

Aeropuerto del distrito universitario de Illinois.

Construcción de aeropuertos

F. LOPEZ PEDRAZA, Ingeniero Aeronáutico.

Ensayos de carga en los suelos

Causa de la diferencia entre las hipótesis elásticas y plásticas.—En un sólido en equilibrio elástico, el aumento de esfuerzos provoca la rotura del material en un punto, a partir de la cual, y por falta de cohesión continua aumentando la fractura, obteniéndose por este medio un valor para la carga de rotura, que es el que provoca la primera falla en el suelo.

En un material plástico, al aumentar la carga, y en el punto de transición del equilibrio elástico al plástico, se produce una falla incipiente, pero debido a la plasticidad en esa falla se sigue presentando resistencia al deslizamiento, es decir, que no hay pérdida de resistencia en el sólido, y, por tanto, la carga crítica de rotura es considerablemente mayor que la carga requerida para producir la iniciación de la falla, que es la que se tiene en cuenta en la teoría elástica.

A medida que aumenta la carga se conservan las direcciones en las tensiones principales, mientras el estado es elástico, pero en el momento que se produce la falla incipiente varía la dirección de las tensiones principales, para acomodarse al nuevo estado de equilibrio, siendo fácil su trazado, ya que conocemos las líneas de deslizamiento.

ENSAYOS DE CARGA DE ROTURA A COMPRESIÓN DE UN SUELO.—En los párrafos anteriores hemos deducido la carga de compresión que admite un terreno conociendo su cohesión y su ángulo de rozamiento, que son verdaderamente los datos de que depende la fractura; pero en muchos casos conviene medir directamente la compresión admisible, lo que puede hacerse por varios procedimientos.

1.º *Por ensayo de rotura o compresión sobre probeta.*—El ensayo de rotura a compresión se efectúa por medio de la máquina dibujada esquemáticamente en la figura 1, en la cual se coloca una probeta cilíndrica y se la somete a compresión hasta la rotura, registrándose grá-

ficamente la curva de esfuerzos y deformaciones.

Como al comprimirse la probeta ensancha su sección horizontal, hace falta hacer una corrección para conocer su carga unitaria de rotura, y para ello se registra la curva de deformación en un gráfico (fig. 2) que lleva unas líneas de puntos graduadas que permiten hacer las referidas correcciones.

Conocida esta carga de rotura de una probeta sin presión lateral, es fácil tener una aproximación del valor de la carga de rotura cuando forma parte del suelo. En efecto, como el terreno se rompe por esfuerzo cortante y éste tiene un valor máximo $\tau = \frac{\sigma}{2}$ para el ángulo de 45° con la vertical, en el caso de $\varphi = 0$, en que no existe más que la cohesión, que es el caso más desfavorable, $\tau = c$, y por tanto, la tensión compresión de rotura de la probeta es $\sigma_R = 2c$. Como por la fórmula de Prandtl hemos encontrado que la capacidad de carga del terreno pu-

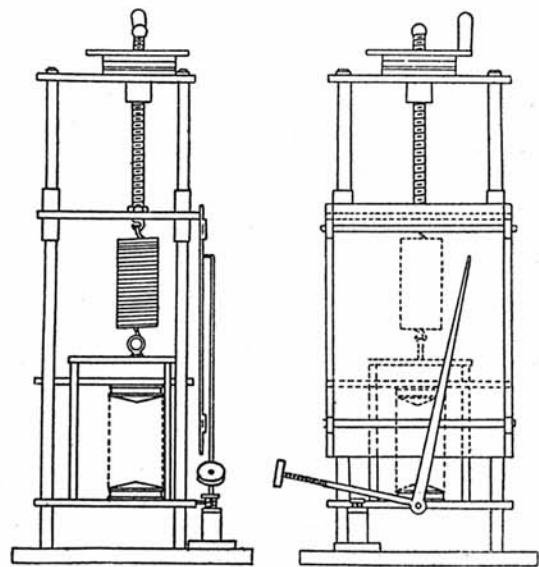
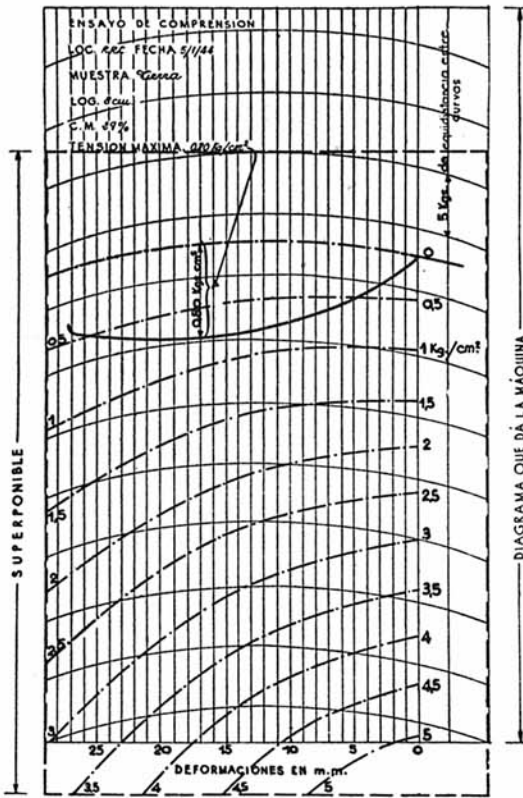


Figura 1.



Ensayos de compresión a rotura por medio del superponible.—Procedimiento de obtención de la tensión máxima.

Figura 2.

ramente cohesivo es $q_c = 5,14 c$, tendremos:

$$q_c = \frac{5,14}{2} \sigma_R.$$

Para cargas de trabajo se toman coeficientes de seguridad comprendidos entre 1,70 y 2,50, con lo que

$$q_t \approx \frac{2}{3} \sigma_R \quad \text{''} \quad q_t \approx \sigma_R.$$

2.º Por cargas sobre el terreno.—Se puede hacer el ensayo directamente sobre el terreno, por medio de un gato neumático con base circular de 45 a 75 cms. de diámetro, que se asienta en una capa de yeso sobre el terreno, convenientemente apisonado. El gato, provisto de un

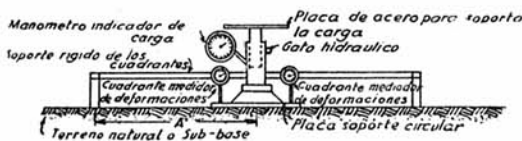


Figura 3.

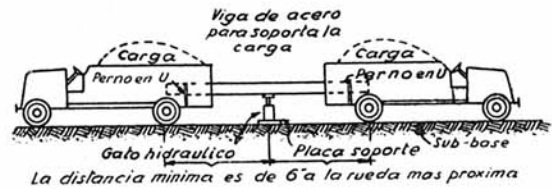


Figura 4.

manómetro para medir esfuerzos, se monta sobre unos cuadrantes (fig. 3) fijos al suelo, midiéndose las deformaciones angulares por clinómetros colocados en los ángulos, y de estas deformaciones se deducen los hundimientos.

Se aplica progresivamente la carga por un medio cualquiera, como, por ejemplo, el empleado en la figura 4, y se van aumentando las presiones del manómetro, dibujándose en la curva de esfuerzos y deformaciones hasta obtener flechas de 1,25 cms., si es que el terreno no fluye lateralmente en la base del gato, en cuyo caso no debe continuarse.

Dibujando la curva de deformaciones de tal manera (fig. 5) que un milímetro en deformaciones esté representado por una longitud igual a 0,25 kg/cm² en esfuerzos, se acostumbra a definir como resistencia del terreno la correspondiente al punto de la curva en el que la tangente forma con el eje de abscisas un ángulo de 50°. Esta carga depende de las dimensiones de la placa de repartición, y para hacer comparaciones conviene tenga 645 cm² de superficie. La deformación en este punto no debe pasar de 1,25 cms.

Como carga de trabajo puede tomarse la correspondiente a deformaciones de 2,5 mm., que suponen en los casos corrientes coeficiente de seguridad de 2 a 2,50.

3.º Por el método de California (CBR).—Este método consiste en determinar la relación entre la carga y la de deformación, mediante un émbolo de tres pulgadas cuadradas de sección, que penetra en una probeta con humedad óptima. Para establecer comparaciones, establece el método una escala entre deformaciones y tensiones para un terreno tipo de aglomerado de gravas.

Midiendo en un terreno las cargas admisibles para deformaciones de 2,54 mm., 5,08 mm., 7,62 mm., 10,16 mm. y 12,60 mm., se expresan estas cargas en tanto por ciento de las cargas correspondientes al suelo tipo, y mediante estos números CBR se deducen las propiedades del terreno por comparación con el tipo.

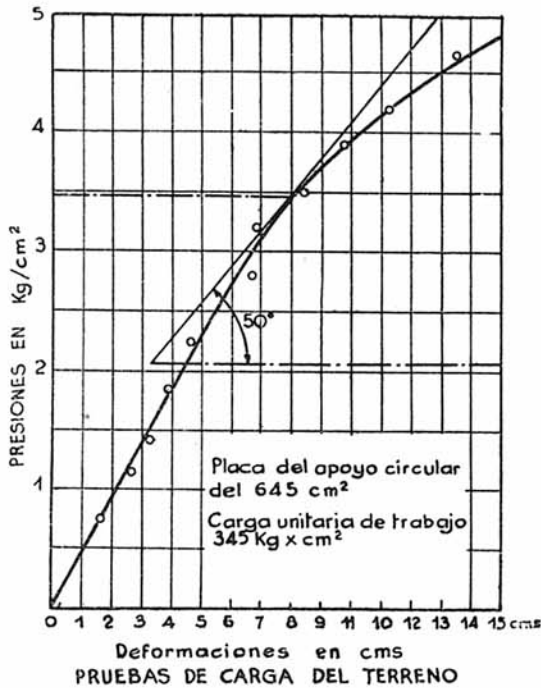


Figura 5.

Como ejemplo damos a continuación el resultado de un análisis por este medio:

Penetración Milímetros	Presión tipo Kg/cm ²	Presión media Kg/cm ²	C B R %
2,54	70	14,3	21
5,08	105	21,00	20
7,62	134	26,50	20
10,16	161	29,00	18
12,60	181	32,7	18

El número que sirve generalmente de comparación es el correspondiente a deformación de 2,54 mm., es decir, el 21 % en el caso anterior.

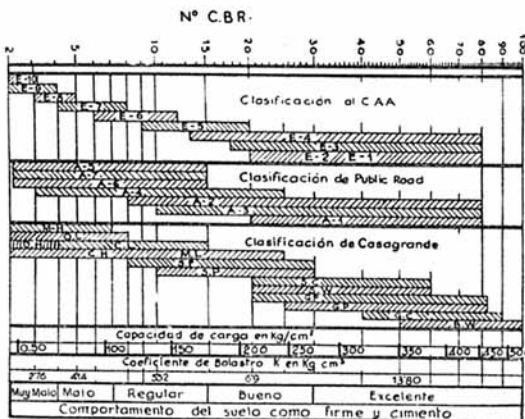


Figura 6.

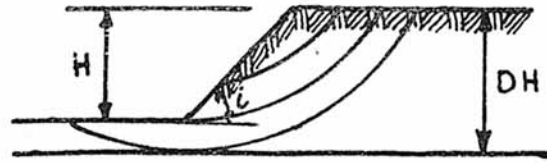


Figura 7.

COEFICIENTE DE BALASTO.—En algunos casos, sobre todo en los pavimentos rígidos, el cálculo de espesores se basa en las deformaciones que tiene el suelo, y de aquí la necesidad de conocer el coeficiente de balasto K, relación entre la carga y la deformación producida por la misma.

Como los suelos no se comportan en la mayoría de los casos como sólidos elásticos, el coeficiente de balasto es variable con la carga, y para establecer comparaciones se acostumbra a definirlo como la relación entre la carga unitaria y la deformación, cuando esta deformación tiene el valor de 1,27 mm., es decir,

$$K = \frac{P \text{ Kgs/cm}^2 \text{ para deformación de } 0,127 \text{ cm.}}{0,127}$$

Este coeficiente de balasto está relacionado con la carga de rotura a compresión, dándose en la figura 6, obtenida de los ensayos hechos por los ingenieros del Ejército norteamericano, la relación aproximada entre los números CBR, el coeficiente K y la carga de rotura de los diferentes tipos de suelos.

ESTABILIDAD DE TALUDES.—En los taludes que limitan los desmontes y terraplenes pueden producirse, por deslizamientos de las tierras, fallas, que dependen, además de la naturaleza del suelo, de la altura e inclinación del talud. También pueden producirse asentamientos, llamándose así a los movimientos que no se localizan a lo largo de una superficie de deslizamiento bien definida; pero en los suelos ideales que tienen un límite elástico fijo, los materiales fallan, generalmente, por deslizamiento.

La falla puede producirse en la base, en el pie o en el talud (fig 7), y con objeto de simplificar los cálculos, se sustituye la superficie de deslizamiento (fig. 8), ya conocida, por un arco de círculo.

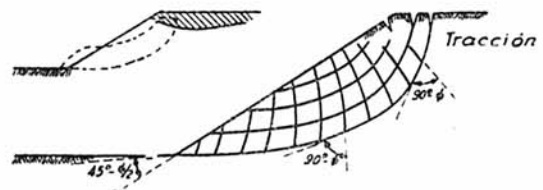


Figura 8.

FACTOR DE ESTABILIDAD Y CIRCUNFERENCIA CRÍTICA PARA $\phi = 0$.—Si suponemos que en un talud de inclinación β la falla se produce en una circunferencia arbitraria que pase por el pie b del talud (fig. 9), su posición queda determinada por el ángulo α , o pendiente de la cuerda, y por el ángulo, en el centro 2θ .

Llamando W al peso del elemento a bfe por unidad de longitud;

l_w al brazo de palanca del peso W ;

r , al radio de la circunferencia;

l_a a la longitud del arco be ;

C_r = cohesión por unidad de superficie, tendremos, estableciendo el equilibrio,

$$W l_w - c_r l_a r = 0$$

o bien,

$$c_r = W \frac{l_w}{r l_a}$$

calculando W , l_w y l_a en función de los datos geométricos en la figura, tendremos:

$$c_r = \gamma H \frac{1}{f(\alpha, \beta, \theta)}$$

siendo γ el peso del suelo por unidad de volumen y H la altura del talud.

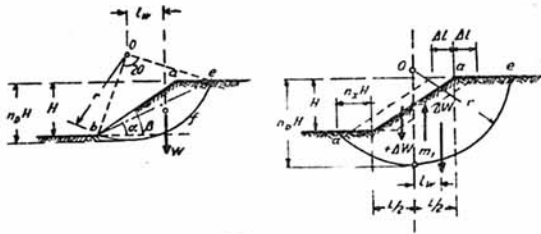


Figura 9.

La falla del terreno ocurre para la circunferencia en que c_r sea máximo (circunferencia crítica de pie); por tanto, estará determinada por dos condiciones:

$$\frac{\partial c_r}{\partial \alpha} = 0 \quad \frac{\partial c_r}{\partial \theta} = 0;$$

determinando estos valores de α y θ y sustituyéndolos en la ecuación anterior, resulta

$$c_r = \frac{\gamma H}{N_s};$$

en la que N_s es un número, llamado factor de estabilidad, que no depende más que de β . Como para que sea estable el talud, C_r no debe ser mayor que la cohesión disponible C , tendremos que la altura crítica del talud será:

$$H_c = \frac{c}{\gamma} N_s.$$

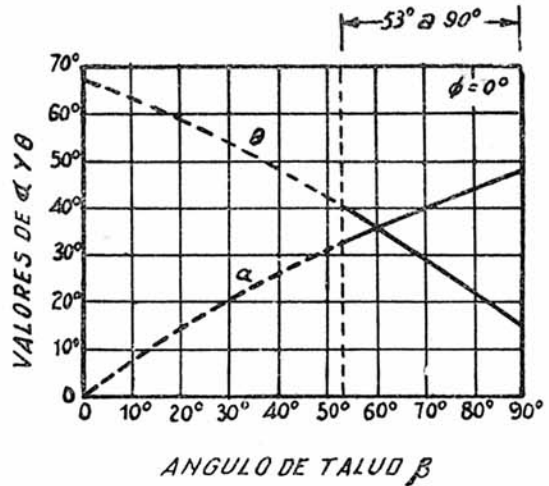


Figura 10.

Fellenius ha resuelto las ecuaciones anteriores para diferentes valores de β , encontrándose en la figura 10 la relación entre este ángulo y α y θ . En ella se ve que para $\beta = 60^\circ$, $\alpha = \beta$, y la tangente a la circunferencia de pie en la base del talud es horizontal.

Taylor publicó en el año 1937 unos datos sobre N_s , mediante los cuales se ha construido la figura 11, correspondiendo la curva $aAbb$ al valor de $\phi = 0$ para la circunferencia crítica de pie, variando, como se ve, desde 3,85 para $\beta = 90^\circ$ a 8,36 para $\beta = 0$.

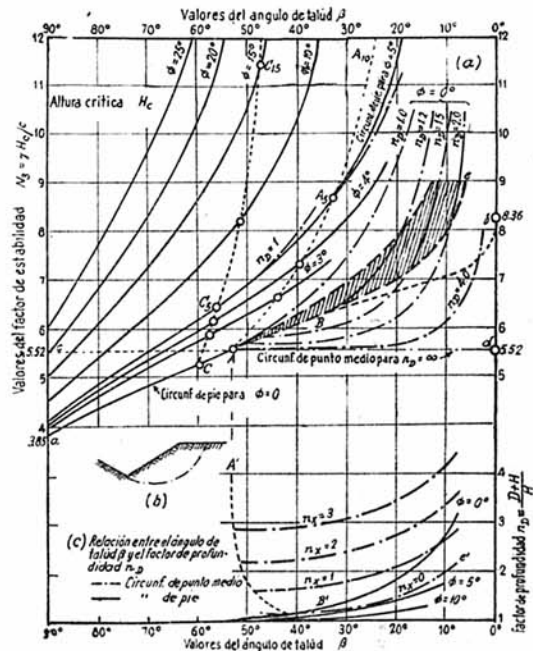


Figura 11.

Las curvas C de la misma figura, para $\varphi = 0$ dan el valor $n_D = \frac{D+H}{H}$, o factor de máxima profundidad a que ocurre la falla, punto en el que la tangente es horizontal. Si $\beta < 60$, la parte inferior de la superficie de deslizamiento está debajo del nivel del pie del talud, como se ve en la figura 11.

También puede producirse la falla en la base (figura 11), y para ver las condiciones de la circunferencia crítica en este caso, supongamos que el centro de la circunferencia está situado sobre la vertical que pasa por m , punto medio del talud. Estableciendo las condiciones de equilibrio, tendremos:

$$C_r = W \frac{l_w}{r l_a}$$

Dejando el centro fijo y trasladando el talud a la izquierda, Δb aumenta el peso en Δw , y el momento disminuye en $\Delta w \Delta b/2$. Si, por el contrario, trasladamos el talud a la derecha, aumenta b en Δb y disminuye W en Δw , reduciendo el momento en $\Delta w \Delta b/2$; luego en los dos casos disminuye el deslizamiento; lo que nos dice que las circunferencias con centro en la vertical de m o circunferencias de punto medio son las que producen máximo deslizamiento. Estas circunferencias están determinadas por dos dimensiones: una, el factor de profundidad:

$$n_D = \frac{D+H}{A}$$

y otra, la relación $n_x = \frac{dl}{H}$ entre la distancia horizontal dl y la altura del talud H .

Calculando, como en el caso anterior, Wl_w y l_a con los datos geométricos de la figura 36, se encuentra:

$$C_r = \gamma H \frac{1}{f(\beta, n_x, n_D)}$$

y para que C_r sea máximo se debe cumplir

$$\frac{\partial C_r}{\partial n_D} = 0 \quad \frac{\partial C_r}{\partial n_x} = 0,$$

condiciones que se satisfacen para

$$n_D = \infty \quad \text{y} \quad H_c = N_s \frac{c}{\gamma} = 5,52 \frac{c}{\gamma}$$

y para cualquier valor de β . Esta ecuación está representada en la línea C_d de la figura 11, y corta a las circunferencias críticas de pie en el punto A de abscisa $\beta = 53^\circ$; luego si $\beta < 53^\circ$, se produce la falla en la base (menor valor

de N_s), con altura crítica $H_c = 5,32 \frac{c}{\gamma}$, a no ser que el terreno contiguo al pie del talud esté (figura 38 b) formando contratalud que impida la falla de base. Si ocurre esto, los valores de N_s estarán dados en la curva ABb .

Hasta ahora hemos supuesto que el material en que está situada la circunferencia crítica es homogéneo; pero en realidad la masa descansa sobre un estrato firme a profundidad finita D , bajo la base del talud, por lo que el punto de máxima profundidad de la superficie de deslizamiento se encontrará a esa profundidad, ocurriendo la falla a lo largo de una circunferencia tangente al estrato firme. Entonces tendremos que una condición será:

$$n_D = \frac{D+H}{H}$$

y la posición de la circunferencia crítica de base estará determinada por

$$\frac{\partial C_r}{\partial n_x} = 0,$$

lo que da

$$H_c = \frac{c}{\gamma} N_s;$$

en la que N_s depende de n_D y de β , y sus valores están dados por las curvas dibujadas en la figura 38 a para $\varphi = 0$ y $n_D = 1,0, 1,2, \dots, 4,0, \infty$, que son útiles solamente para $\beta < 60^\circ$, ya que para $\beta > 60^\circ$ hemos visto que los taludes fallan por circunferencias de pie.

Varios casos pueden ocurrir para $\beta < 60^\circ$: 1.º Si está comprendido entre 53° y 60° , no hay peligro a falla de base, según se ve en la figura. 2.º Si es menor de 53° y $n_D > 4$, el factor de estabilidad es prácticamente independiente de β . 3.º Para $\beta > 15$ y N_s , el talud falla por la circunferencia de punto medio tangente al estrato. 4.º Si N_D está comprendido entre 1,20 y 4,00; y a partir del punto en que se separan las curvas de AB pueden ocurrir a su vez tres casos: a) La zona situada debajo de la parte sombreada corresponde a una falla base. b) En la zona sombreada, la falla ocurre por circunferencia de pie. c) Encima de la zona sombreada la falla es de talud.

Si $n_D < 1,20$, la falla es de circunferencia de pie o de talud.

Los valores de n_x , que depende de β y de n_D , están dados en la parte c de la figura 11, correspondiendo los puntos situados por enci-

ma de $A'B'C'$ a circunferencias críticas de punto medio, tangentes al estrato del firme.

FACTOR DE ESTABILIDAD Y CIRCUNFERENCIA CRÍTICA PARA $\varphi > 0$.—Si $\varphi > 0$ la resistencia al deslizamiento está determinada por la ley de Coulomb

$$S = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi;$$

y suponiendo la falla de circunferencia crítica de pie de talud, tendremos

$$C_r = \gamma H \frac{1}{f(\alpha, \beta, \gamma, O, \varphi)},$$

para la que se obtiene un máximo con

$$C = \frac{\gamma H_c}{N_s},$$

en la que N_s depende no solamente de β , sino también de φ , estando trazados en la figura 38 los valores de N_s para $\varphi = 4^\circ - 5^\circ - 10^\circ - 15^\circ - 20^\circ$ y 25° .

El caso de falla de circunferencia de punto medio o de base de talud se halla de igual manera, pero calculando los valores de N_s se encuentra que no hay peligro a esta clase de falla, a menos que el ángulo φ sea menor de 5° y β sea menor de 10° .

A la derecha de la línea A_{10} probablemente ocurrirá que la falla se produzca por circunferencia de punto medio, marcando la línea de raya-punto, que parte del punto A_5 , los valores de N_s para $\varphi = 5^\circ$, pero esta diferencia puede ser despreciada y se pueden hacer los cálculos empleando el valor de N_s para circunferencia de pie.

Ejemplos:

1.º Talud de siete metros de altura, de arcilla $\varphi = 0$.

$$c = 2.400 \text{ kgs/m}^2 \quad \gamma = 1.909 \text{ kgs/m}^3,$$

factor de seguridad 1,5. La base firme está en la base del talud, luego

$$n_D = 1,$$

cohesión aprovechable $\frac{2.400}{1,5} = 1.600 \text{ kgs/m}^2$,

$$N_s = \frac{1.900 \times 7}{1.600} = 8,30$$

para $\varphi = 0$ y $n_o = 1$, $\beta = 22^\circ$; la falla tiene lugar por circunferencia de talud.

Si el terraplén asienta sobre un lecho firme a 3,5 metros de profundidad bajo la base del terraplén

$$n_o = \frac{3,5 + 7}{7} = 1,5,$$

$\beta = 12^\circ$, y la falla se produce por circunferencia de pie.

Si la altura del talud es de cinco metros y $n_o = 1,50$, $N_s = \frac{1.900 \times 5}{1.600} = 6$ $\beta = 33^\circ$, y la falla ocurre por circunferencia de punto medio con $n_r \approx 0,50$, es decir, que la grieta ocurre a $0,50 \times 5 = 2,50$ de la base.

2.º Talud de ocho metros de altura $\varphi = 25^\circ$.

$$c = 2.400 \text{ kgs/m}^2 \quad \gamma = 1.900,$$

factor de seguridad 1,5.

Cohesión aprovechable $C = \frac{2.400}{1,50} = 1.600$ kilogramos/m²,

ángulo de rozamiento aprovechable $\operatorname{tg} \varphi_c = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{1,50} = 0,31$.

$$\varphi_c = 11^\circ$$

$$N_s = \frac{\gamma H}{C_c} = \frac{1.900 \times 8}{1.600} = 9,50.$$

$\beta = 45^\circ$ con falla de circunferencia de pie.

