Según Terzaghi, $m = 0.4$ para arcillas blandas, valor tomado de experiencias obtenidas al estudiar las arcillas blandas de Oslo (Referencia No.4, págs 402 a 413)

Se calcula K_A :

$$K_A = 1 - 0.4 \frac{4 \times 2}{1.5 \times 6} = 1 - 0.352 = 0.648$$

$$K_A = 0.648$$

$$h = 0.648 \times 1.5 \times 6 = 5.82$$

Se calcula el Empuje:

$$E = \frac{(a + b)}{2} h \quad (\text{Fórmula para encontrar el área de un trapecio})$$

$$E = \frac{4.5 + 6}{2} \times 5.82 = 5.25 \times 5.82 = 30.60$$

$$E = 30.60 \text{ Ton/m.}$$

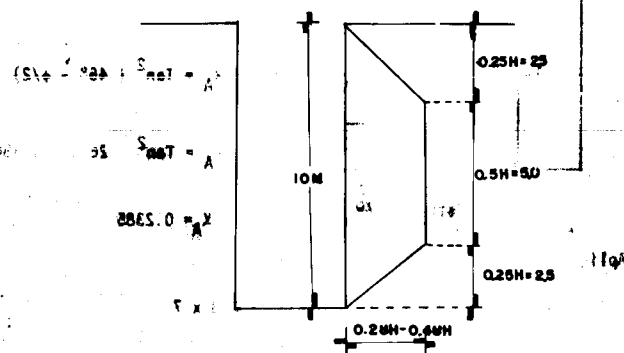
R

13

En un suelo formado por arcilla fisurada se requiere hacer una excavación de 10 metros de profundidad. El suelo tiene las siguientes características: $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$ y $c = 8 \text{ ton/m}^2$. Para detener las paredes de la excavación se usarán ademes apuntalados. Encontrar el empuje que actuará sobre los puntales de los ademes.

SOLUCION:

Para arcillas fisuradas se toma la distribución de Terzaghi del apéndice No. XV (c)



$$K_A = 0.648$$

$$h = 0.648 \times 1.5 \times 6 = 5.82$$

$$\gamma H = 1.6 \times 10 = 16$$

$$h_1 = 0.2 \gamma H = 3.2$$

$$h_2 = 0.4 \gamma H = 6.4$$

$$E_1 = \frac{10 + 5}{2} h_1 = \frac{15}{2} 3.2 = 24$$

$$E_1 = 24 \text{ ton/m}$$

$$E_2 = \frac{15}{2} 6.4 = 48$$

$$E_2 = 48 \text{ ton/m}$$

R

Se toma el valor 0.2 γH cuando la excavación se hace rápidamente y las deformaciones se restringen. En caso contrario se utiliza 0.4 γH

Problemas Propuestos

1

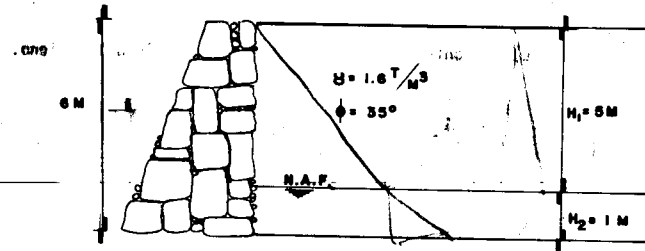
En una arcilla plástica con un $\gamma m = 1.9 \text{ ton/m}^3$ se realiza una excavación vertical. A la altura $h = 5.5$ metros el material se derrumba. ¿Cuanto vale teóricamente la cohesión c ?

Resp. $c = 2.612 \text{ ton/m}^2$

2

Calcular los empujes activo y pasivo que actúan en un muro de 6 metros de altura, si retiene a un relleno de las siguientes propiedades:

$\phi = 35^\circ$; $\gamma m = 1.6 \text{ ton/m}^3$. El nivel freático se encuentra 5 metros abajo de la superficie del relleno.



Resp. $E_A = 8.169 \text{ ton/m}$; $E_P = 104.9326 \text{ ton/m}$

3

Un muro construido con pilotes anclados soporta un relleno de suelo friccionante de 5.5 metros de altura con superficie horizontal. El relleno tiene un $\gamma m = 1.92 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 30^\circ$. El anclado de los pilotes está limitado a 1.2 metros debajo de la superficie. Suponer soporte libre. Encontrar aproximadamente la longitud mínima de los pilotes para su estabilidad. Despreciar la fricción en la superficie de los pilotes.

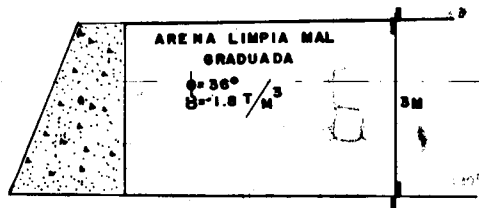
Resp. $L = 8.3 \text{ mts aproximadamente}$

4

Un muro de paramento vertical liso de 3 metros de altura sostiene arena limpia mal graduada (SP) (relleno horizontal) que tiene un peso específico de 1.8 ton/m^3 y un ángulo de fricción interna de 36° . Calcular el empuje activo en magnitud y posición:

a) Por Rankine

- b) Por Coulomb (Culmann)
- c) Por el método semi-empírico de Terzaghi
- d) Con una sobrecarga de 2 ton/m^2
- e) Suponiendo $\beta = 25^\circ$ para la superficie del relleno.



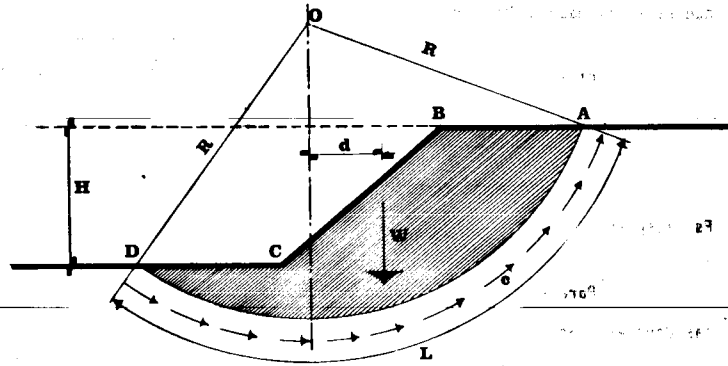
Resp.

- a) $E_A = 2.1027 \text{ ton/m}$; b) $E_A = 2.05 \text{ ton/m}$; c) $E_A = 2.115 \text{ ton/m}$;
- d) $E_A = 3.660 \text{ ton/m}$; e) $E_A = 2.779 \text{ ton/m}$

2012 19 019

1

2



IV. ESTABILIDAD DE TALUDES

Los taludes son cualquier superficie inclinada respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las estructuras de tierra. Pueden ser naturales como las laderas o artificiales como los cortes y terraplenes.

La falla de un talud puede ocurrir por varias causas como son: Falla por deslizamiento superficial, falla por erosión, falla por licuación, falla por capacidad de carga del terreno y falla por movimientos del cuerpo del talud.

La falla por movimiento del cuerpo del talud puede ser de dos formas: Una en que se define una superficie de falla -- curva, a lo largo de la cual ocurre el movimiento del talud; a este tipo se le llama falla por rotación. La otra forma es la que ocurre a lo largo de superficies débiles, en el cuerpo del talud o en su terreno de cimentación; a este tipo de falla se le llama falla por traslación.

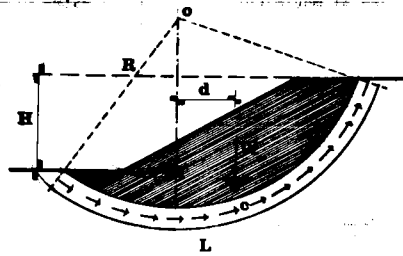
Cuando un talud está formado por material puramente friccionante, para garantizar la estabilidad del talud bastará que el ángulo que presente el talud sea menor que el de fricción interna del material friccionante. Por lo tanto, la condición límite de estabilidad es simplemente:

$$\beta = \phi$$

Cuando se tiene el caso de que el talud esté formado por suelos cohesivo-friccionantes o puramente cohesivos se utiliza generalmente el Método Sueco para analizar su estabilidad.

METODO SUECO. En este método se comprenden todos los procedimientos de análisis de estabilidad respecto a la falla por rotación, en los que se considera que la superficie de falla es cilíndrica y cuya traza con el plano normal al eje del cilindro es un arco de circunferencia.

Cuando el suelo es puramente cohesivo se procede de la siguiente manera: Considérese un arco de circunferencia con centro O y radio R como la traza de una superficie hipotética de falla.



Las fuerzas que tienden a producir el deslizamiento de la masa de tierra son el peso del suelo correspondiente a el área supuesta mas cualquier sobrecarga que pudiera actuar sobre la corona del talud. El momento de estas fuerzas en torno a un eje normal a través de O será:

$$M_m = \sum Wd$$

que es el llamado momento motor.

Las fuerzas que se oponen al deslizamiento de la masa de tierra son los efectos de la cohesión a lo largo de toda la superficie de deslizamiento supuesta. Así:

$$M_R = cLR$$

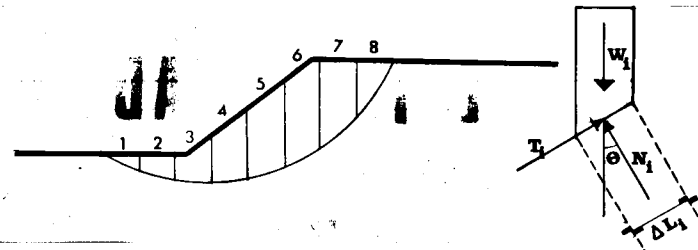
que es el llamado momento resistente

El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m}$$

La experiencia permite considerar a 1.5 como un valor de F_s aceptable.

Para suelos con cohesión y fricción se usa el método de las dovelas. Se supone un círculo de falla a elección y la masa de tierra deslizante se divide en dovelas cuyo número es arbitrario, si bien, a mayor número de estas los resultados son más aproximados.



Para el equilibrio de cada dovela se considera su peso W_i y las fuerzas N_i y T_i que son las reacciones normal y tangencial a lo largo de la superficie de deslizamiento ΔL_i . N_i y T_i equilibran a W_i .

Puede calcularse el momento motor debido al peso de las dovelas como:

$$M_m = R \sum |T_i|$$

El momento resistente es debido a la resistencia al es--

fuerzo cortante S_i , que se desarrolla en la superficie de deslizamiento de cada dovela y vale:

$$MR = R \sum S_i \Delta L_i$$

El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{MR}{M_m} = \frac{\sum S_i \Delta L_i}{E \sum T_i}$$

Frecuentemente se presentan en la práctica taludes formados por diferentes estratos de suelos distintos; aquí puede considerarse a la masa de suelo deslizante, correspondiente a un círculo supuesto, dividida por dovelas, de modo que ninguna base de ellas caiga entre dos estratos, a fin de lograr la máxima facilidad en los cálculos.

Para obtener el peso de cada dovela, ahora deberá calcularse en sumandos parciales, multiplicando la parte del área de la dovela correspondiente a cada estrato por el peso específico respectivo. Conocido el peso de cada dovela se procede a calcular los momentos resistentes y motores parciales. Los momentos totales se obtienen sumando los parciales calculados y con ellos puede calcularse el F_s correspondiente al círculo de falla elegido.

METODO DEL CIRCULO DE FRICCIÓN. Este método acepta también que la superficie de deslizamiento de los taludes puede considerarse un cilindro cuya traza con el plano es un arco de circunferencia.

En el problema No. 11 se presenta la secuela de cálculo

de este método.

METODO DE TAYLOR. Taylor realizó un gran número de investigaciones tendientes a evitar a los proyectistas el trabajo largo y tedioso de los tanteos. Taylor obtuvo una gráfica en la que relaciona los valores del ángulo del talud con los números de estabilidad obtenidos para ellos.

En los apéndices No. XVI, XVII y XVIII se presentan las gráficas de Taylor.

Se ha visto que el número de estabilidad para los círculos más críticos posibles que corresponden a la falla de base es 0.185. A mayor número de estabilidad el círculo es más crítico.

Problemas Resueltos

Se va a hacer una excavación de 6.9 metros de profundidad con talud vertical sin ademar en una arcilla dura. Los ensayos de laboratorio en muestras inalteradas dieron: $q_u = 1.00 \text{ kg/cm}^2$, $\gamma_m = 2 \text{ ton/m}^3$. ¿Cuál es el factor de seguridad contra deslizamiento de la excavación?

SOLUCION:

$$\text{Se tiene la ecuación: } H_{\text{crit}} = \frac{4c}{\gamma}$$

$$c = \frac{q_u}{2} = \frac{10 \text{ ton/m}^2}{2} = 5 \text{ ton/m}^2$$

$$H_{\text{crit}} = \frac{4 \times 5.0}{2} = 10 \text{ mts}$$

$$c = \frac{c'}{\gamma} = \frac{1.6 \times 0.267}{1.76} = 0.2427$$

$$c = 0.2427$$

En el ábaco III $\alpha = 10^\circ$; y en el ábaco II $\alpha = 13.5^\circ$

Por interpolación $\beta = 12.3^\circ$

que es el ángulo buscado.

El corte del talud de la figura tiene 9 metros de altura y una pendiente de 2 horizontal por 1 vertical. El suelo es arcilla saturada con un peso volumétrico de 1.9 ton/m^3 y una cohesión de -3.90 ton/m^2 . Encontrar el factor de seguridad para deslizamiento circular, tomando $\phi = 0^\circ$ y suponiendo que la superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud.

SOLUCION:

Para encontrar el factor de seguridad crítico se hacen tanteos con diferentes superficies de falla y el menor valor encontrado corresponderá a la superficie crítica.

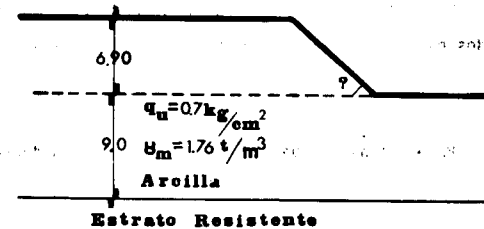
En este caso con suelo homogéneo, el centro del círculo crítico puede ser obtenido usando la tabla del apéndice No. XIX.

2

R

$$F_s = 1.449$$

¿Cuál debe ser, aproximadamente, la inclinación de un talud de 6.90 metros de altura para tener un factor de seguridad $F_s = 1.31$, si la arcilla tiene un $q_u = 0.7 \text{ kg/cm}^2$ y $\gamma_m = 1.76 \text{ ton/m}^3$? La arcilla tiene un espesor de 9 metros por debajo del pie del talud y está limitada por un estrato de alta resistencia.



SOLUCION:

$$c = \frac{q_u}{2} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$$

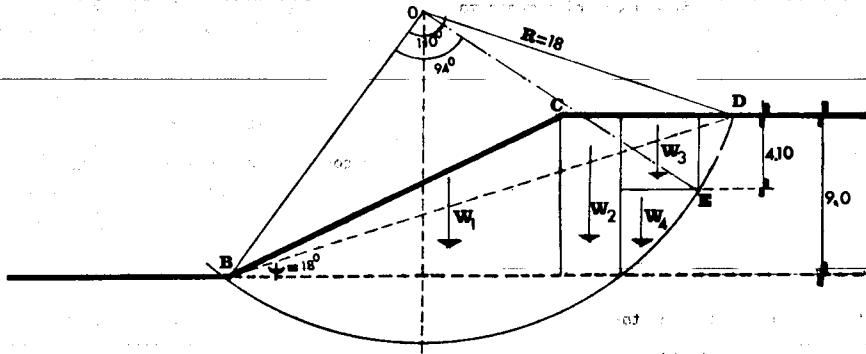
Para un factor de seguridad de $F_s = 1.31$, c deberá modificarse como:

$$c = \frac{0.35}{1.31} = 0.267 \text{ kg/cm}^2$$

Para entrar a los ábacos (Apéndice No. XX) se vuelve a modificar c , pues estos están hechos para $\gamma_m = 1.6$

3

R



El ángulo de inclinación del talud es:

$$i = \arctan 0.5 = 26^\circ 34'$$

De la tabla, interpolando entre 15° y 30° se obtiene --

$$\psi = 18^\circ \text{ y } \theta = 110^\circ$$

La superficie de falla resultante se muestra en la figura. El radio mide 18 mts.

Deberá considerarse una grieta de tensión hasta la profundidad de:

$$DE = \frac{2c}{\gamma} = \frac{2 \times 3.90}{1.9} = 4.10 \text{ mts}$$

El suelo afectado se encuentra limitado por BCDEB

Se calcula el peso de esta sección:

$$W_1 = 157.32 \text{ ton}; W_2 = 49.59 \text{ ton}; W_3 = 36.613 \text{ ton}; W_4 = 21.878 \text{ ton}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wd = 157.32 \times 1.5 + 49.59 \times 9.10 + 36.613 \times 12.8 + 21.878 \times 12$$

$$M_m = 1418.431 \text{ ton-m}$$

Se calcula ahora el momento resistente:

$$M_R = cRL$$

$$L = \frac{R\theta}{180^\circ} \quad \theta = 94^\circ; \quad L = \frac{18 \times \pi \times 94^\circ}{180^\circ} = 29.53 \text{ mts}$$

$$M_R = 3.9 \times 18 \times 29.53 = 2073.006$$

$$M_R = 2073.006 \text{ ton-m}$$

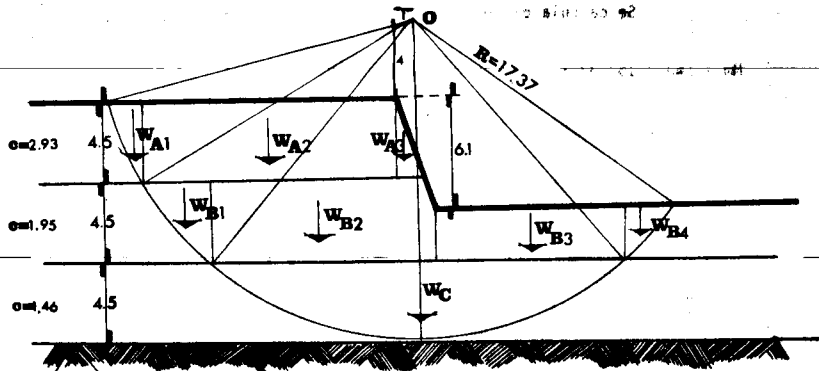
El factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{2073.006}{1418.431} = 1.46$$

$$F_s = 1.46$$

Un depósito de arcilla está formado por tres estratos horizontales, cada uno de 4.5 metros de espesor. Los valores de la cohesión son de 2.93, 1.95, 1.46 ton/m^2 respectivamente y el peso volumétrico es de $\gamma_m = 1.84 \text{ ton/m}^3$ para los tres estratos. Si se efectúa un corte en el depósito como el que se muestra en la figura, cuál será el factor de seguridad para el punto dado.

R
4



SOLUCION:

Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR = R \sum cL$$

Como los estratos presentan diferentes valores de cohesión se calcula L para cada estrato:

$$L_1 = \frac{17.37 \times \pi \times 16^\circ}{180^\circ} = 4.85 \text{ m}$$

$$L_2 = \frac{17.37 \times \pi \times 19^\circ}{180^\circ} = 5.76 \text{ m}$$

$$L_3 = \frac{17.37 \times \pi \times 82^\circ}{180^\circ} = 24.85 \text{ m}$$

$$L_4 = \frac{17.37 \times \pi \times 14^\circ}{180^\circ} = 4.24 \text{ m}$$

$$M_R = 17.37 (2.93 \times 4.85 + 1.95 \times 5.76 + 1.46 \times 24.85 + 4.24 \times 1.95)$$

$$M_R = 1215.743 \text{ ton-m}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wd$$

Para calcular el peso de la sección, se divide en áreas como se muestra en la figura, y se multiplican por su peso volumétrico. Así:

$W_{A1} = 7.245 \text{ ton}$	$W_{B1} = 14.697 \text{ ton}$	$W_{C1} = 90.988 \text{ ton}$
$W_{A2} = 116.748 \text{ ton}$	$W_{B2} = 104.328 \text{ ton}$	
$W_{A3} = 6.624 \text{ ton}$	$W_{B3} = 55.494 \text{ ton}$	
	$W_{B4} = 8.004 \text{ ton}$	

$$M_m = 7.245 \times 15.75 + 116.748 \times 8.0 + 6.624 \times 0.6 + 14.696 \times 12.8 + 104.328 \times 5.40 + 55.494 \times 6.2 + 8.004 \times 12.2 + 90.988 \times 0$$

$$M_m = 1361.848 \text{ ton-m}$$

Nota. Las distancias se miden directamente en la figura.

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1215.743}{1361.848} = 0.89$$

$$F_s = 0.89$$

Por lo que se deduce que el talud es inestable.

En la figura se muestra la sección circular en corte del talud de una vía férrea en la cual ha ocurrido un deslizamiento. El suelo es arcilla con un peso volumétrico promedio de 1.72 ton/m^3 . Investigaciones realizadas demuestran que la superficie de desliza-

R
5

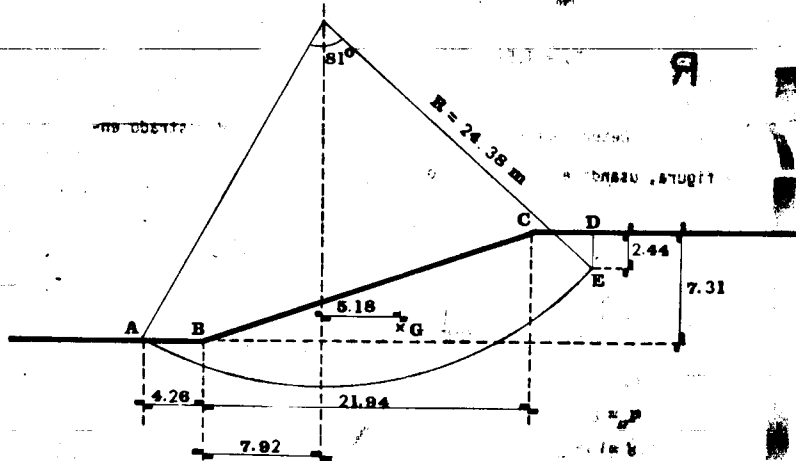
miento está muy cercana al arco AE. Considerando que $\phi = 0$ y que la grieta de tensión DE está a 2.44 metros de profundidad, encontrar el valor de la cohesión C a lo largo de la superficie de falla.

SOLUCION:

El área de suelo alterado ABCDEA es:

$$A = 155.6 \text{ m}^2$$

El centroide de esta área está localizado a 5.18 m de la vertical por O.



El peso de la sección ABCDEA será:

$$W_s = 155.6 \times 1.72 = 267.63 \text{ ton}$$

Por equilibrio:

$$M_m = M_R$$

$$M_m = 267.63 \times 5.18 = 1386.323$$

$$M_m = 1386.323 \text{ ton-m}$$

$$M_R = cLR$$

$$\text{si } \theta = 81^\circ \quad L = \frac{24.38 \times \pi \times 81^\circ}{180^\circ} = 34.466 \text{ m}$$

$$M_R = c \times 34.466 \times 24.38 = c \times 840.281$$

Igualando los momentos:

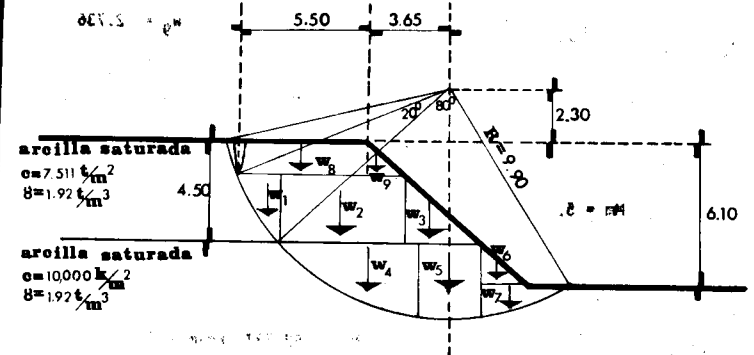
$$1386.323 = c \times 840.281$$

$$c = \frac{1386.323}{840.281} = 1.649 \text{ ton/m}^2$$

$$c = 1.649 \text{ ton/m}^2$$

6

Calcular el factor de seguridad para la superficie de falla de la figura, si la grieta que tiene 1.50 metros de profundidad se llena de agua. El radio del arco tiene 9.90 metros de longitud.



SOLUCION:

Se divide el arco en dos segmentos AB y BC y se determina la longitud de cada uno:

$$AB = \frac{9.9 \times \pi \times 20^\circ}{180^\circ} = 3.45$$

$$BC = \frac{9.9 \times \pi \times 80^\circ}{180^\circ} = 13.82$$

Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR$$

$$M_R = 7511 \times 3.45 \times 9.90 + 10,000 \times 13.82 \times 9.90 = 1,624,718.2$$

$$M_R = 1,624,718.2 \text{ Kg-m}$$

Se calcula el peso y se encuentra el centroide de las áreas:

$W_1 = 5.328 \text{ ton}$	$W_4 = 18.432 \text{ ton}$	$W_7 = 5.616 \text{ ton}$
$W_2 = 31.104 \text{ "}$	$W_5 = 17.203 \text{ "}$	$W_8 = 15.552 \text{ ton}$
$W_3 = 10.08 \text{ "}$	$W_6 = 3.36 \text{ "}$	$W_9 = 2.736 \text{ "}$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wd$$

$$M_m = 5.328 \times 8 + 31.104 \times 4.80 + 10.08 \times 0.85 + 18.432 \times 3.5 + 17.203 \times 0 - 3.36 \times 2.06 - 5.616 \times 2.70 + 15.552 \times 6.5 + 2.736 \times 3.2 = 352,737$$

$$M_m = 352,737 \text{ kg-m}$$

La fuerza resultante de la presión del agua en la grieta

$$P = \frac{\gamma H^2}{2} = \frac{1000 \times 1.5^2}{2} = 1125 \text{ kg}$$

El momento de esta fuerza es:

$$M = 1125 \times 3.30 = 3712.5 \text{ kg}$$

El momento motor total es:

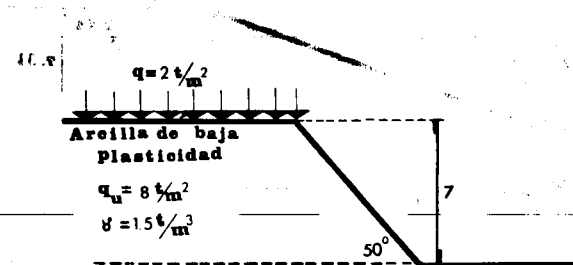
$$M_{mT} = 352,737 + 3712.5 = 356,449.5$$

$$M_{mT} = 356,449.5$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{1,624,718.2}{356,449.5} = 4.55$$

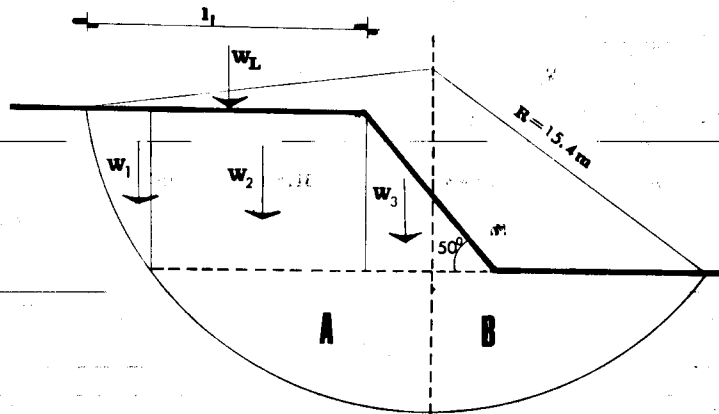
$$F_s = 4.55$$

Determinar el factor de seguridad del talud mostrado en la figura, usando el método sueco



SOLUCION:

Primer tanteo



$$W_1 = 15.225 \text{ ton}$$

$$W_L = w \times L = 2 \times 12.2$$

$$W_2 = 98.175 \text{ ton}$$

$$W_L = 24.4 \text{ ton}$$

$$W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

Se calcula el momento motor:

$$M_m = \sum Wd = 15.225 \times 12.95 + 98.175 \times 7.6 + 30.45 \times 1.01 + 24.4 \times 9.1$$

Nótese que los momentos motores producidos por las secciones A y B son iguales y de sentidos contrarios, por lo que se anulan entre sí:

$$M_m = 1196.087 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{M_R}{M_m} = \frac{2210.208}{1196.087} = 1.847$$

$$F_s \underline{1.847}$$

Se calcula el momento resistente:

$$M_R = cLR$$

$$c = \frac{qu}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ ton/m}^2$$

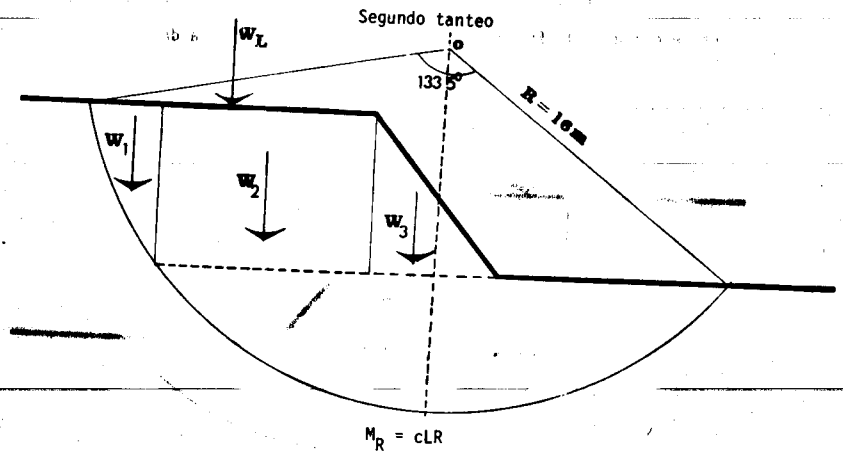
$$L = \frac{15.4 \times \pi \times 133.5^\circ}{180^\circ} = 35.88 \text{ m}$$

$$M_R = 4 \times 35.88 \times 15.4 = 2210.208$$

$$M_R = 2210.208 \text{ ton-m}$$

Se obtienen los pesos de cada una de las secciones en que se dividió la superficie de falla, multiplicando las áreas por su peso volumétrico

Segundo tanteo



$$M_R = cLR$$

$$L = \frac{16 \times \pi \times 133.5}{180} = 37.280 \text{ m}$$

$$M_R = 4 \times 37.280 \times 16 = 2385.92$$

$$M_R = 2385.92 \text{ ton-m}$$

Los pesos serán:

$$W_1 = 17.85 \text{ ton} \quad W_3 = 29.4 \text{ ton}$$

$$W_2 = 99.75 \text{ ton} \quad W_L = 25.6 \text{ ton}$$

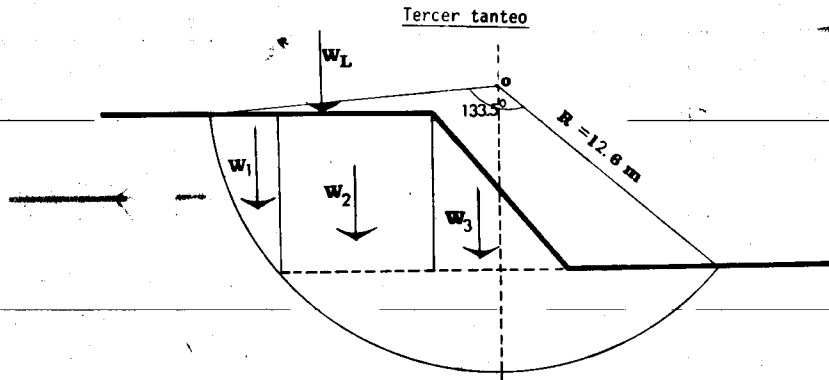
$$M_m = Wd = 17.85 \times 13.6 + 99.75 \times 7.6 + 29.4 \times 1.05 + 25.6 \times 9.30$$

$$M_m = 1269.81 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{2385.92}{1269.81} = 1.878$$

$$F_s = 1.878$$

Al subir el punto, el factor de seguridad aumenta. Ahora se calcula el F_s para un punto cercano a la cresta del talud.



$$L = \frac{12.6 \times \pi \times 133.5^\circ}{180^\circ} = 29.358 \text{ m}$$

$$M_R = 4 \times 29.358 \times 12.6 = 1479.643$$

$$M_R = 1479.643 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 15.225 \text{ ton} \quad W_3 = 31.5 \text{ ton}$$

$$W_2 = 69.3 \text{ ton} \quad W_L = 19.2 \text{ ton}$$

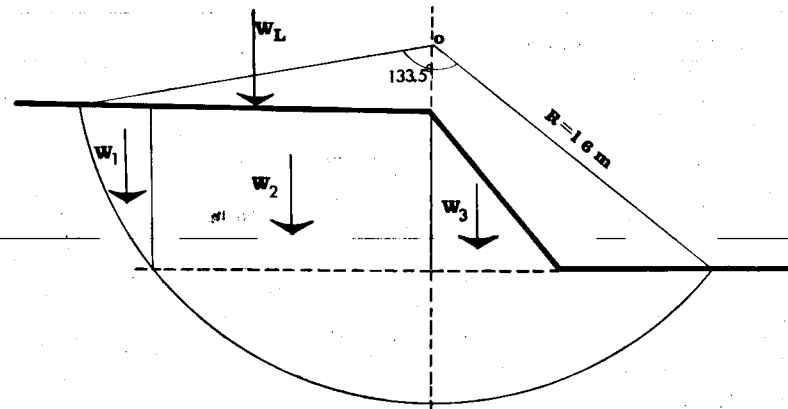
$$M_m = 15.225 \times 10.70 + 69.3 \times 6.40 + 31.5 \times 1.0 + 19.2 \times 7.80$$

$$M_m = 787.687$$

$$F_s = \frac{1479.643}{787.687} = 1.878$$

$$F_s = 1.878$$

Cuarto tanteo



$$M_R = cLR$$

$$L = \frac{16 \times \pi \times 133.5^\circ}{180^\circ} = 37.280 \text{ m.}$$

$$M_R = 4 \times 16 \times 37.280 = 2385.92$$

$$M_R = 2385.92 \text{ ton-m.}$$

$$W_1 = 17.325 \text{ ton} \quad W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

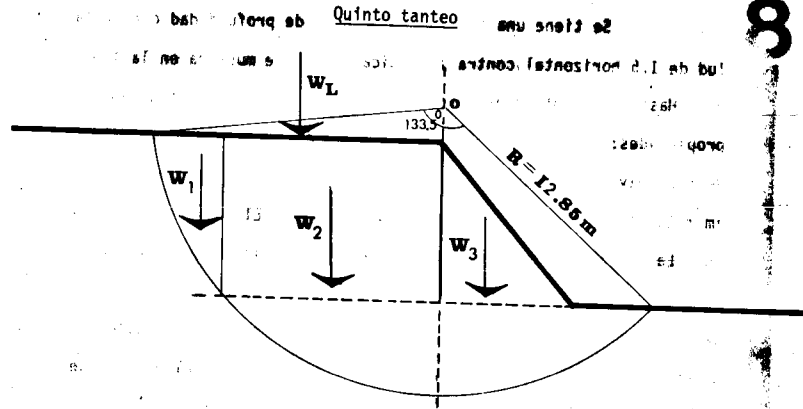
$$W_2 = 129.15 \text{ ton} \quad W_L = 31.4 \text{ ton}$$

$$M_m = 17.325 \times 13.4 + 129.15 \times 6.15 + 31.4 \times 7.85 - 30.45 \times 1.93$$

$$M_m = 1214.149$$

$$F_s = \frac{2385.92}{1214.149} = 1.965$$

$$F_s = 1.965$$



$$M_R = c LR$$

$$L = \frac{12.85 \times \pi \times 133.5}{180^\circ} = 29.94 \text{ m.}$$

$$M_R = 4 \times 12.85 \times 29.94 = 1538.91$$

$$M_R = 1538.91 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 16.27 \text{ ton} \quad W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

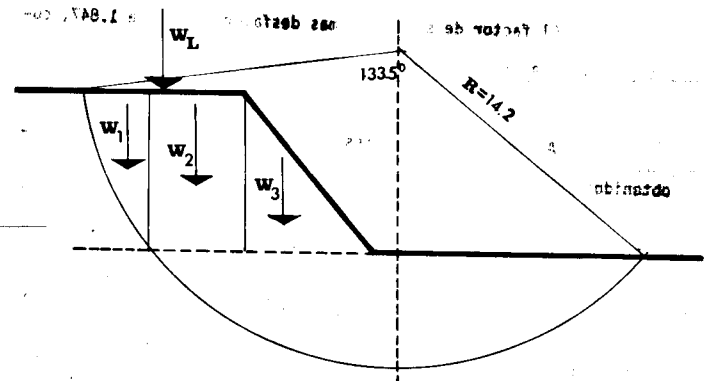
$$W_2 = 100.8 \text{ ton} \quad W_L = 25.2 \text{ ton}$$

$$M_m = 16.27 \times 10.6 + 100.8 \times 4.8 + 25.2 \times 6.3 - 30.45 \times 1.93$$

$$M_m = 756.3 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{1538.91}{756.3} = 2.034 \quad F_s = 2.034$$

Sexto Tanteo



$$M_R = c LR$$

$$L = \frac{14.2 \times \pi \times 133.5}{180^\circ} = 33.5 \text{ m.}$$

$$M_R = 4 \times 33.5 \times 14.2 = 1901 \text{ ton-m}$$

$$M_R = 1901 \text{ ton-m}$$

$$W_1 = 15.78 \text{ ton}$$

$$W_3 = 30.45 \text{ ton}$$

$$W_2 = 43.20 \text{ ton}$$

$$W_L = 14.4 \text{ ton}$$

$$M_m = 15.78 \times 12.1 + 43.2 \times 9.1 + 30.45 \times 5.1 + 14.4 \times 10.5$$

$$M_m = 191 + 393 + 155.5 + 151 = 890.5$$

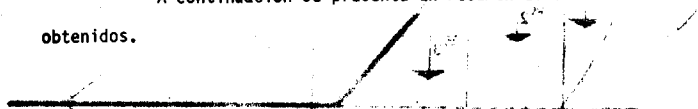
$$M_m = 890.5 \text{ ton-m}$$

$$F_s = \frac{1901.0}{890.5} = 2.14$$

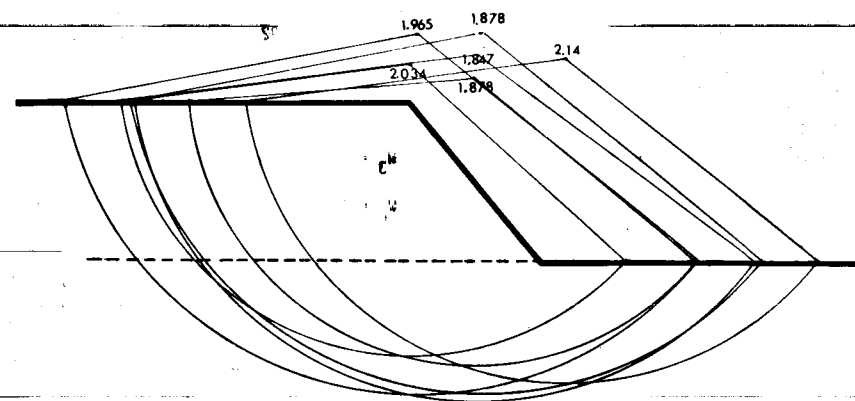
$$F_s = 2.14$$

R El factor de seguridad mas desfavorable es de 1.847, correspondiente al primer tanteo.

A continuación se presenta un resumen de los círculos obtenidos.



RESUMEN DE CIRCULOS



Se tiene una sección de 48 pies de profundidad con un talud de 1.5 horizontal contra 1 vertical, como se muestra en la figura. Hasta una profundidad de 16 pies el suelo tiene las siguientes propiedades: $\gamma_m = 115 \text{ lb/pie}^3$, $c = 520 \text{ lb/pie}^2$ y $\phi = 10^\circ$. Por debajo de este hay un estrato de 32 pies con las siguientes propiedades: $\gamma_m = 125 \text{ lb/pie}^3$, $c = 700 \text{ lb/pie}^2$ y $\phi = 24^\circ$. El suelo está saturado. La presión de poro en la superficie de deslizamiento está representada por la curva discontinua en la figura. Para la superficie de deslizamiento dada, encontrar el factor de seguridad del talud bajo condiciones de filtración estable. Considérese que el efecto de las fuerzas de filtración es despreciable.

Dovela	U(1b)	$N'_i = N_i - U$
1	7254.0	6984.18
2	16380.0	22173.45
3	23868.0	35520.12
4	27596.4	46318.72
5	28992.6	49563.12
6	29484.0	36892.18
7	24897.6	$\frac{17476.90}{214,927.67}$
8	6739.2	6972.32

Momento Motor

$$M_m = \Sigma Ti = 130,966.48$$

Momento máximo resistente:

$$M_R = c + N' \tan \phi$$

$$L_{DE} = \frac{90 \times \pi \times 11.5}{180^\circ} = 18.06 \text{ m.}$$

$$L_{BE} = \frac{90 \times \pi \times 80}{180^\circ} = 125.66 \text{ m.}$$

$$c = 520 \times 18.06 + 700 \times 125.66 = 97353.2$$

$$c = 97353.2$$

$$N' \tan \phi = 214927.67 \times \tan 24^\circ + 6972.32 \tan 10^\circ$$

$$= 214927.67 \times 0.4452 + 6972.32 \times 0.1763 = 96915.01$$

$$N' \tan \phi = 96915.01$$

La presión de poro actúa normalmente a la superficie de deslizamiento reduciendo la fuerza normal efectiva.

$$M_R = 97353.2 + 96915.01 = 194,268.21$$

$$M_R = 194,268.21 \text{ Ton-m.}$$

$$F_s = \frac{194,268.21}{130,966.48} = 1.48$$

R

$$F_s = 1.48$$

Se tiene un suelo con las siguientes propiedades: $c = 2.5 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 15^\circ$ y $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$. Se hace un corte en este suelo dejando un talud que forma con la horizontal un ángulo de 30° y a una profundidad de 18 metros. Se requiere encontrar el factor de seguridad del talud contra deslizamiento. Se puede suponer que la fricción y la cohesión son movilizadas en la misma proporción.

SOLUCION:

Si la fricción fuese enteramente movilizada, la resultante en cualquier punto del círculo de deslizamiento deberá ser de 15° con la normal. En estas condiciones ($i = 30^\circ$ y $\phi = 15^\circ$) el número de estabilidad N de la tabla del apéndice No. XIX, será:

$$N = 0.046 = \frac{c}{F_s \gamma H}$$

Esto da un factor de seguridad, F_s , con respecto a la resistencia de cohesión.

$$F_s = \frac{c}{N \gamma H}$$

$$F_s = \frac{2.5}{0.046 \times 1.92 \times 18} = 1.572$$

$$F_s = 1.572$$

El ángulo AOD mide $75^\circ = 1.31$ radianes.

Entonces:

$$\text{Arc AD} = 1.31 \times 14.63 = 19.16$$

El área ABD medida con planímetro es de 57.5 metros cuadrados. Su peso por unidad de longitud será:

$$W = 57.5 \times 1.85 = 106.375 \text{ ton}$$

Reemplazando la fuerza cohesiva que actúa en el arco AD por una fuerza C que actúa paralela a la cuerda AD y a una distancia a de O tal que:

$$a = R \frac{\text{Arc AD}}{\text{Cuerda AD}}$$

$$\text{Arc AD} = 19.16$$

$$\text{Cuerda AD} = 17.89$$

$$a = 14.63 \frac{19.16}{17.89} = 15.66 \text{ mts}$$

Se encuentra el centroide del área.

Se dibuja el círculo de fricción de radio:

$$r = R \text{ Sen } \phi = 14.63 \text{ Sen } 17^\circ = 14.63 \times 0.2923 = 4.27$$

$$r = 4.27 \text{ m.}$$

De la intersección de las fuerzas W y C se dibuja una línea tangente al círculo ϕ . Esto representa la reacción P, la cual es la resultante de las fuerzas normal y friccionante que actúan so-

bre la superficie AD.

Se dibuja el triángulo de fuerzas, donde se obtiene:

$$C = 20.0$$

Unidad de movilización por cohesión:

$$C_1 = \frac{20.0}{17.89} = 1.1179 \text{ ton/m}^2$$

Entonces el factor de seguridad con respecto a la cohesión es:

$$F_s = \frac{C}{C_1} = \frac{1.560}{1.1179} = 1.395$$

R

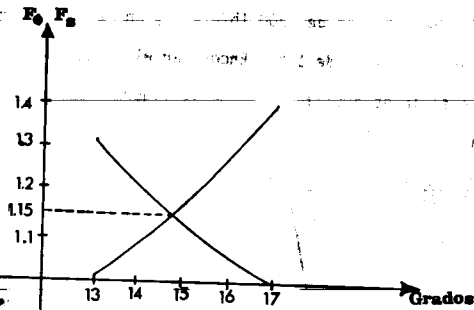
$$F_s = 1.395$$

Para encontrar el verdadero factor de seguridad se supone lo mismo para fricción que para cohesión, repitiendo lo antes hecho para $\phi = 15^\circ$ y $\phi = 13^\circ$

ϕ	R Sen ϕ	$F_\phi = \frac{\tan 17^\circ}{\tan \phi_1}$	C	$C_1 = \frac{C}{17.89}$	$F_s = \frac{1.56}{C_1}$
17	4.27	1	20	1.1179	1.395
15	3.78	1.141	24	1.3415	1.162
13	3.29	1.324	27.5	1.5370	1.014

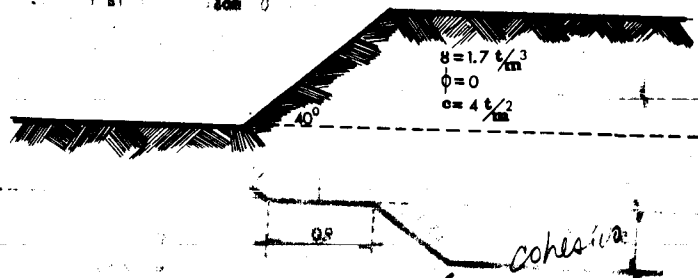
Dibujando F_ϕ y F_s

R



11 R El factor de seguridad requerido es $F_s = 1.15$

Obtener la máxima altura estable del talud de la figura, para un factor de seguridad de 2. Utilizar Taylor.

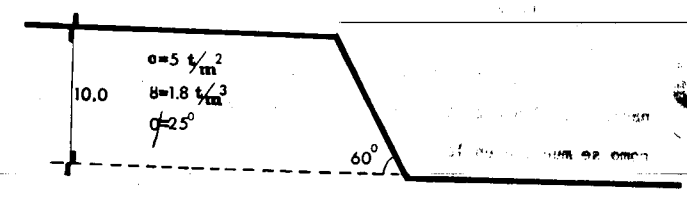


SOLUCION: Para suelos con $\phi = 0$ se utilizan las gráficas de Taylor para suelos cohesivos (Apéndice No. XVI)

Para $\beta = 40^\circ + \frac{c}{F_s \gamma H} = 0.18$

$H = \frac{c}{F_s \gamma 0.18} = \frac{4}{2 \times 1.7 \times 0.18} = 6.535$

12 R $H = 6.535$ m. Calcular el factor de seguridad para el talud mostrado en la figura, utilizando los valores de Taylor



SOLUCION:

Para $\beta = 60^\circ + N_e = 12$

$F_s = \frac{c N_e}{\gamma_m H}$

$F_s = \frac{5 \times 12}{1.8 \times 10} = 3.33$

$F_s = 3.33$

1 R Problemas Propuestos

Un corte vertical se realiza en un suelo arcilloso cuyas propiedades determinadas en laboratorio serán: $\gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3$, $c = 3.65 \text{ ton/m}^2$ y $\phi = 0$. Encontrar la máxima altura para la cual puede estar temporalmente sin soporte.

Resp. $H = 5.327$ metros.

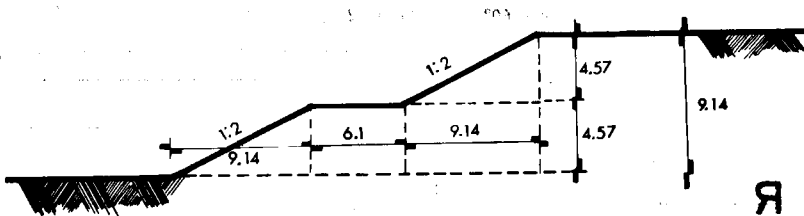
2

Un corte de 11 metros de profundidad se efectúa en un suelo con $\gamma_m = 1.84 \text{ ton/m}^3$ y $c = 4.15 \text{ ton/m}^2$. Hay un estrato muy resistente a 13 metros de profundidad. Suponiendo $\phi = 0$ y un factor de seguridad de 1.5, encontrar el ángulo de inclinación del corte. Emplear el criterio de Taylor.

Resp $\beta = 22^\circ$

3

Se tiene un talud de 9.14 metros de altura con una inclinación de 2 horizontal por 1 vertical, construido con una bermas como se muestra en la figura. Encontrar el factor de seguridad tomando: $\phi = 0$, $\gamma_m = 1.92 \text{ ton/m}^3$ y $c = 3.90 \text{ ton/m}^2$ y suponiendo que la superficie de deslizamiento pasa por el pie del talud. Proceder por tanteos.

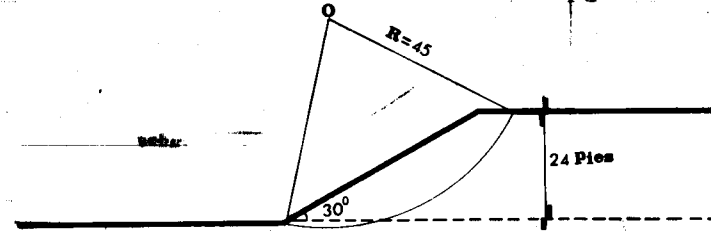


Resp. El menor F_s encontrado fue de 1.61 para un radio de 28.65 metros y un ángulo central de 90°

4

Un banco de materiales de 24 pies de altura tiene un talud de 30° con la horizontal. El suelo tiene una densidad de

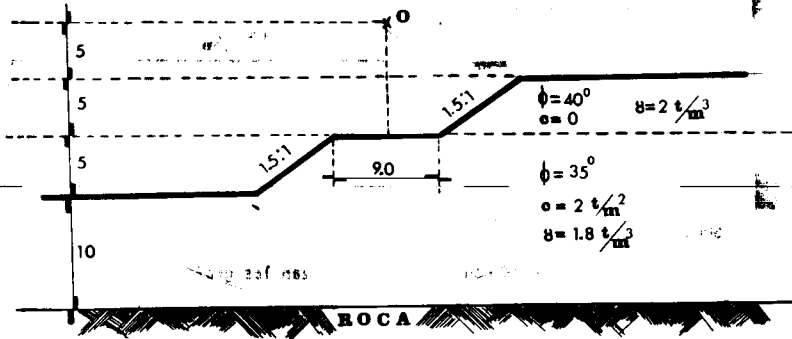
110 lb/pe^3 , una cohesión de 300 lb/pe^2 y un ángulo de resistencia al esfuerzo cortante de 15° . Encontrar el factor de seguridad para la superficie de deslizamiento de la figura.



Resp. $F_s = 1.38$

5

Determinar el factor de seguridad del talud para el círculo de falla con centro en el punto O mostrado en la figura.



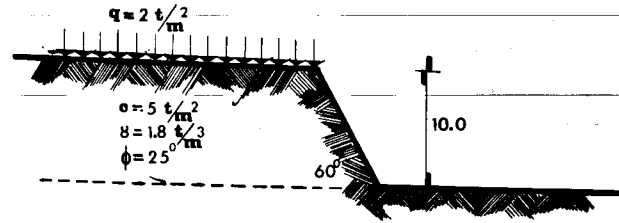
Resp. $F_s = 2.09$

6

Decir cual de los 2 taludes construidos sobre el mismo terreno y con el mismo material es más estable y explicar la razón.



ARCILLA SATURADA

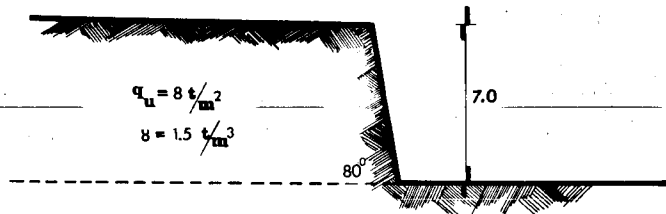


Resp. $F_s = 3$

Resp. El más estable es el de la derecha.

7

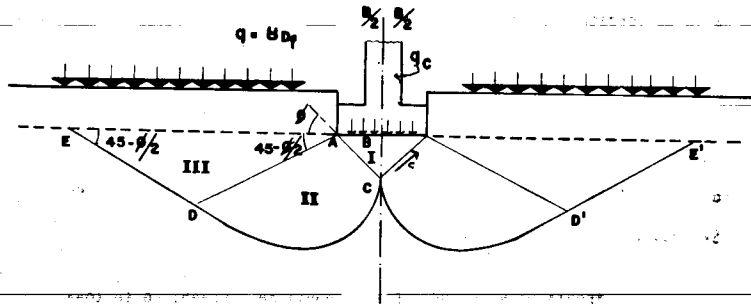
Determinar el factor de seguridad con que trabajará el talud mostrado en la figura. Usar Taylor.



Resp. $F_s = 1.638$

8

Calcular el F_s al pie del talud mostrado en la figura. Usar Taylor.



V. CAPACIDAD DE CARGA

La mayoría de las teorías de capacidad de carga desarrolladas tienen su base en hipótesis simplificadoras del comportamiento de los suelos y en desarrollos matemáticos a partir de tales hipótesis. En otras teorías la observación y el empirismo juegan un papel muy importante.

TEORÍA DE TERZAGHI. Esta teoría es uno de los primeros esfuerzos por adaptar a la Mecánica de Suelos los resultados de la Mecánica del medio continuo.

La teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción y posiblemente sea la teoría más usada para el cálculo de capacidad de carga en el caso de cimientos poco profundos.

Terzaghi desprecia la resistencia al esfuerzo cortante arriba del nivel de desplante del cimiento, considerándola sólo de dicho nivel hacia abajo. El terreno sobre la base del cimiento se supone que solo produce un efecto que puede representarse por una sobrecarga.

La expresión de Terzaghi es la siguiente:

$$q_c = C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

que representa la capacidad de carga última del cimiento.

OTIS: N_c, N_q y N_γ son coeficientes adimensionales que dependen del valor de ϕ y se denominan factores de capacidad de carga. Estos valores se obtienen de la gráfica del apéndice No. XXI.

Según la teoría de Terzaghi lo anterior es para falla general. Cuando se presenta la falla local se tiene que los valores obtenidos anteriormente se alteran de la forma siguiente:

$$c' = \frac{2}{3} c$$

$$\tan \phi' = \frac{2}{3} \tan \phi$$

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma_f D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

donde N'_c, N'_q y N'_γ son los factores de capacidad de carga para falla local y se obtienen de la misma gráfica que los factores para falla general.

Las fórmulas de Terzaghi para capacidad de carga en zapatas cuadradas y zapatas circulares son las siguientes:

$$\text{Zapata cuadrada: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma_f D_f N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

$$\text{Zapata circular: } q_c = 1.3 c N_c + \gamma_f D_f N_q + 0.6 \gamma B N_\gamma$$

TEORIA DE SKEMPTON. Esta teoría se usa generalmente para suelos puramente cohesivos dadas las limitaciones de la teoría de Terzaghi para ellos.

Skempton propone adoptar para la capacidad de carga en suelos puramente cohesivos una expresión de forma totalmente análoga

a la de Terzaghi, según la cual:

$$q_c = c N_c + \gamma_f D_f$$

N_c , aquí, ya no vale siempre 5.14 sino que varía con la relación D/B donde D es la profundidad de desplante del cimiento y B el ancho del mismo. En el apéndice No. XXII aparece la gráfica obtenida por Skempton.

TEORIA DE MEYERHOF. En la teoría de Terzaghi no se toman en cuenta los esfuerzos cortantes desarrollados en el suelo arriba del nivel de desplante del cimiento. El suelo arriba del plano de apoyo se toma en cuenta solamente como una sobrecarga perfectamente flexible, pero no como un medio a través del cual puedan propagarse superficies de deslizamiento o en el cual puedan desarrollarse resistencias al esfuerzo cortante. Esta hipótesis es tanto más alejada de la realidad cuanto más profundo sea el cimiento considerado.

Esta teoría y para el caso de cimientos profundos supone una superficie de deslizamiento con la que falla el cimiento cercana a una espiral logarítmica.

La expresión a la que llega Meyerhof en su teoría es la siguiente:

$$q_c = c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

N_c, N_q , y N_γ se obtienen de los apéndices Nos. XXIIIa, XXIIIb, y XXIIIc respectivamente.

Problemas Resueltos

Diferentes muestras extraídas de un suelo se sometieron a pruebas de compresión sin confinar, habiendo sido obtenidos los siguientes valores para resistencia a la compresión: 0.40, 0.44, 0.38, 0.45, 0.49, 0.43, 0.41 kg/cm^2 .

Hacer una estimación de la capacidad de carga última para una zapata corrida desplantada en la superficie.

SOLUCION:

Sacando un promedio de los valores dados:

$$q_u = \frac{3.0}{7} = 0.428 \text{ kg/cm}^2$$

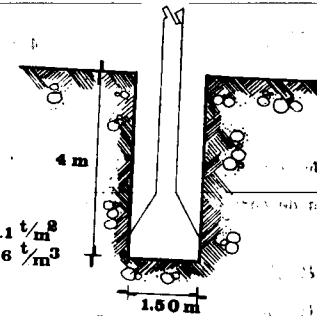
$$\therefore c = \frac{0.428}{2} = 0.217 \text{ kg/cm}^2$$

Usando la teoría de Terzaghi:

$$q = cN_c = 0.214 \times 5.14 = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

$$q = 1.10 \text{ kg/cm}^2$$

En un suelo puramente cohesivo ($c = 14.1 \text{ ton/m}^2$ y $\gamma_m = 1.76 \text{ ton/m}^3$) va a ser desplantada a una profundidad de 4 metros una zapata corrida de 1.5 metros de ancho. Estimar la capacidad de carga última utilizando las teorías de Terzaghi y Skempton.



SOLUCION:

a) Terzaghi

$$N_c = 5.14$$

$$\text{Cuando } \phi = 0 \quad N_q = 1.00$$

$$N_\gamma = 0$$

La expresión de Terzaghi es:

$$q = cN_c + \gamma D_f N_q$$

$$q = 14.1 \times 5.14 + 1.76 \times 4 \times 1 = 79.514$$

$$q = 79.514 \text{ ton/m}^2$$

b) Skempton

Los valores de Skempton para capacidad de carga dependen de la relación D/B (Profundidad de desplante al ancho de la zapata)

$$\frac{D}{B} = \frac{4}{1.5} = 2.6 \rightarrow N_c = 7.2 \text{ (apéndice No. XXII)}$$

Aplicando la ecuación de Skempton

$$q = cN_c + \gamma D_f$$

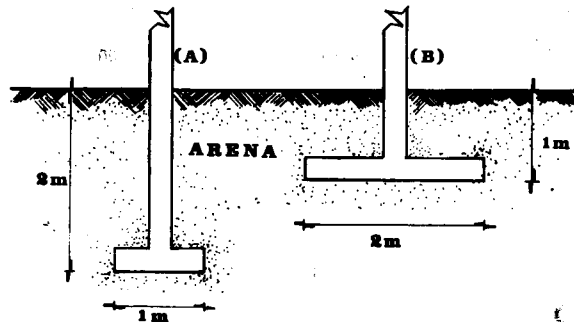
$$q = 14.1 \times 7.2 + 1.76 \times 4 = 101.52 + 7.04$$

$$q = 108.56 \text{ ton/m}^2$$

R

Nótese que aplicando la teoría de Skempton se obtiene una capacidad de carga 26.7% mayor que con la teoría de Terzaghi.

¿Cuál será la capacidad de carga a la falla de la zapata continua (B) desplantada en arena? si la capacidad de carga de la zapata continua (A) es de 20 ton/m^2 y los factores de capacidad de carga $N_\gamma = N_q$



SOLUCION:

La expresión de Terzaghi para capacidad de carga en suelos friccionantes es la siguiente:

$$q = \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

para el caso de

si se da

si se da

Aplicando la expresión de Terzaghi para cada una de las zapatas se tiene:

$$q_A = \gamma D_{fA} N_q + \frac{1}{2} \gamma B_A N_\gamma$$

$$q_B = \gamma D_{fB} N_q + \frac{1}{2} \gamma B_B N_\gamma$$

Se tiene que:

$$D_{fA} = 2 D_{fB}$$

$$B_A = \frac{1}{2} B_B$$

La relación $\frac{q_A}{q_B}$ queda:

$$\frac{q_A}{q_B} = \frac{\gamma D_{fA} N_q + 1/2 \gamma B_A N_\gamma}{\gamma D_{fB} N_q + 1/2 \gamma B_B N_\gamma} = \frac{D_{fA} + 1/2 B_A}{D_{fB} + 1/2 B_B}$$

$$\frac{q_A}{q_B} = \frac{D_{fA} + 1/2 B_A}{\frac{D_{fA}}{2} + B_A} = \frac{2 + 0.5 \times 1}{1 + 1} = \frac{2.5}{2.0}$$

$$\frac{q_A}{q_B} = 1.25$$

$$q_B = \frac{q_A}{1.25}$$

Si $q_A = 20 \text{ ton/m}^2$

$$q_B = \frac{20}{1.25} = 16$$

$$q_B = 16 \text{ ton/m}^2$$

R

Se hizo una prueba de carga sobre una placa de 0.30 metros por lado sobre arena densa y sin cohesión que tiene un peso volumétrico de $\gamma_m = 1.84 \text{ ton/m}^3$.

La placa de apoyo estaba encerrada en una caja rodeada por una sobrecarga de 0.60 metros de profundidad. La falla ocurrió con una carga de 5.5 toneladas.

¿Cuál sería la carga de falla por unidad de área en una placa de 1.5 metros con su base localizada a la misma profundidad y en el mismo material?.

SOLUCION:

Aplicando la ecuación general:

$$q_c = 1.2 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma}$$

Como $c = 0$

$$q_c = \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_{\gamma}$$

$$q_c = \gamma (D_f N_q + 0.4 B N_{\gamma})$$

Procediendo por tanteos y utilizando la gráfica de Terzaghi:

$$\frac{q_c}{\gamma} = D_f N_q + 0.4 B N_{\gamma}$$

$$q_c = \frac{5.5}{0.1} = 55$$

$$\frac{55}{1.84} = 0.6 N_q + 0.4 \times 0.3 \times N_{\gamma}$$

Si $\phi = 36^\circ$ $N_q = 35$

$N_{\gamma} = 42$

$$29.89 = 0.6 \times 35 + 0.4 \times 0.3 \times 42 = 26.04$$

$29.89 \neq 26.04$

Si $\phi = 37^\circ$

$N_q = 44$

$N_{\gamma} = 50$

$$29.89 = 0.6 \times 44 + 0.4 \times 0.3 \times 50 = 32.4$$

$29.89 \approx 32.4$

Se acepta como válido el valor de $\phi = 37^\circ$

$$q_c = 1.84 (0.6 \times 44 + 0.4 \times 1.5 \times 50) = 103.776$$

$q_c = 103.776 \text{ ton/m}^2$

R

Una zapata corrida de 1.5 metros de ancho descansa en un suelo friccionante seco, con un $\phi = 17^\circ$ y un $\gamma_m = 1.85 \text{ ton/m}^3$. Por razones de flujo, el agua asciende hasta la superficie temporalmente. ¿Cuál será el porcentaje en que se reduce la capacidad de carga por esta causa?

SOLUCION:

La reducción en la capacidad de carga debido al flujo, únicamente se da en materiales sin cohesión. En suelos cohesivos solo tendrá pequeños efectos. En suelos sin cohesión, el flujo causa una pequeña disminución en el valor del ángulo de resistencia al corte, pero la presión efectiva, la cual da al suelo su resistencia al corte, si se reduce mucho.

Para un suelo sin cohesión, solo el último término de la ecuación general se utiliza.

Teniendo $\phi = 17^\circ$ $N_{\gamma} = 3$

Original: $q_c = 0.5 B \gamma N_{\gamma} = 0.5 \times 1.5 \times 1.85 \times 3 = 4.162 \text{ ton/m}^2$

Con flujo: $q_c = 0.5 \times 1.5 \times (1.85 - 1.0) \times 3 = 1.912 \text{ ton/m}^2$

El porcentaje reducido en la capacidad de carga será:

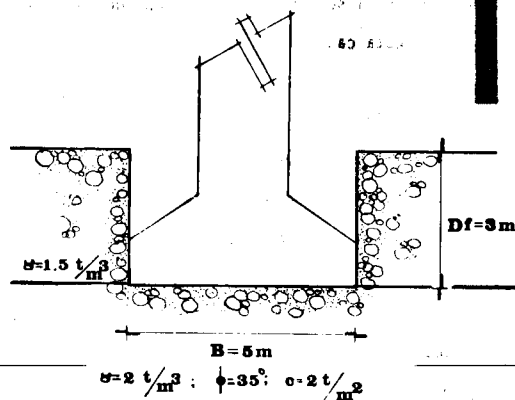
$$1 - \frac{1.912}{4.162} = 0.541$$

O sea: 54.1%

En la mayoría de los suelos granulares, la capacidad de carga se reduce más o menos la mitad al estar sumergido el material.

Encontrar la capacidad de carga para la zapata continua de la figura con los valores que se muestran en ella:

- a) Terreno seco
- b) N.A.F. en la superficie del terreno
- c) Considerando $\phi = 0$ y $c = 2 \text{ ton/m}^2$ (terreno seco)
- d) Considerando $c = 0$ y $\phi = 35^\circ$ (terreno seco)



SOLUCION:

a) Se tiene: $q = cN_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma$

De las gráficas de Terzaghi obtenemos N_c , N_q y N_γ

$$\begin{aligned} N_c &= 46 \\ N_q &= 33 \\ N_\gamma &= 37 \end{aligned}$$

$\phi = 35^\circ$

$$q_c = 2 \times 46 + 1.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 37$$

$$q_c = 425.5 \text{ ton/m}^2$$

b) $\gamma' = \gamma_m - \gamma_w = 0.5$

$$q_c = 2 \times 46 + 0.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 1 \times 37$$

$$q_c = 234 \text{ ton/m}^2$$

c) $N_c = 5.14$

$\phi = 0$ $N_q = 1.0$ $c = 2 \text{ ton/m}^2$

$N_\gamma = 0$

$$q_c = 2 \times 5.14 + 1.5 \times 3 \times 1.0 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 0$$

$$q_c = 14.78 \text{ ton/m}^2$$

d) Para $\phi = 35^\circ$ se obtuvieron los valores de N_c , N_q y N_γ en el inciso a).

$$q_c = 0 \times 46 + 1.5 \times 3 \times 33 + 0.5 \times 5 \times 2 \times 37$$

$$q_c = 333.5 \text{ ton/m}^2$$

Una zapata corrida de 1.5 metros de ancho está desplazada a 4 metros de profundidad en un suelo cohesivo friccionante suelto con las siguientes características: $c = 2.0 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 20^\circ$ y $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$. ¿Cuál será la capacidad de carga última de la zapata?

pata?

SOLUCION:

Como el suelo está suelto se supone que va a ocurrir falla local, por lo cual se utiliza la teoría de Terzaghi para falla local.

$$q_c = \frac{2}{3} c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

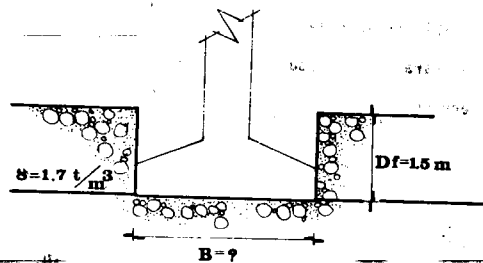
Para $\phi = 20^\circ$

$$\begin{aligned} N'_c &= 10 \\ N'_q &= 3 \\ N'_\gamma &= 2 \end{aligned}$$

Asf: $q_c = \frac{2}{3} \times 2 \times 10 + 1.6 \times 4 \times 3 + \frac{1}{2} \times 1.6 \times 1.5 \times 2$

$$q_c = 34.933 \text{ ton/m}^2$$

Encontrar el ancho de una zapata si la capacidad de carga del terreno es de 10 ton/ml y está desplazada a 1.5 metros por debajo de la superficie del terreno.



$$\sigma = 1.8 \text{ t/m}^3; \phi = 28^\circ; c = 1 \text{ t/m}^2$$

SOLUCION:

Se tiene que: $Q = 10 \text{ ton/ml}$ (1)

$$q = 3Q \frac{1}{B}$$

Por otra parte se tiene que:

$$q = c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad (2)$$

Igualando 1 y 2:

$$3Q \frac{1}{B} = c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma$$

$$3Q = B(c N'_c + \gamma D_f N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma) \quad (3)$$

De las gráficas de Terzaghi se obtienen N'_c , N'_q y N'_γ

$$N'_c = 30$$

$$N'_q = 17.5$$

$$N'_\gamma = 15$$

Sustituyendo en la ecuación 3 y desarrollando:

$$30 = B (1 \times 30 + 1.7 \times 1.5 \times 17.5 + 0.5 \times B \times 1.8 \times 15)$$

$$13.5 B^2 + 74.625 B - 30 = 0$$

$$B^2 + 5.527 B - 2.222 = 0$$

Resolviendo la ecuación de segundo grado:

$$B = 0.376 \text{ mts}$$

9

Determinar la capacidad de carga admisible para una losa de concreto apoyada en un suelo con un contenido de finos de 78%, con las siguientes propiedades: $C_u = 2.7$, $C_c = 4.2$, L.L. = 72 y L.P. = 23. El suelo tiene una resistencia a la compresión simple de 8 ton/m^2 y un $\phi = 27^\circ$ en prueba consolidada rápida. Si la profundidad de des-- plante es de 1.0 metro y se realizó en una jornada de 8 horas, calcu-- lar la capacidad de carga admisible del suelo, considerando un $\gamma_m = 1.6 \text{ ton/m}^3$ y siendo las dimensiones de la losa de 5.0 x 5.0 metros.

SOLUCION:

Tomando en cuenta que la excavación fue realizada en un tiempo relativamente corto, el suelo no alcanza a drenarse y por lo tanto los resultados obtenidos de la prueba consolidada rápida son representativos; de manera que la prueba de compresión simple proporciona la mejor aproximación al problema, es decir:

$$q_u = 8 \text{ ton/m}^2$$

Utilizando la teoría de Terzaghi para calcular la capacidad de carga a la falla en cimentaciones cuadradas se tiene:

$$q = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 B \gamma N_\gamma$$

$$\text{Si } q_u = 8 \text{ ton/m}^2 \rightarrow c = 4 \text{ ton/m}^2$$

Para $\phi = 0$

$$N_c = 5.14$$

$$N_q = 1.0$$

$$N_\gamma = 0$$

$$q = 1.3 \times 4 \times 5.14 + 1.6 \times 1 \times 1 = 26.728 + 1.60$$

$$q = 28.328 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga admisible será:

$$q_{adm} = \frac{1.3 c N_c}{3} + D_f N_q$$

$$q_{adm} = \frac{26.728}{3} + 1.60$$

$$q_{adm} = 10.5 \text{ ton/m}^2$$

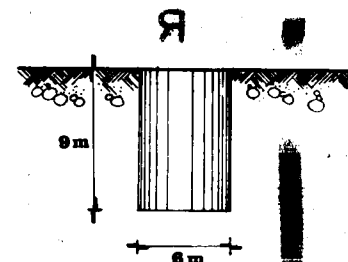
10

R

Una pila circular de 6 metros de diámetro en su base y de 9 metros de largo, se apoya en un suelo arcilloso que tiene una resistencia al corte de 1.95 ton/m^2 y un peso volumétrico $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$.

Calcular la capacidad de carga última y la permisible si se usa un factor de seguridad de 2.

Comparar la carga permisible en la pila si ésta se encontrara desplantada a nivel del terreno.



SOLUCION:

Utilizando la ecuación de Skempton:

$$q_d = 5.64 S + \frac{A1}{A} fs + \gamma D_f$$

$$A1 = \pi d D_f = 3.1416 \times 6 \times 9 = 169.64 \text{ m}^2$$

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \times 36}{4} = 28.27 \text{ m}^2$$

$$f_s = 0.75 S \text{ (Reynolds considera que puede tomarse ese valor)}$$

$$f_s = 0.75 \times 1.95 = 1.46 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto:

$$q_d = 5.64 \times 1.95 + \frac{169.64 \times 1.46}{28.27} + 1.9 \times 9$$

$$q_d = 36.859 \text{ ton/m}^2$$

Usando un $F_s = 2$:

$$q_{adm} = \frac{36.859}{2} = 18.4295 \text{ ton/m}^2$$

Carga total admisible:

$$Q_{adm} = A \times 18.4295 = 28.27 \times 18.4295$$

$$Q_{adm} = 521 \text{ ton}$$

Si la pila se encontrara desplantada en la superficie, -
la carga última sería:

$$q_d = 5.64 S + 5.64 \times 1.95$$

$$q_d = 10.998 \text{ ton/m}^2$$

Usando un $F_s = 2$

$$q_{adm} = \frac{10.998}{2} = 5.499 \text{ ton/m}^2$$

Carga admisible:

$$Q_{adm} = 28.27 \times 5.499$$

$$Q_{adm} = 155.456 \text{ Ton.}$$

De una prueba triaxial consolidada no drenada (C.U.) se obtuvieron las siguientes propiedades de un cierto suelo: $c=1 \text{ ton/m}^2$, $\phi = 20^\circ$ y $\gamma_m = 1.9 \text{ ton/m}^3$.

En ese terreno se construirá un edificio cimentado a base de pilas circulares de 4.5 metros de diámetro desplantadas a una profundidad de 2.50 metros. La descarga de la pila es de 280 toneladas.

¿Cuál será el factor de seguridad final después de que se ha efectuado la mayor parte de la consolidación?

SOLUCION:

Utilizando el criterio de Terzaghi:

$$N_c = 15$$

$$\text{Para } \phi = 20^\circ \quad N_q = 6.5$$

$$N_\gamma = 4$$

Para una cimentación circular se tiene que la capacidad de carga última neta es:

$$q = 1.2 c N_c + \gamma D_f (N_q - 1) + 0.6 \gamma R N_\gamma$$

$$q = 1.2 \times 1 \times 15 + 1.9 \times 2.5 \times 5.5 + 0.6 \times 1.9 \times 2.25 \times 4$$

$$q = 54.385 \text{ ton/m}^2$$

Habría que añadir la fricción del suelo contra la pared de la pila. El valor de la cohesión en el contacto pila-suelo es menor que c ; suele tomarse $1/2 c$.

Capacidad de carga neta:

$$Q_d = q_p A_p + A l f_s$$

$$f_s = 0.5 c = 0.5 \times 1 = 0.5$$

$$Q_d = 54.385 \times \pi \times 2.25^2 + 4.5 \pi \times 2.5 \times 0.5$$

$$Q_d = 882.629 \text{ ton}$$

Carga neta en la cimentación:

$$Q_{\text{neta}} = P - \gamma V$$

$$Q_{\text{neta}} = 280 - 1.9 \times \pi \times 2.25^2 \times 2.5$$

$$Q_{\text{neta}} = 204.455 \text{ ton}$$

Factor de seguridad:

$$F_s = \frac{Q_d}{Q_{\text{neta}}} = \frac{882.629}{204.455} = 4.31$$

$$F_s = 4.31$$

El cual es aceptable si el asentamiento de la pila es tolerable.

12

Calcular la capacidad de carga de un pilote circular de concreto que tiene un diámetro de 0.30 metros y penetra una profundidad de 12 metros, en un suelo arcilloso con un $u_{10} = 1.9 \text{ ton/m}^3$ y $S_u = \frac{1}{3} \bar{u}_{10} = \frac{\gamma D_f}{3}$

SOLUCIÓN:

Aplicando la ecuación:

$$Q = A_p (c N_c + \gamma D_f) + A l f_s$$

$$c = S_u = \frac{1}{3} (0.9 \times 12) = 3.6 \text{ ton/m}^2$$

En el nivel medio:

$$f_s = \frac{1}{2} S_u = 1.8 \text{ ton/m}^2$$

Usando la gráfica de Skempton (Apéndice XXII)

$$\text{Para } \frac{D}{B} > 5 \rightarrow N_c = 9$$

$$Q_d = 0.0706 (3.6 \times 9 + 1.9 \times 12) + 0.942 \times 12 \times 1.8$$

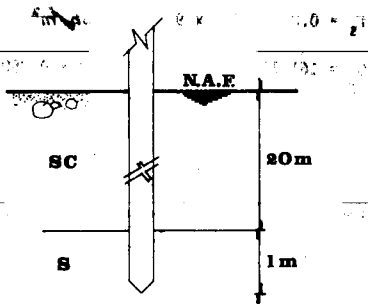
$$Q_d = 0.0706 (32.4 + 22.8) + 20.34 = 24.327 \text{ ton}$$

$$Q_d = 24.327 \text{ ton}$$

13

Un pilote de concreto reforzado de sección cuadrada de 0.40 x 0.40 metros se hince a través de un suelo constituido por un depósito de arena arcillosa suelta con espesor de 20 metros y queda empotrado 1 metro dentro de un estrato de arena muy compacta. Si

La arena arcillosa tiene un peso volumétrico sumergido de 0.7 ton/m^3 y el ángulo de fricción interna de la arena muy compacta en estado sumergido es de 35° , calcular la capacidad de carga por punta.



SOLUCION:

La expresión para calcular la capacidad de carga por punta en pilotes es del tipo: $Q_p = q_p A_p$, siendo q_p la capacidad de carga del terreno en ton/m^2 y A_p el área transversal del pilote. Dado que la arena arcillosa se encuentra en estado suelto se puede considerar que el mecanismo de falla más adecuado corresponde a la teoría de Terzaghi, por tanto:

Para $\phi = 35^\circ$

$$N_q = 33$$

$$N_\gamma = 37$$

$$q_d = \gamma' D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma$$

Sustituyendo valores:

$$q_d = 0.7 \times 20 \times 33 + 0.4 \times 0.7 \times 0.4 \times 37$$

$$q_d = 466.144 \text{ ton/m}^2$$

$$A_p = 0.4 \times 0.4 = 0.16 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 466.144 \times 0.16 = 74.583 \text{ ton}$$

$$Q_p = 74.583 \text{ ton}$$

14 R

Se desea estimar la carga que puede llevar un pilote si el suelo tiene las siguientes propiedades: $c = 7.3 \text{ ton/m}^2$, $\gamma_m = 1.8 \text{ ton/m}^3$ y $\phi = 10^\circ$. El pilote tiene 15 metros de largo y 38 centímetros de sección transversal.

SOLUCION:

La capacidad de carga se calcula de la misma manera que una zapata, usando el criterio de Meyerhof para pilotes de punta:

Para $\phi = 10^\circ$

$$N_c = 25$$

$$N_q = 3.2$$

$$q_p = c N_c + \gamma D_f N_q$$

$$q_p = 7.3 \times 25 + 1.8 \times 15 \times 3.2 = 268.9 \text{ ton/m}^2$$

$$q_p = 268.9 \text{ ton/m}^2$$

En cimentaciones con pilotes la fricción lateral es de importancia. Experimentalmente se ha demostrado que para un concreto rugoso, la fricción lateral es aproximadamente de $0.8 c$ o poco más, y para pilotes de acero varfa de $0.6 c$ a $0.8 c$

Capacidad de carga última total:

$$f_s = 0.8 c$$

$$f_s = 0.8 \times 7.3 = 5.84 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = q_p A_p + A l f_s$$

$$Q_d = 268.9 \times 0.38^2 + 4 \times 0.380 \times 15 \times 5.84$$

$$Q_d = 171.981 \text{ ton}$$

R

Un grupo de pilotes con una separación centro a centro de 0.9 metros tiene una distribución cuadrada de 3.6 metros por lado. Los pilotes tienen 9 metros de largo y 25 cm de diámetro y se hincan en un material cohesivo que tiene las siguientes propiedades:

$$c = 9 \text{ ton/m}^2, \phi = 5^\circ \text{ y } \gamma_m = 1.75 \text{ ton/m}^3.$$

Determinar el factor de seguridad mínimo aceptable contra el colapso por volteo causado por una falla por cortante del grupo.

SOLUCION:

La fórmula de Meyerhof es:

$$q_p = c N_c + \gamma D_f N_q$$

$$\text{Para } \phi = 5^\circ \quad N_c = 15$$

$$N_q = 1.7$$

$$q_p = 9 \times 15 + 1.75 \times 9 \times 1.7 = 161.775$$

$$q_p = 161.775 \text{ ton/m}^2$$

La carga total última por pilote (incluyendo el efecto de la fricción lateral) es:

$$Q_d = q_p A_p + A l f_s$$

$$f_s = 0.8 c = 0.8 \times 9 = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_d = 161.775 \times \pi (0.125)^2 + \pi \times 0.250 \times 9 \times 7.2$$

$$Q_d = 58.834 \text{ ton/pilote}$$

Los pilotes están espaciados de tal forma que caben 25 en el grupo, por lo tanto, la carga última es:

$$Q_d \text{ total} = 58.834 \times 25 = 1470.85$$

$$Q_d \text{ total} = 1470.85 \text{ ton}$$

Capacidad de carga última del grupo de pilotes:

Tratando al grupo como a una zapata cuadrada y usando el criterio de Meyerhof:

$$q_g = c N_c + \gamma D_f N_q$$

Para $\phi = 5^\circ$

$$N_c = 8$$

$$N_q = 1.5$$

$$q_g = 9 \times 8 + 1.75 \times 9 \times 1.5$$

$$q_g = 95.625 \text{ ton/m}^2$$

La capacidad de carga última total considerando la fricción lateral en la periferia del grupo es:

$$Q_g = q_p A_p + A_l f_s$$

$$f_s = 0.8c = 7.2 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_g = 35.625 \times (3.6)^2 + 4 \times 3.6 \times 9 \times 7.2$$

$$Q_g = 2172.42 \text{ ton}$$

Según Terzghi Peck la carga total de diseño (carga admisible en cada pilote multiplicada por el número de pilotes) no debe exceder de 1/3 de la carga total calculada para el grupo, si se quiere evitar la falla.

Por lo tanto, la carga de diseño de este grupo no debe ser mayor que:

$$\frac{2172.42}{3} = 724.14 \text{ ton.}$$

Por tanto, el factor de seguridad será:

$$F_s = \frac{1470.85}{724.14} = 2.03$$

$$F_s = 2.03$$

El que este factor de seguridad mínimo sea aceptable, depende de la sensibilidad de la estructura al movimiento, de las condiciones de heterogeneidad del suelo bajo distintas partes de la cimentación.

Calcular el diámetro interior de un cilindro de cimentación que tiene las siguientes características: Diámetro exterior $D = 4.5$ metros, profundidad $D_f = 21$ metros; que se localizará en un

suelo con una fricción lateral $f_s = 1.5 \text{ ton/m}^2$ y una cohesión $c = 2.4 \text{ ton/m}^2$.

SOLUCION:

$$\text{Area lateral: } A_l = \pi D D_f$$

$$A_l = \pi \times 4.5 \times 21 = 296.88 \text{ m}^2$$

$$Q_f = \text{resistencia al hincado} = A_l f_s$$

$$Q_f = 296.88 \times 1.5 = 445.32 \text{ ton.}$$

Volumen necesario para que el cilindro entre por peso -

propio:

$$V_n = \frac{Q_f}{c} = \frac{445.32}{2.4} = 185.55 \text{ m}^3$$

Area requerida:

$$A_{\text{requ.}} = \frac{185.55}{21} = 8.835 \text{ m}^2$$

El área exterior es:

$$A_{\text{ext.}} = \frac{\pi \times D^2}{4} = \frac{\pi \times 4.5^2}{4} = 15.90 \text{ m}^2$$

Area hueca = Area exterior - Area requerida

$$A_h = 15.90 - 8.835 = 7.065$$

$$A_h = 7.065 \text{ m}^2$$

Por lo tanto el diámetro interior será:

16

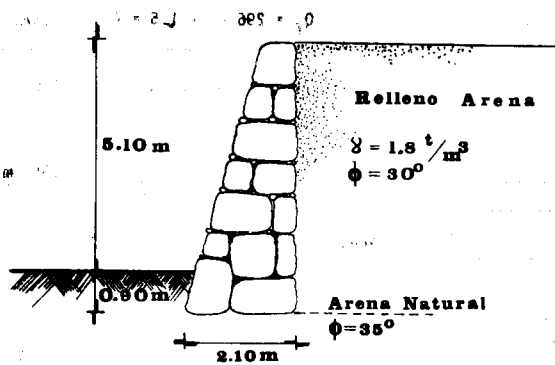
R

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad D = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 7.065}{\pi}} = \sqrt{8.995}$$

$$D = 2.999 \text{ m} \approx 3.0 \text{ m}$$

R

Se tiene un muro de retención con las características -- mostradas en la figura. Calcular la capacidad de carga considerando la excentricidad y la inclinación de la fuerza sobre la base. La excentricidad es $e = 0.259$ y la carga tiene un ángulo de inclinación $\alpha = 18^\circ$:



SOLUCION:

Se usa la ecuación de Meyerhof:

$$\frac{Q_b}{B} = \left(1 - \frac{2e}{B}\right) \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ}\right)^2 \gamma d N_q + \left(1 - \frac{2e}{B}\right)^2 \left(1 - \frac{\alpha}{\phi}\right) \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Por lo tanto:

$$Q_b = \left(1 - \frac{2 \times 0.259}{2.10}\right) \left(1 - \frac{18}{90}\right)^2 (1.8 \times 0.90 \times 2.10 \times 33) +$$

R

$$Q_b = 73.86 \text{ ton/m muro}$$

Problemas Propuestos

1

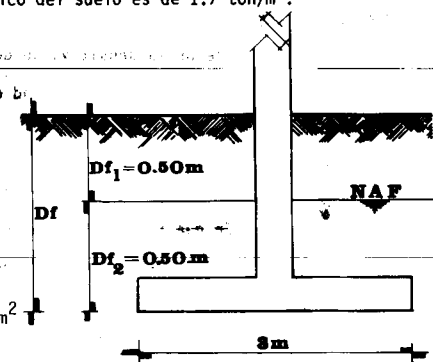
En arcilla saturada se desplanta una zapata continua a 0.9 metros de profundidad. Pruebas de compresión no confinadas dieron un valor promedio de $c = 5.5 \text{ ton/m}^2$. La densidad del suelo es $\gamma_m = 1.76 \text{ ton/m}^3$. ¿Cuál será la carga neta y la carga última total?

Resp. C.C última $q = 29.854 \text{ ton/m}^2$

C.C neta $q_n = 28.27 \text{ ton/m}^2$

2

Determinar la capacidad de carga a la falla de una zapata cuadrada desplantada en arena arcillosa (SC), estando el nivel freático a 0.50 metros bajo el nivel del terreno. Una prueba de laboratorio consolidada rápida dió los siguientes resultados: $c = 3 \text{ ton/m}^2$; $\phi = 30^\circ$. El peso volumétrico del suelo es de 1.7 ton/m^3 .



Resp. $q = 147.54 \text{ ton/m}^2$

17

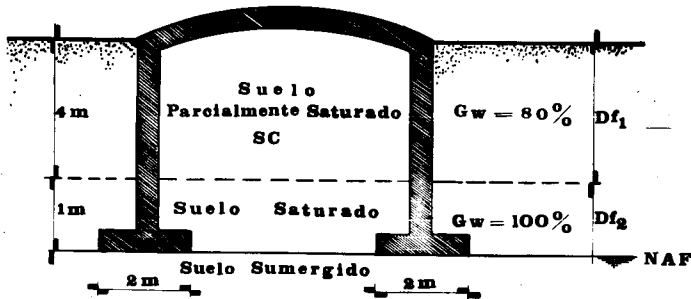
3

Una zapata continua de 1.20 metros de ancho es desplantada a una profundidad de 1.80 metros en un suelo con un peso volumétrico de 1.7 ton/m^3 . El suelo es de tipo cohesivo-friccionante con una cohesión de 2.70 ton/m^2 y un $\phi = 28^\circ$. Determinar la capacidad de carga última usando los factores de capacidad de carga de Terzaghi y comparar el resultado con el estimado por la teoría de Meyerhof.

Resp. Terzaghi: $q = 130.38 \text{ ton/m}^2$
 Meyerhof: $q = 144.96 \text{ ton/m}^2$

4

Calcular la capacidad de carga admisible considerando un $F_s = 3$, para la zapata continua de la figura.



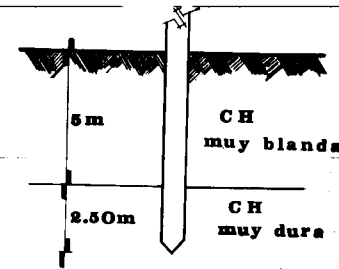
DATOS:
 $S_s = 2.6$
 $e = 0.90$
 $\phi = 35^\circ$
 $c = 3 \text{ t/m}^2$

Resp. $q_{adm} = 153.514 \text{ ton/m}^2$

5

Calcular la capacidad de carga admisible de un pilote de concreto de sección circular, considerando un $F_s = 3$. El pilote -

está trabajando por punta, apoyado en un estrato de arcilla muy dura. El pilote ha penetrado en la arcilla 5 veces el diámetro de su sección recta que es de 50 centímetros. Se realizó un sondeo de exploración a base del método de penetración estándar, reportando en el estrato constituido por arcilla muy dura un número de golpes igual a 30. El peso volumétrico de la arcilla es de 1.5 ton/m^3

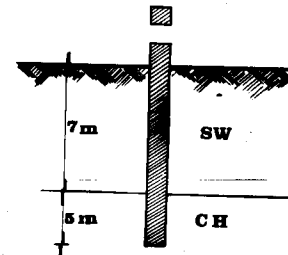


Resp. $Q_{adm} = 12.187 \text{ ton}$

6

Determinar la capacidad de carga a la falla de un pilote de concreto de sección cuadrada de 0.40×0.40 metros trabajando por fricción. Supóngase que las gráficas esfuerzo deformación de la arcilla CH y la arena SW son proporcionales.

DATOS
 CH
 $q_u = 4 \text{ t/m}^2$
 $c = 0$
 $\phi_M = 1.5 \text{ t/m}^3$

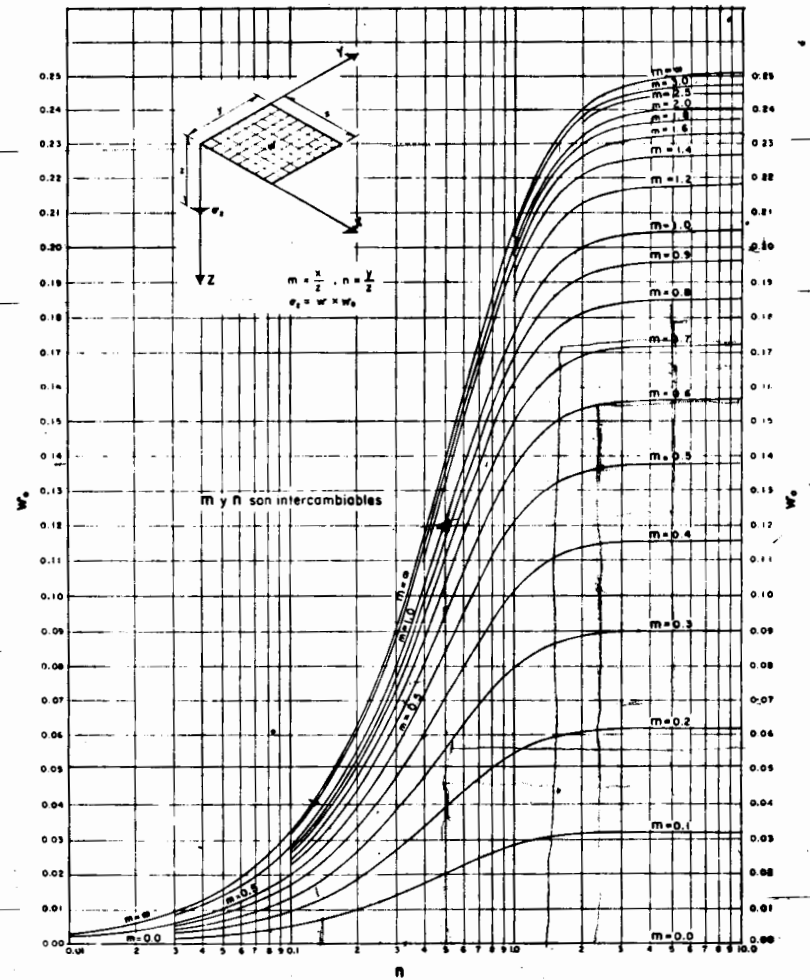


DATOS
 SW
 $\phi = 30^\circ$
 $c = 0$
 $\phi_M = 1.7 \text{ t/m}^3$
 $\phi = 20^\circ$
 $K_0 = 0.30$

Resp. $q_f = 66.889 \text{ ton}$

APENDICE I

Gráfica de Fadum para el caso de Boussinesq para una área rectangular
uniformemente cargada



VI. APENDICES

APENDICE II

Valores de Influencia para el caso de carga concentrada.
(Solución de Boussinesq)

$$\sigma_z = \frac{P}{z^2} \cdot P_0$$

r/z	P _z	r/z	P _z	r/z	P _z	r/z	P _z
0.00	-0.4775	0.40	-0.3294	0.80	-0.1386	1.20	-0.0513
1	-0.4773	1	-0.3238	1	-0.1353	1	-0.0501
2	-0.4770	2	-0.3181	2	-0.1320	2	-0.0489
3	-0.4764	3	-0.3124	3	-0.1288	3	-0.0477
4	-0.4756	4	-0.3068	4	-0.1257	4	-0.0466
5	-0.4745	5	-0.3011	5	-0.1226	5	-0.0454
6	-0.4732	6	-0.2955	6	-0.1196	6	-0.0443
7	-0.4717	7	-0.2899	7	-0.1166	7	-0.0433
8	-0.4699	8	-0.2843	8	-0.1138	8	-0.0422
9	-0.4679	9	-0.2788	9	-0.1110	9	-0.0412
0.10	-0.4657	0.50	-0.2733	0.90	-0.1083	1.30	-0.0402
1	-0.4633	1	-0.2679	1	-0.1057	1	-0.0393
2	-0.4607	2	-0.2625	2	-0.1031	2	-0.0384
3	-0.4579	3	-0.2571	3	-0.1005	3	-0.0374
4	-0.4548	4	-0.2518	4	-0.0981	4	-0.0365
5	-0.4516	5	-0.2466	5	-0.0956	5	-0.0357
6	-0.4482	6	-0.2414	6	-0.0933	6	-0.0348
7	-0.4446	7	-0.2363	7	-0.0910	7	-0.0340
8	-0.4409	8	-0.2313	8	-0.0887	8	-0.0332
9	-0.4370	9	-0.2263	9	-0.0865	9	-0.0324
0.20	-0.4329	0.60	-0.2214	1.00	-0.0844	1.40	-0.0317
1	-0.4286	1	-0.2165	1	-0.0823	1	-0.0309
2	-0.4242	2	-0.2117	2	-0.0803	2	-0.0302
3	-0.4197	3	-0.2070	3	-0.0783	3	-0.0295
4	-0.4151	4	-0.2024	4	-0.0764	4	-0.0288
5	-0.4103	5	-0.1978	5	-0.0744	5	-0.0282
6	-0.4054	6	-0.1934	6	-0.0727	6	-0.0275
7	-0.4004	7	-0.1889	7	-0.0709	7	-0.0269
8	-0.3954	8	-0.1846	8	-0.0691	8	-0.0263
9	-0.3902	9	-0.1804	9	-0.0674	9	-0.0257
0.30	-0.3849	0.70	-0.1762	1.10	-0.0658	1.50	-0.0251
1	-0.3796	1	-0.1721	1	-0.0641	1	-0.0245
2	-0.3742	2	-0.1681	2	-0.0626	2	-0.0240
3	-0.3687	3	-0.1641	3	-0.0610	3	-0.0234
4	-0.3632	4	-0.1603	4	-0.0595	4	-0.0229
5	-0.3577	5	-0.1565	5	-0.0581	5	-0.0224
6	-0.3521	6	-0.1527	6	-0.0567	6	-0.0219
7	-0.3465	7	-0.1491	7	-0.0553	7	-0.0214
8	-0.3408	8	-0.1455	8	-0.0539	8	-0.0209
9	-0.3351	9	-0.1420	9	-0.0526	9	-0.0204

r/z	P _z	r/z	P _z	r/z	P _z	r/z	P _z
1.60	-0.0200	2.10	-0.0070	2.60	-0.0029	3.10	-0.0013
1	-0.0195	1	-0.0069	1	-0.0028	1	-0.0013
2	-0.0191	2	-0.0068	2	-0.0028	2	-0.0013
3	-0.0187	3	-0.0066	3	-0.0027	3	-0.0012
4	-0.0183	4	-0.0065	4	-0.0027	4	-0.0012
5	-0.0179	5	-0.0064	5	-0.0026	5	-0.0012
6	-0.0175	6	-0.0063	6	-0.0026	6	-0.0012
7	-0.0171	7	-0.0062	7	-0.0025	7	-0.0012
8	-0.0167	8	-0.0060	8	-0.0025	8	-0.0012
9	-0.0163	9	-0.0059	9	-0.0025	9	-0.0011
1.70	-0.0160	2.20	-0.0058	2.70	-0.0024	3.20	-0.0011
1	-0.0157	1	-0.0057	1	-0.0024	1	-0.0011
2	-0.0153	2	-0.0056	2	-0.0023	2	-0.0011
3	-0.0150	3	-0.0055	3	-0.0023	3	-0.0011
4	-0.0147	4	-0.0054	4	-0.0023	4	-0.0011
5	-0.0144	5	-0.0053	5	-0.0022	5	-0.0011
6	-0.0141	6	-0.0052	6	-0.0022	6	-0.0010
7	-0.0138	7	-0.0051	7	-0.0022	7	-0.0010
8	-0.0135	8	-0.0050	8	-0.0021	8	-0.0010
9	-0.0132	9	-0.0049	9	-0.0021	9	-0.0010
1.80	-0.0129	2.30	-0.0048	2.80	-0.0021	3.30	-0.0010
1	-0.0126	1	-0.0047	1	-0.0020	1	-0.0009
2	-0.0124	2	-0.0047	2	-0.0020	2	-0.0009
3	-0.0121	3	-0.0046	3	-0.0020	3	-0.0009
4	-0.0119	4	-0.0045	4	-0.0019	4	-0.0009
5	-0.0116	5	-0.0044	5	-0.0019	5	-0.0009
6	-0.0114	6	-0.0043	6	-0.0019	6	-0.0009
7	-0.0112	7	-0.0043	7	-0.0019	7	-0.0009
8	-0.0109	8	-0.0042	8	-0.0018	8	-0.0009
9	-0.0107	9	-0.0041	9	-0.0018	9	-0.0009
1.90	-0.0105	2.40	-0.0040	2.90	-0.0018	3.40	-0.0009
1	-0.0103	1	-0.0040	1	-0.0017	1	-0.0008
2	-0.0101	2	-0.0039	2	-0.0017	2	-0.0008
3	-0.0099	3	-0.0038	3	-0.0017	3	-0.0008
4	-0.0097	4	-0.0038	4	-0.0017	4	-0.0008
5	-0.0095	5	-0.0037	5	-0.0016	5	-0.0008
6	-0.0093	6	-0.0036	6	-0.0016	6	-0.0008
7	-0.0091	7	-0.0036	7	-0.0016	7	-0.0008
8	-0.0089	8	-0.0035	8	-0.0016	8	-0.0008
9	-0.0087	9	-0.0034	9	-0.0015	9	-0.0008
2.00	-0.0085	2.50	-0.0034	3.00	-0.0015	3.50	-0.0007
1	-0.0084	1	-0.0033	1	-0.0015	a	-0.0007
2	-0.0082	2	-0.0033	2	-0.0015	3.61	
3	-0.0081	3	-0.0032	3	-0.0014	3.62	
4	-0.0079	4	-0.0032	4	-0.0014	a	-0.0006
5	-0.0078	5	-0.0031	5	-0.0014	3.74	
6	-0.0076	6	-0.0031	6	-0.0014	3.75	
7	-0.0075	7	-0.0030	7	-0.0014	a	-0.0005
8	-0.0073	8	-0.0030	8	-0.0013	3.90	
9	-0.0072	9	-0.0029	9	-0.0013		
3.91		4.13		4.44		4.91	
a	-0.0004	a	-0.0003	a	-0.0002	a	-0.0001
4.12		4.43		4.90		6.15	

APENDICE III

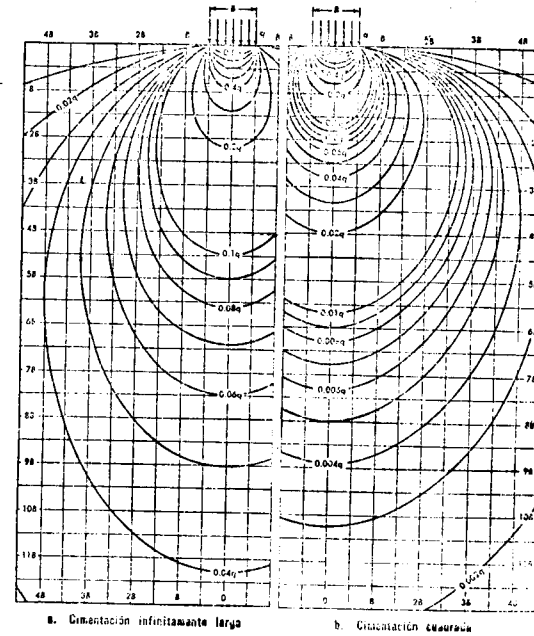
Valores de influencia para área circular uniformemente cargada.

(Solución de Boussinesq)

r/z		r/z		r/z		r/z	
w_0	w_0	w_0	w_0	w_0	w_0	w_0	w_0
.00 - 0.00000	30 - 0.12126	.60 - 0.36949	.90 - 0.58934				
1 - 0.00015	1 - 0.12859	1 - 0.37781	1 - 0.59542				
2 - 0.00060	2 - 0.13605	2 - 0.38609	2 - 0.60142				
3 - 0.00135	3 - 0.14363	3 - 0.39431	3 - 0.60734				
4 - 0.00240	4 - 0.15133	4 - 0.40247	4 - 0.61317				
5 - 0.00374	5 - 0.15915	5 - 0.41058	5 - 0.61892				
6 - 0.00538	6 - 0.16706	6 - 0.41863	6 - 0.62459				
7 - 0.00731	7 - 0.17507	7 - 0.42662	7 - 0.63018				
8 - 0.00952	8 - 0.18317	8 - 0.43454	8 - 0.63568				
9 - 0.01203	9 - 0.19134	9 - 0.44240	9 - 0.64110				
.10 - 0.01481	.40 - 0.19959	.70 - 0.45018	1.00 - 0.64645				
1 - 0.01788	1 - 0.20790	1 - 0.45789	1 - 0.65171				
2 - 0.02122	2 - 0.21627	2 - 0.46553	2 - 0.65690				
3 - 0.02483	3 - 0.22469	3 - 0.47310	3 - 0.66200				
4 - 0.02870	4 - 0.23315	4 - 0.48059	4 - 0.66703				
5 - 0.03283	5 - 0.24165	5 - 0.48800	5 - 0.67198				
6 - 0.03721	6 - 0.25017	6 - 0.49533	6 - 0.67686				
7 - 0.04184	7 - 0.25872	7 - 0.50259	7 - 0.68168				
8 - 0.04670	8 - 0.26729	8 - 0.50976	8 - 0.68639				
9 - 0.05181	9 - 0.27587	9 - 0.51685	9 - 0.69104				
.20 - 0.05713	.50 - 0.28446	.80 - 0.52386	1.10 - 0.69562				
1 - 0.06268	1 - 0.29304	1 - 0.53079	1 - 0.70013				
2 - 0.06844	2 - 0.30162	2 - 0.53764	2 - 0.70457				
3 - 0.07441	3 - 0.31019	3 - 0.54439	3 - 0.70894				
4 - 0.08057	4 - 0.31875	4 - 0.55106	4 - 0.71324				
5 - 0.08692	5 - 0.32728	5 - 0.55766	5 - 0.71747				
6 - 0.09346	6 - 0.33579	6 - 0.56416	6 - 0.72163				
7 - 0.10017	7 - 0.34427	7 - 0.57058	7 - 0.72573				
8 - 0.10704	8 - 0.35272	8 - 0.57692	8 - 0.72976				
9 - 0.11408	9 - 0.36112	9 - 0.58317	9 - 0.73373				
1.20 - 0.73763	1.56 - 0.84283	1.91 - 0.90021	3.40 - 0.97753				
1 - 0.74147	7 - 0.84495	2 - 0.90143	50 - 0.97927				
2 - 0.74525	8 - 0.84704	3 - 0.90263	60 - 0.98083				
3 - 0.74896	9 - 0.84910	4 - 0.90382	70 - 0.98224				
4 - 0.75262		5 - 0.90498	80 - 0.98352				
5 - 0.75622	1.60 - 0.85112	6 - 0.90613	90 - 0.98468				
6 - 0.75976	1 - 0.85312	7 - 0.90726					
7 - 0.76324	2 - 0.85607	8 - 0.90838	4.00 - 0.98573				
8 - 0.76666	3 - 0.85700	9 - 0.90948	20 - 0.98757				
9 - 0.77003	4 - 0.85890		40 - 0.98911				
	5 - 0.86077	2.00 - 0.91056	60 - 0.99041				
1.30 - 0.77334	6 - 0.86260	2 - 0.91267	80 - 0.99152				
1 - 0.77660	7 - 0.86441	4 - 0.91472					
2 - 0.77981	8 - 0.86619	6 - 0.91672	5.00 - 0.99246				
3 - 0.78296	9 - 0.86794	8 - 0.91865	20 - 0.99327				
4 - 0.78606			40 - 0.99396				
5 - 0.78911	1.70 - 0.86966	2.10 - 0.92053	60 - 0.99457				
6 - 0.79211	1 - 0.87136	15 - 0.92499	80 - 0.99510				
7 - 0.79507	2 - 0.87302	20 - 0.92914					
8 - 0.79797	3 - 0.87467	25 - 0.93301	6.00 - 0.99556				
9 - 0.80083	4 - 0.87628	30 - 0.93661	50 - 0.99648				
	5 - 0.87787	35 - 0.93997					
1.40 - 0.80364	6 - 0.87944	40 - 0.94310	7.00 - 0.99717				
1 - 0.80640	7 - 0.88094	45 - 0.94603	50 - 0.99769				
2 - 0.80912	8 - 0.88250	50 - 0.94877					
3 - 0.81179	9 - 0.88399	55 - 0.95134	8.00 - 0.99809				
4 - 0.81442		60 - 0.95374	9.00 - 0.99865				
5 - 0.81701	1.80 - 0.88546	65 - 0.95599	10.00 - 0.99901				
6 - 0.81955	1 - 0.88691	70 - 0.95810	12.00 - 0.99943				
7 - 0.82206	2 - 0.88833	75 - 0.96009	14.00 - 0.99964				
8 - 0.82452	3 - 0.88974	80 - 0.96195	16.00 - 0.99976				
9 - 0.82694	4 - 0.89112	85 - 0.96371	18.00 - 0.99983				
	5 - 0.89248	90 - 0.96536	20.00 - 0.99988				
	6 - 0.89382	95 - 0.96691	25.00 - 0.99994				
1.50 - 0.82932	7 - 0.89514		30.00 - 0.99996				
1 - 0.83167	8 - 0.89643	3.00 - 0.96838	40.00 - 0.99998				
2 - 0.83397	9 - 0.89771	10 - 0.97106	50.00 - 0.99999				
3 - 0.83624		20 - 0.97346	100.00 - 1.00000				
4 - 0.83847	1.90 - 0.89897	30 - 0.97561	∞ - 1.00000				
5 - 0.84067							

APENDICE IV

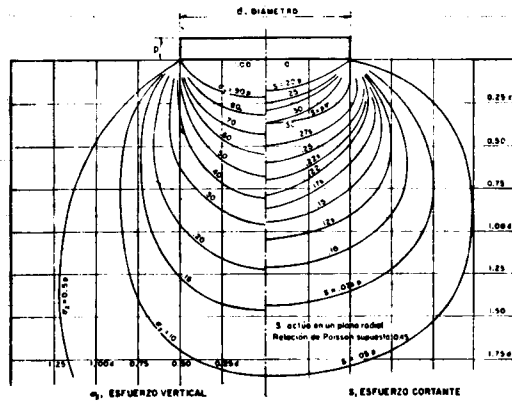
Gráfica de Westergaard



(Referencia N° 5)

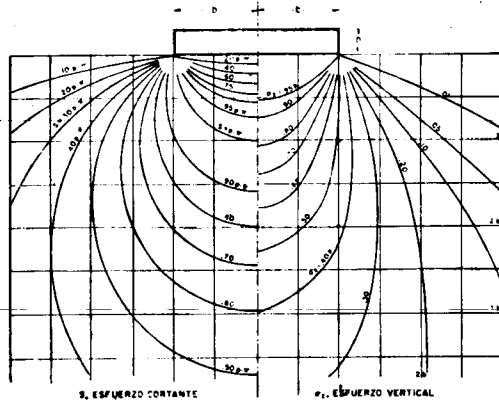
APENDICE V

Distribución de esfuerzos verticales y cortantes bajo un área circular uniformemente cargada



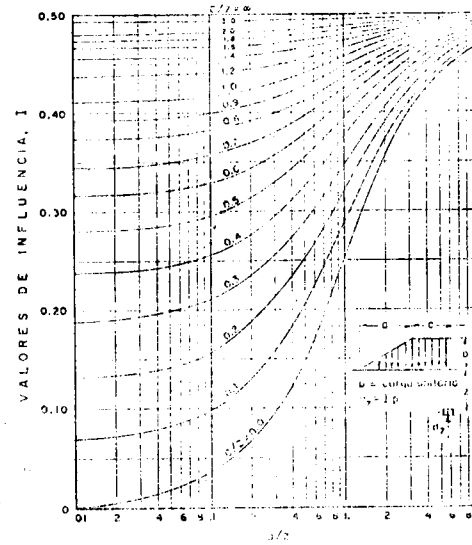
APENDICE VI

Distribución de esfuerzos verticales y cortantes bajo una carga rectangular de longitud infinita.

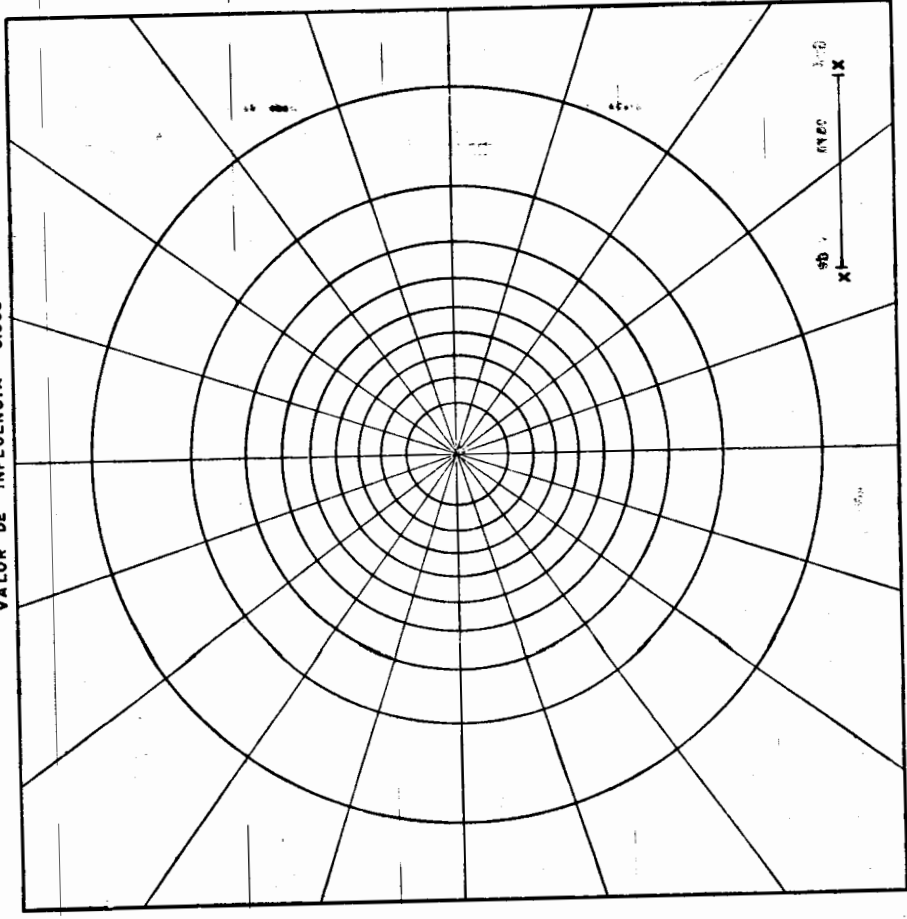


APENDICE VII

Gráfica de valores de influencia para el cálculo de esfuerzos verticales debido a la sobrecarga impuesta por una carga trapezoidal de longitud infinita.



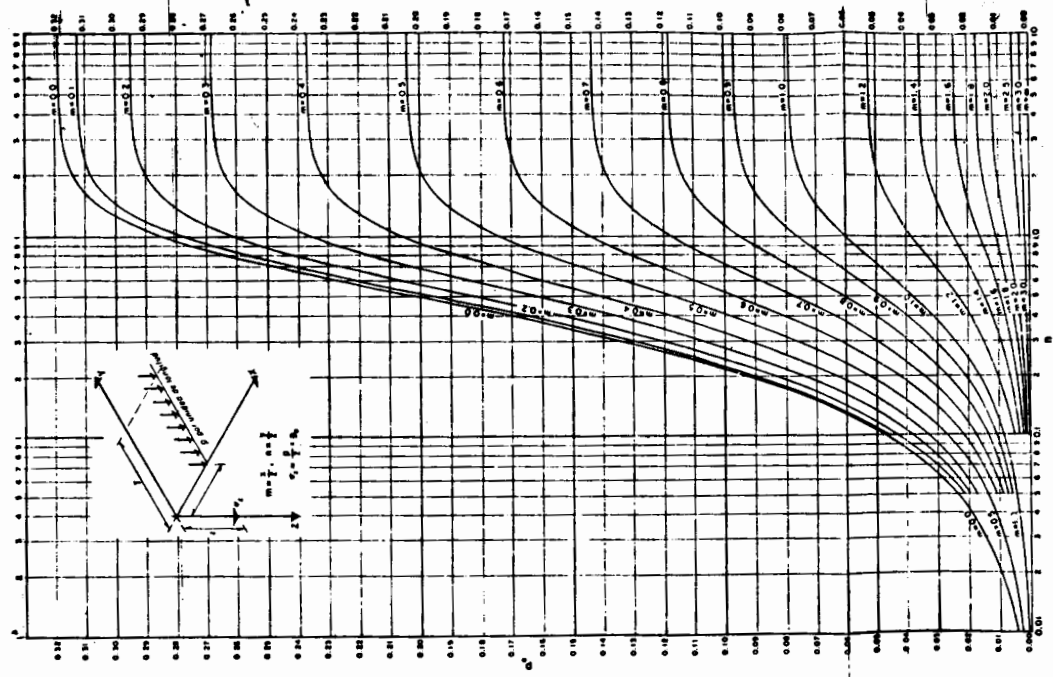
APENDICE VIII
VALOR DE INFLUENCIA 0.005



CARTA DE NEWBARK

APENDICE IX

Gráfica de Fadum para influencia de carga lineal.



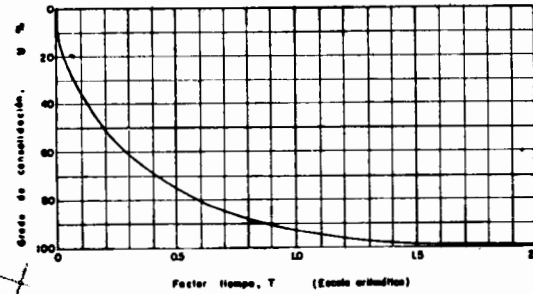
APENDICE X

Relación Teórica U(%) - T
Según A.W. Skempton

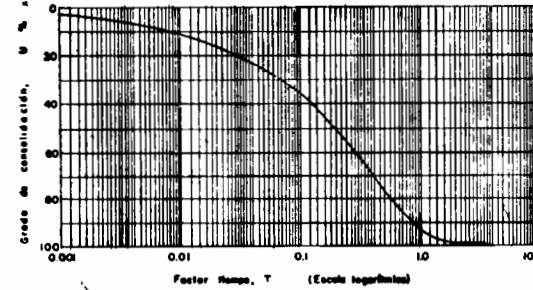
U (%)	T	U (%)	T
0	0.000	61.3	0.300
7.1	0.004	65.0	0.342
10.0	0.008	65.8	0.350
12.4	0.012	69.8	0.400
15.0	0.018	70.0	0.405
16.0	0.020	75.0	0.477
18.9	0.028	76.4	0.500
20.0	0.031	80.0	0.565
21.4	0.036	81.6	0.600
24.7	0.048	85.0	0.684
25.0	0.049	88.7	0.800
27.6	0.060	90.0	0.848
30.0	0.071	93.1	1.000
30.3	0.072	95.0	1.127
35.0	0.096	99.4	2.000
35.7	0.100	100.0	-
39.9	0.125		
40.0	0.126		
45.0	0.159		
46.1	0.167		
50.0	0.197		
50.4	0.200		
55.0	0.238		
56.2	0.250		
60.0	0.287		

APENDICE XI

Curvas teóricas de Consolidación: A) Aritmética; B) Semi-logarítmica



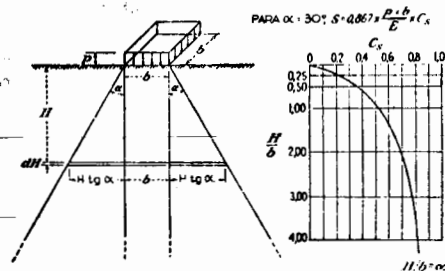
(a)



(b)

APENDICE XII

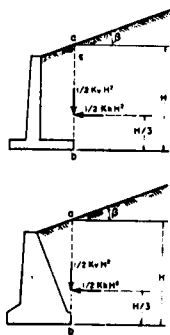
Gráfica para valores de C_s en el caso de asentamiento elástico



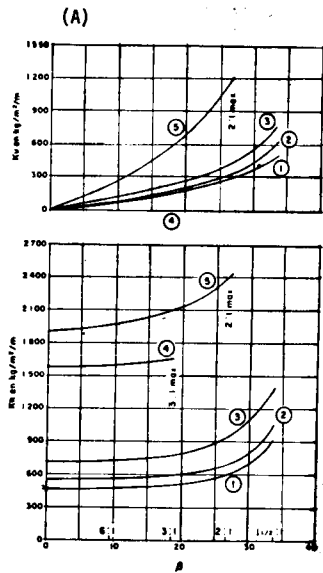
(Tomada de la referencia N° 6)

APENDICE XIII

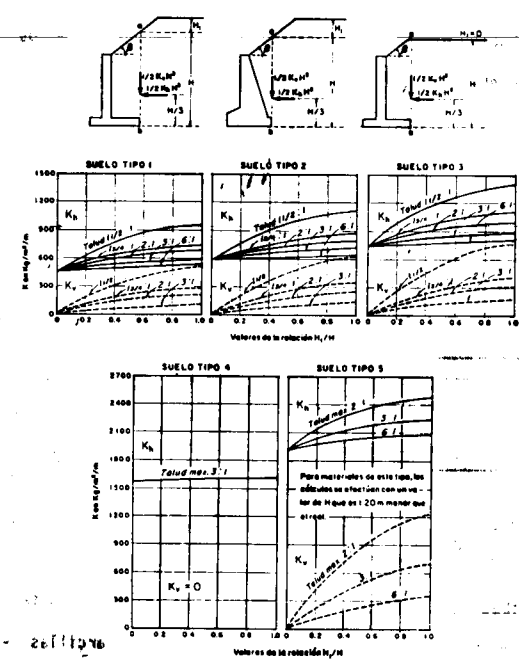
- a) Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje de rellenos con superficie plana.
- b) Gráficas de Terzaghi para determinar el empuje de rellenos en terraplén con remate.



Los números en las curvas indican el tipo de material.
 Para materiales del tipo 5 los cálculos se realizan con una altura, H, menor que la real en 1,20 m.



(B)



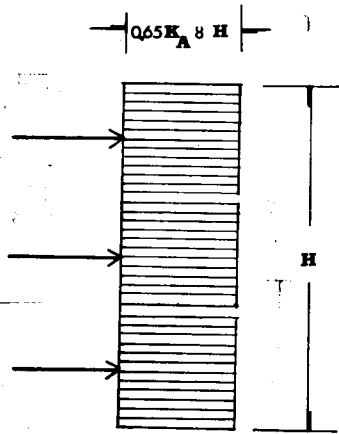
APENDICE XIV
 Valores de C

Tipo de relleno	C
I	0.27
II	0.30
III	0.39
IV	1.00
V	1.00

APENDICE Nº XV

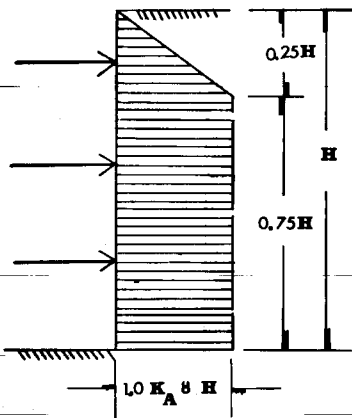
(A)

Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones ademadas que soportan suelos arenosos.



(B)

Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones ademadas que soportan suelos de arcillas blandas.



$$N = \frac{\gamma H}{C}$$

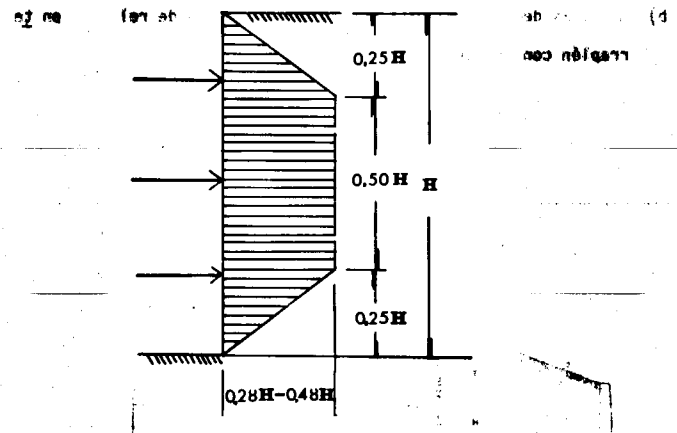
$$N < 4 \rightarrow m = 1$$

$$N > 4 \rightarrow m < 1$$

$$K_A = 1 - m \frac{4C}{\gamma H}$$

(C)

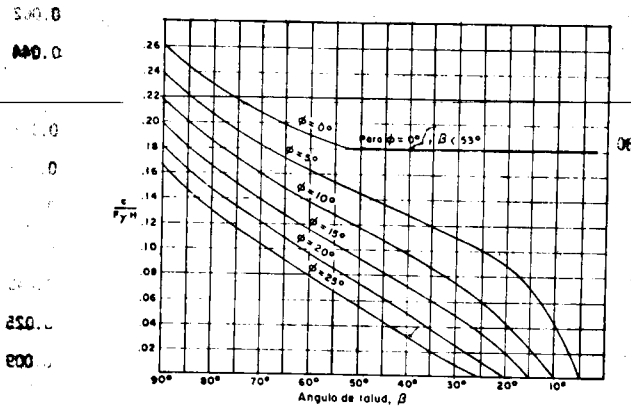
Distribución de Terzaghi para calcular el empuje sobre los puntales de excavaciones ademadas que soportan suelos de arcilla firmes.



(Ver referencia Nº 4)

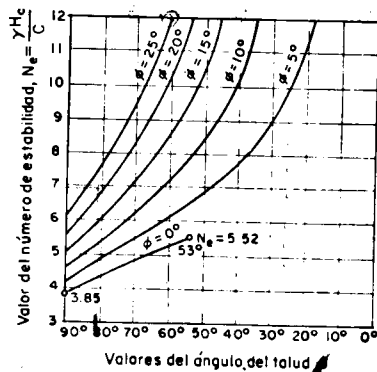
APENDICE XVI

Gráfica de Taylor para determinar los números de estabilidad de taludes en materiales cohesivos, homogéneos con el terreno de cimentación.



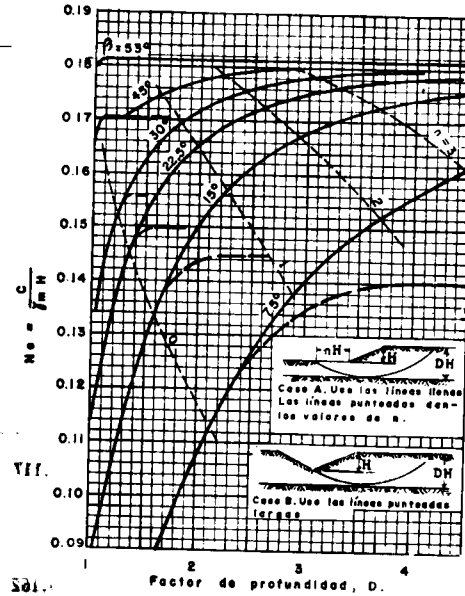
APENDICE XVII

Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad de un talud cohesivo-friccionante ($\phi \neq 0$ c $\neq 0$)



APENDICE XVIII

Gráficas de Taylor para determinar el número de estabilidad y el factor de alejamiento en círculos tangentes a un estrato resistente.



Factor de profundidad, D	\phi = 0	\phi = 5
1	0.10	0.11
2	0.12	0.13
3	0.14	0.15
4	0.16	0.17

APENDICE XIX

(Continuación)

Datos para círculos críticos.

Angulo de inclinación i	Angulo de fricción φ	Angulos centrales para círculos critic γ θ		factor de profundidad D	No de - estabilidad C F s y H
		γ	θ		
90	0	47.6	30.2	-	0.261
	5	50.0	28.0	-	0.239
	10	53.0	27.0	-	0.218
	15	56.0	26.0	-	0.199
	20	58.0	24.0	-	0.182
75	25	60.0	22.0	-	0.166
	0	41.8	51.8	-	0.219
	5	45.0	50.0	-	0.195
	10	47.5	47.0	-	0.173
	15	50.0	46.0	-	0.152
60	20	53.0	44.0	-	0.134
	25	56.0	44.0	-	0.117
	0	35.3	70.8	-	0.191
	5	38.5	69.0	-	0.162
	10	41.0	66.0	-	0.138
	15	44.0	63.0	-	0.116
	20	46.5	60.4	-	0.097
	25	50.0	60.0	-	0.079

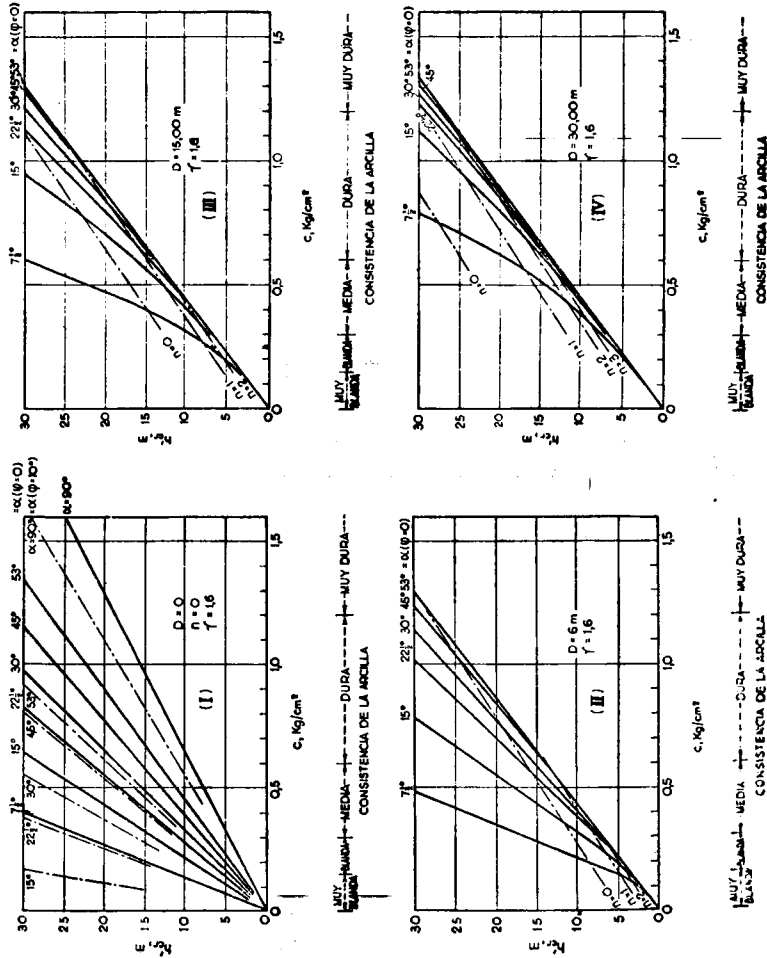
(Continúa)

45	0	28.2	89.4	1.062	0.170
50	5	31.2	84.2	1.026	0.136
	10	34.0	79.4	1.006	0.108
	15	36.1	74.4	1.001	0.083
	20	38.0	69.0	-	0.062
	25	40.0	62.0	-	0.044
30	0	20.0	106.8	1.301	0.156
	5	23.0	96.0	1.161	0.110
	5	20.0	106.0	1.332	0.110
	10	25.0	88.0	1.092	0.075
	15	27.0	78.0	1.038	0.046
15	20	28.0	62.0	1.003	0.025
	25	29.0	50.0	-	0.009
	0	10.6	121.4	2.117	0.145
	5	12.5	94.0	1.549	0.068
	5	11.0	95.0	1.697	0.070
	10	14.0	68.0	1.222	0.023
	10	14.0	68.0	1.222	0.023

(Tomada de la referencia No 1)

APENDICE XX

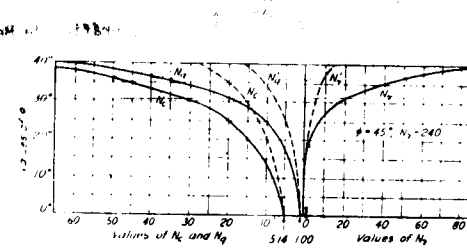
Cuatro ábacos para la determinación de la altura crítica h_{crit} de Taludes en función de la cohesión c . (según Taylor)



(Ver referencia N° 6)

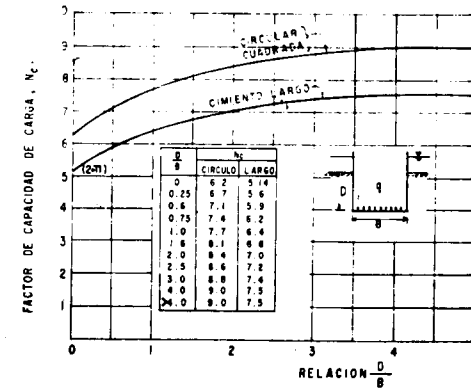
APENDICE XXI

Gráfica de Terzaghi para determinar los factores de capa - cudad de carga.

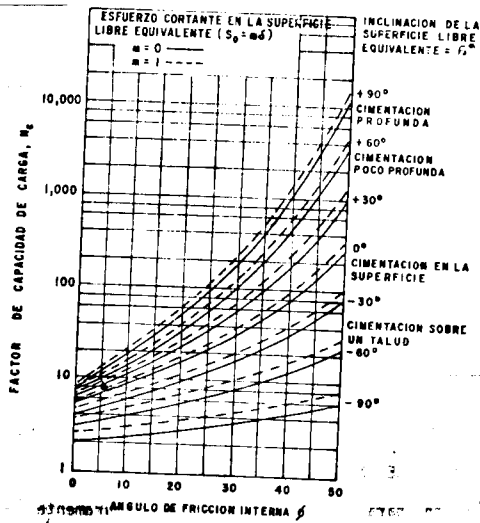


APENDICE XXII

Gráfica de Skempton para valores de N_c en suelos puramente cohesivos.

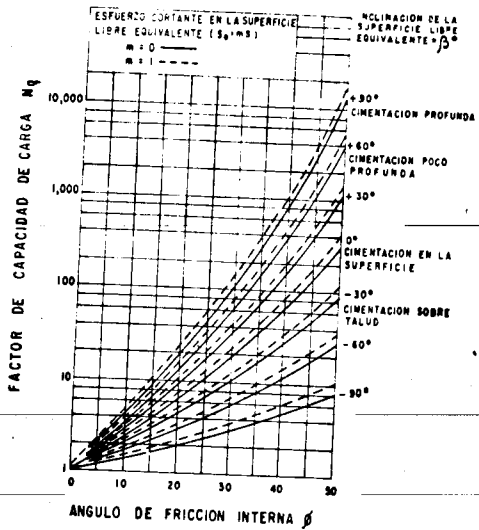


APENDICE XXIII



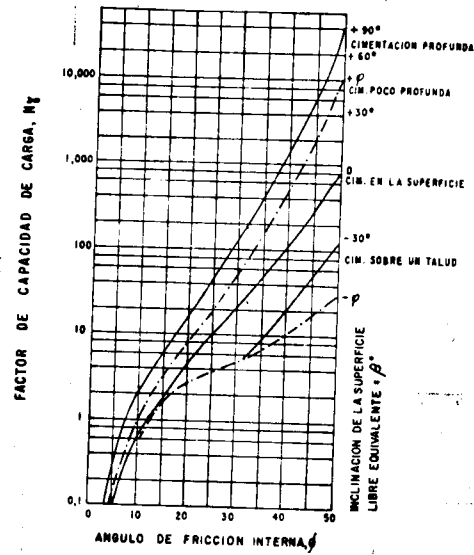
(a) Gráfica de Meyerhof para valores de N_c , en cimientos largos

(b) Valores de N_q , para cimientos largos

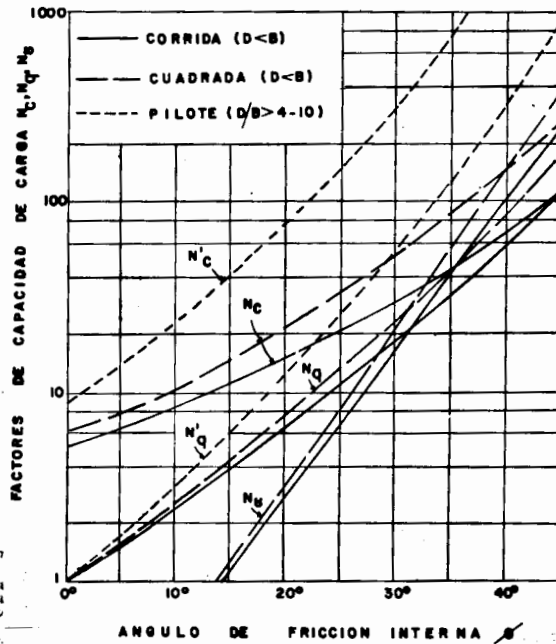


(c)

Gráfica de Meyerhof para valores de N_y , en cimientos largos



Factores de Capacidad de Carga de Meyerhof



Factores de conversión

LONGITUD

Para Convertir	A	Multiplicar Por
1. Pulgadas	pies	0.083333
	angstroms	2.54×10^8
	micras	25400
	milímetros	25.4
	centímetros	2.54
2. Pies	pulgadas	12.0
	angstroms	3.048×10^9
	micras	304800
	milímetros	304.80
	centímetros	30.48
3. Angstroms	pulgadas	3.9370079×10^{-9}
	pies	3.28084×10^{-10}
	micras	0.0001
	milímetros	1×10^{-7}
	centímetros	1×10^{-8}
4. Micras	pulgadas	3.9370079×10^{-5}
	pies	3.2808399×10^{-6}
	angstroms	1×10^{-4}
	milímetros	1×10^{-3}
	centímetros	1×10^{-4}
5. Milímetros	pulgadas	3.9370079×10^{-2}
	pies	3.2808399×10^{-3}
	angstroms	1×10^7
	micras	1×10^3
	centímetros	1×10^{-1}
6. Centímetros	pulgadas	0.39370079
	pies	0.032808399
	angstroms	1×10^8
	micras	1×10^4
	milímetros	10
7. Metros	pulgadas	39.370079
	pies	3.280399
	angstroms	1×10^{10}
	micras	1×10^6
	milímetros	1×10^3
centímetros	1×10^2	

Para Convertir A Multiplicar Por

SUPERFICIE

1. Metros cuadrados	pies cuadrados	10.76387
	centímetros cuadrados	1×10^4
2. Pies cuadrados	metros cuadrados	9.290304×10^{-3}
	centímetros cuadrados	929.0304
3. Centímetros cuadrados	metros cuadrados	1×10^{-4}
	pies cuadrados	1.076387×10^{-3}
4. Pulgadas cuadradas	metros cuadrados	6.4516×10^{-4}
	pies cuadrados	6.9444×10^{-3}
	centímetros cuadrados	6.4516

VOLUMEN

1. Centímetros cúbicos	metros cúbicos	1×10^{-6}
	pies cúbicos	3.5314667×10^{-8}
2. Metros cúbicos	pulgadas cúbicas	0.061023744
	pies cúbicos	35.314667
3. Pulgadas cúbicas	metros cúbicos	1.6387064×10^{-4}
	pies cúbicos	5.7670370×10^{-4}
4. Pies cúbicos	metros cúbicos	0.028316847
	centímetros cúbicos	28316.847
	pulgadas cúbicas	1728

FUERZA

1. Libras (peso)	dinas	4.44822×10^8
	gramos	453.59243
	kilogramos	0.45359243
	toneladas (inglesas)	4.464286×10^{-4}
	toneladas (americanas)	5×10^{-4}
	kilobras	1×10^{-3}
	toneladas (métricas)	4.5359243×10^{-4}

S I M B O L O G I A

A	Area		M_m	Momento motor	C. IV
AI	Area lateral de una pila o pilote	C. V	M_R	Momento resistente	C. IV
B	Ancho de una cimentación	C. V	N	Número de cuadros para la aplicación de la carta de Newmark	C. I
Cc	Indice de Compresión	C. II	Ne	Número de estabilidad (Taylor)	C. IV
c	Cohesión en Ton/m ²		N1	Reacciones normales	C. IV
D ó D _f	Profundidad de desplante de una cimentación	C. V	Po	Factor de la gráfica de Fádum	C. I
d	distancia		P	carga	C. II
E _A	Empuje Activo	C. III	Q	Carga concentrada	C. I y V
E _H	Empuje horizontal (T. Terzaghi)	C. III	Qd	Carga admisible	C. V
E _P	Empuje Pasivo	C. III	q	Carga unitaria distribuida	C. I
E _V	Empuje vertical (T. Terzaghi)	C. III	q _c ó qd	Capacidad de carga en ton/M ²	C. V
Fs	Factor de Seguridad	C. IV y V	q _{adm}	Capacidad de carga admisible	C. V
f _s	Fricción Suelo-pilote	C. V	qu	Resistencia a la compresión en ton/m ²	
H	Espesor de un estrato		R	Radio	C. IV
H	Altura		Ss	Peso específico relativo	
Hc	Altura crítica	C. III y IV	St	Asentamiento en un tiempo t	C. II
i	Coefficiente de Influencia para la carta de Newmark	C. I	T	Factor tiempo	C. II
i	Angulo de inclinación de un talud	C. IV	t	Tiempo	C. II
K _A	Coefficiente activo de presión de tierras	C. III	T1	Reacciones tangenciales	C. IV
K _H	Componente horizontal del empuje (Terzaghi)	C. III	U	Factor de asentamiento	C. II
K _P	Coefficiente pasivo de presión de tierras	C. III	wo	Factor de la gráfica para área uniformemente cargada (Boussinesq)	C. I
k	Coefficiente de permeabilidad	C. II	W1	Peso	C. IV
L	Longitud del arco del círculo de falla	C. IV	α	Angulo de inclinación de un talud	C. IV
M	Momento	C. III	β	Angulo de inclinación de un talud	C. IV
			β	Angulo de inclinación respecto a la horizontal de un relleno	C. III

601208

γ_m Peso volumétrico en Ton/m³
 γ_w Peso volumétrico del agua
 $\Delta\sigma_z$ Incremento del esfuerzo vertical
 Δu

FACI
 Angulo de fricción interna de un suelo
 Angulo central de círculo de falla
 σ_z Esfuerzo Vertical

C. I

C. IV

C. I

A.
 Apunte
 101

01208
DE INGENIE
 de Bibliotecas
 OLUCION

REFERENCIAS

- 1.- P. L. Capper, W. F. Cassie & J. D. Geddes "Problems in Engineering - Soils". E & F. N. Spon L T D, London, 1966
- 2.- T. H. Wu "Soil Mechanics" Allyn and Bacon Inc 1969
- 3.- E. Juárez B. y A. Rico R. "Mecánica de Suelos" Tomos I y II Revsta Ingenierfa
- 4.- K. V. Terzaghi and R. B. Peck "Soil Mechanics in Engineering Practice" John Wiley and Sons Inc 1967
- 5.- G. B. Sowers y G. F. Sowers "Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones" Limusa - Wiley 1972
- 6.- G. P. Tschebotarioff "Mecánica del Suelo" Aguilar 1958
- 7.- J. E. Bowles "Foundation Analysis and Design" Mc Graw Hill, Kogakusha 1968
- 8.- T. W. Lambe y R. V. Whitman "Mecánica de Suelos" Limusa - Wiley 1972

2

42