

Carga crítica en cimientos superficiales continuos

Se presenta un método para evaluar la carga crítica en cimientos superficiales continuos. Se denomina carga crítica (q_{crit}) de un cimiento la carga máxima que es posible aplicar a este sin exceder en ningún punto bajo el cimiento la resistencia del suelo de fundación. La carga última (q_{ult}), por otro lado, es la carga máxima aplicable al cimiento antes de que se presente flujo plástico total del suelo. La relación entre carga última y carga crítica sería el factor de seguridad mínimo utilizable para no inducir fallas puntuales, que pueden llevar a colapso total por medio de falla progresiva en el caso de suelos frágiles, metaestables, etc.

ALVARO J. GONZALEZ GARCIA
Ingeniero Civil, MSc., DIC-
Profesor Asociado,
Universidad Nacional de Colombia.

La práctica actual de diseño de funciones para evaluar la capacidad portante de una cimentación es la de calcular su capacidad máxima o última teórica y asignar como la capacidad de trabajo a una fracción de aquella, siendo el factor de seguridad el inverso de esta fracción. Con esto se trata de lograr que la cimentación no falle dentro de su vida esperada (con las cargas previstas) y adicionalmente se busca que las deformaciones elásticas del material no sobrepasen el límite de proporcionalidad.

Sin embargo, en suelos frágiles, metaestables, etc., es posible el fenómeno de falla progresiva, aún cuando no se haya alcanzado la falla general, por efecto de sobrepasarse localmente en algún punto la resistencia del suelo. El colapso total simplemente se difiere en el tiempo (dependiendo de los índices de fragilidad, colapso, etc. y de las variaciones de carga) o se presenta una reducción progresiva (asintótica o no) de los márgenes de seguridad inicialmente adoptados.

En este trabajo se presenta, a manera de divulgación general en nuestro medio, el trabajo desarrollado por otros autores y concretado en un método para la evaluación de la carga máxima que es posible aplicar a un cimiento superficial continuo antes de que se exceda en cualquier punto bajo éste la resistencia del suelo de fundación. A esta carga usualmente se le denomina *carga crítica*.

TEOREMAS DE LA TEORIA DE PLASTICIDAD

Del moderno desarrollo de la Teoría de Plasticidad ha surgido un cuadro consistente del análisis de las teorías de falla en Mecánica de Suelos. El avance principal ha sido la postulación y prueba teórica de dos teoremas básicos por Drucker, Greenberg, y Prager (1 a 5) que pueden enunciarse así (5):

Teorema 1: No ocurrirá colapso si se puede hallar cualquier sistema de esfuerzo que satisfaga las ecuaciones de equilibrio y las condiciones de borde de esfuerzo y el cual no exceda en ningún punto la condición de flujo.

Teorema 2: El colapso debe ocurrir si para cualquier patrón compatible de flujo; considerado solamente como plástico, la tasa a la que las fuerzas externas hacen trabajo en los cuerpos iguala o excede la tasa de disipación interna "(de energía)".

El Teorema 1 indica que el límite inferior a la carga de falla es la correspondiente a un **campo estáticamente admisible**, mientras que el Teorema 2 implica que el límite superior a esta carga de falla es la perteneciente a un **campo cinemáticamente admisible**.

La forma simplista de estos dos teoremas la expresan Juárez Badillo y Rico (6); "... la naturaleza es muy sabia y si se encuentra analíticamente una manera de que el suelo pueda soportar una carga dada, la naturaleza se encargará de que el suelo la soporte con menor dificultad. Análogamente, si se encuentra analíticamente un modo de que la carga impuesta al suelo produzca su falla, la misma naturaleza se encargará de que ocurra con un mecanismo más simple".

Gran atención se ha dedicado a las teorías basadas en el Teorema 2, grupo al cual pertenecen las teorías de falla de cimientos de Prandtl-Reissner, Terzaghi, Caquot-Kérisel, Meyerhof, Berezantev, Balla, Vesic, etc. Menos desarrollo han tenido las teorías de carga relativas al primer teorema, tal vez por la dificultad obvia de poder comparar experimentalmente los resultados teóricos. De este segundo grupo se presenta la teoría de Frohlich-Maag.-Maslov para cimientos superficiales continuos.

ECUACION DE FROHLICH-MAAG.-MASLOV PARA CARGA CRITICA EN CIMIENTOS CONTINUOS

Ö. K. Frohlich en 1934 (7) y E. Maag en 1938 (8) llegaron a la siguiente expresión de carga crítica para un cimiento superficial continuo, colocado a una profundidad **D** sobre un suelo sin peso,

homogéneo, isotrópico y elástico, sin haber sido esforzado previamente en corte y con parámetros de resistencia de Coulumb **c'** y **φ'**: (figura 1) (7).

$$q_{crn} = \frac{\pi(c' \cot \phi' + \gamma_0 D)}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} \tag{1}$$

en donde

- q_{crn} = carga crítica neta = $q_{cr} - \gamma_0 D$
- q_{cr} = carga crítica
- D = profundidad de cimentación
- γ_0 q_{cr} = peso unitario del suelo por encima del nivel de cimentación
- c', ϕ' = parámetros de resistencia del suelo por debajo del nivel de cimentación de modo del que

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \tag{2}$$

la ecuación 1 puede expresarse también como

$$q_{cr} = \frac{c' \pi \cot \phi'}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} + \frac{\cot \phi' + (\pi/2 + \phi')}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} \gamma_0 D \tag{3}$$

la cual podemos simplificar a

$$q_{cr} = c M_c + \gamma_0 D M_q \tag{4}$$

en donde

$$M_q = \frac{\cot \phi' + (\pi/2 + \phi')}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} \tag{5}$$

$$M_c = \frac{\pi \cot \phi'}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} = \cot \phi' (M_q - 1) \tag{6}$$

En 1950 N.N. Maslov (8) sugirió la adición de un término para tener en cuenta el peso del suelo bajo el cimiento, resultando la expresión 4 en:

$$q_{cr} = c M_c + \gamma_0 D M_q + 1/2 (\gamma_1 B M_\gamma) \tag{7}$$

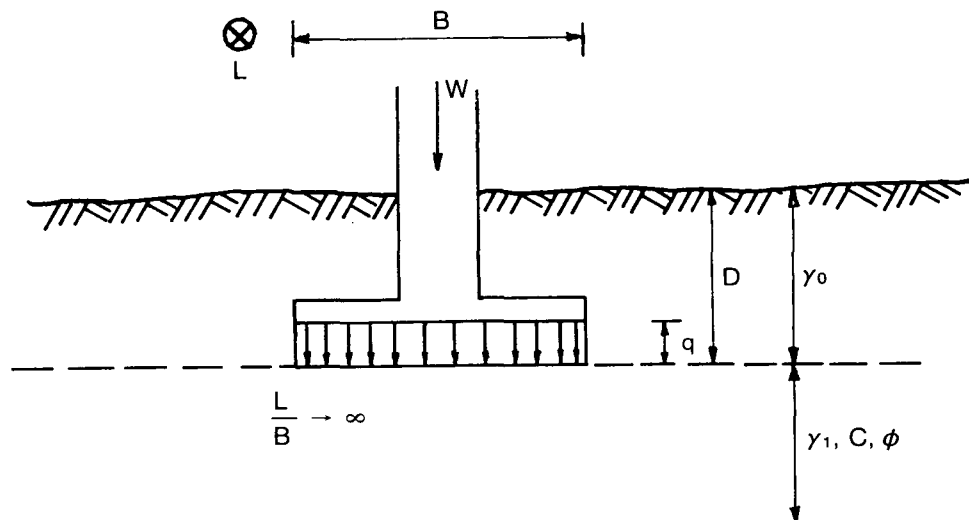


FIGURA 1. Cimiento continuo (nomenclatura).

en donde

γ_1 = peso unitario del suelo por debajo del nivel de cimentación.

B = ancho del cimiento.

$$M_y = 2 \tan \phi' \frac{(\cot \phi' + (\pi/2 + \phi')) - 1}{\cot \phi' - (\pi/2 - \phi')} - 1) = 2 \tan \phi' (M_q - 1) \quad (8)$$

Se aprecia que la expresión 7 es perfectamente análoga a la de capacidad última (ecuación 9) pero empleando factores adimensionales M_c , M_q y M_y en vez de N_c , N_q y N_y y aquéllos como éstos dependen únicamente de ϕ' y por lo tanto son fácilmente tabulables (ver Apéndice).

Para el caso particular $\phi_u = 0$ los coeficientes de carga crítica toman los siguientes valores:

$$M_c = \pi; M_q = 1.0; M_y = 0$$

ECUACION PARA CARGA ULTIMA

La ecuación general para carga última (cumpliendo el Teorema 2) es:

$$q_{ult} = cN_c + \gamma_o DN_q + 1/2 (\gamma_1 BN_y) \quad (9)$$

Aunque no es el objeto principal de este artículo, dedicaremos un breve espacio al análisis de esta ecuación.

Factores N_c y N_q

La mayoría de las derivaciones de estos factores se basan en los trabajos de Prandtl y Reissner (9) quienes resolvieron el problema de penetración de un cimiento superficial en un material con resistencia Mohr-Coulomb, pero sin peso. Las ecuaciones generales son (9):

$$N_c = \tan \psi + \frac{\cos(\psi - \phi')}{\sin \phi' \cos \psi} \{ (1 + \sin \phi') [\exp(3\pi/2 + \phi' - 2\psi) \tan \phi'] - 1 \} \quad (10)$$

$$N_q = \frac{\cos(\psi - \phi')}{\cos \psi} \tan(\pi/4 + \phi'/2) \exp[(3\pi/2 + \phi' - 2\psi) \tan \phi'] \quad (11)$$

en donde

ψ = ángulo con la horizontal del límite de la zona de equilibrio (figura 2).

$$\phi' \leq \psi \leq \pi/4 + \phi'/2 \quad (12)$$

para un cimiento perfectamente liso (q es esfuerzo principal)

$$\psi = \pi/4 + \phi'/2 \quad (13)$$

$$N_q = \tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \exp(\pi \tan \phi') \quad (14)$$

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$$

$$N_q = N_q \text{ (ec. 14)} \quad (15)$$

que son las expresiones adoptadas por la mayoría de los autores.

Terzaghi (9) asumió para un cimiento rugoso

$$\psi = \phi' \quad (16)$$

con lo cual

$$N_q = \frac{\exp[(3\pi/2 - \phi') \tan \phi']}{2 \cos^2(\pi/4 + \phi'/2)} \quad (17)$$

$$N_c = \cot \phi' (N_q - 1) \quad N_q = N_q \text{ (ec.17)} \quad (18)$$

Meyerhof (10), por su parte, llegó a la conclusión de que los valores mínimos de N_c y N_q para cimientos rugosos implican

$$\psi = 1.2 \phi' \quad (19)$$

con lo cual obtiene valores de N_c y N_q algo menores a los de Terzaghi.

Factor N_y

Al involucrar el peso del suelo por debajo del nivel de cimentación se presentan divergencias entre los autores respecto al valor de N_y .

Terzaghi (Ref. 9) deduce que:

$$N_y = 1/2 \left(\frac{K_{pr}}{\cos^2 \phi'} - 1 \right) \tan \phi' \quad (20)$$

En donde K_{pr} es el valor del coeficiente de empuje pasivo deducido por los métodos de la espiral o del círculo de fricción.

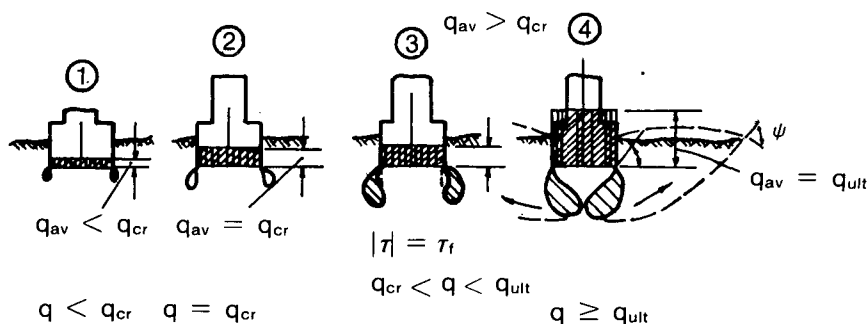


FIGURA 2. Desarrollo del patrón de falla (Ref. 8).

Teorema 1

Teorema 2

Por su parte Meyerhof (11) establece la expresión aproximada

$$N_y = (N_q - 1)\tan(1.4\phi') \quad N_q = N_q \text{ (ec. 14)} \quad (21)$$

Caquot y Kérisel (12) llegan a otra expresión

$$N_y = \frac{\cot(\pi/4 - \phi'/2)}{2\text{sen}(\pi/4 - \phi'/2)} [K_p - \text{sen}(\pi/4 - \phi'/2)] \quad (22)$$

en donde K_p se obtiene por el método de Boussinesq (12)

Esta expresión es aproximada por Vesic (13) a :

$$N_y = 2(N_q + 1)\tan\phi' \quad N_q = N_q \text{ (ec. 14)} \quad (23)$$

Hansen (14) propone la siguiente aproximación

$$N_y = 1.8(N_q - 1)\tan\phi' \quad N_q = N_q \text{ (ec. 14)} \quad (24)$$

mientras que Feda (15) dedujo la relación empírica

$$N_y = \frac{\exp(\phi'/4)}{100}, \quad (\phi' \text{ en grados}) \quad (25)$$

Previamente Taylor (16) y Jiménez Salas (17) sugieren emplear

$$N_y = \tan(\pi/4 + \phi'/2) (N_q - 1); \quad N_q = N_q \text{ (ec. 14)} \quad (26)$$

El resumen de estas expresiones se consigna en el cuadro 1 y puede apreciarse que para N_y es donde aún no existe acuerdo entre los investigadores.

Coefficientes adoptados

Para efectos de comparación entre cargas críticas y cargas últimas emplearemos los valores de N_c y N_q de las expresiones de Prandtl (ecuaciones 14 y 15) y Terzaghi (ecuaciones 17 y 18) y para N_y las expresiones 33 (ver factor limitante de seguridad respecto a resistencia) y Terzaghi (ecuación 20) para cimientos lisos y rugosos respectivamente.

FACTORES DE SEGURIDAD LIMITANTES

Conocida la expresión de la carga crítica es interesante evaluar los valores de factor de

CUADRO 1
Valores de coeficientes de capacidad portante

Coeficiente	Autor	Expresión	Rugosidad	Observaciones
M_q	Maag (1938)	$\cot\phi + (\pi/2 - \phi)/[\cot\phi - (\pi/2 - \phi)]$	Liso	Teórico
M_c	Fröhlich (1932)	$\pi\cot\phi/[\cot\phi - (\pi/2 - \phi)] = \cot\phi(M_q - 1)$	Liso	Teórico
M_y	Maslov (1950)	$2\tan\phi(M_q - 1)$	Liso	Teórico
N_q	Prandtl-Reissner (1920 - 1924)	$\sec\psi\cos(\psi - \phi)\tan(\pi/4 + \phi/2) \exp[(3\pi/2 + \phi - 2\psi) \tan\phi]$	General	Teórico
	Id (varios)	$\tan^2(\pi/4 + \phi/2) \exp(\pi\tan\phi) \quad (\psi = \pi/4 + \phi/2)$	Liso	Teórico
	Id Terzaghi (1934)	$1/2 \sec^2(\pi/4 + \phi/2) \exp(3\pi/2 - \tan\phi) \quad (\psi = \phi)$	Rugoso	Teórico
	Meyerhof (1955)	Emplea $\psi = 1.2\phi$		Para N_c, N_q Min Teórico
N_c	Prandtl-Reissner (1920 - 1924)	$\tan\psi + \frac{\cos(\psi - \phi)}{\text{sen}\phi \cos\psi} \{(1 + \text{sen}\phi)\exp[(3/2\pi + \phi - 2\psi) \tan\phi] - 1\}$	General	Teórico
	Prandtl-Reissner (1920 - 1924)	$\cot\phi(N_q - 1)$	General	Depende de N_q adoptado
N_y	Terzaghi (1943)	$1/2\tan\phi [K_p \sec^2\phi - 1]$	Rugoso	K_p
	Meyerhof (1963)	$(N_q - 1)\tan(1.4\phi)$	Rugoso	N_q (Prandtl)
	Caquot-Kerisel (1966)	$1/2\cot(\pi/4 - \phi/2)[K_p \csc(\pi/4 - \phi/2) - 1]$	Liso	K_p (Boussinesq)
	Vesic (1975)	$2(N_q + 1)\tan\phi$	Liso	Apx. numérica
	Brinch Hansen (1961)	$1.8(N_q - 1)\tan\phi$	Liso	Apx. numérica
	Feda (1960)	$0.01 \exp(\phi/4)$		Empírica
	Taylor (1948) Jiménez Salas (1954)	$(N_q - 1)\tan(\pi/4 + \phi/2)$	Liso	
Este artículo (1978)	$2(N_q - 1)\tan\phi$	Liso		

Nota: Este cuadro no es ni pretende ser exhaustivo.

seguridad que es necesario emplear con la carga última para obtener aquella.

Factor limitante de seguridad respecto a capacidad portante

Definimos este factor como

$$F_{b)y} = \frac{q_{ultn}}{q_{crn}} \quad (27)$$

en donde

$F_{b)y}$ = Factor Limitante de Seguridad respecto a Capacidad Portante.

q_{ultn} = Capacidad neta última = $q_{ult} - \gamma \cdot D$

q_{crn} = Capacidad neta crítica = $q_{cr} - \gamma \cdot D$

adoptando

$$N_B = \frac{C}{\gamma_1 B} \quad (28a) \quad N_D = \frac{\gamma_o D}{\gamma_1 B} \quad (b) \quad (28)$$

$$QU_n = \frac{q_{ult} n}{\gamma_1 B} \quad (29a) \quad QC_n = \frac{q_{cr} n}{\gamma_1 B} \quad (29)$$

obtenemos

$$F_{b)y} = \frac{QU_n}{QC_n} = \frac{N_c (N_B + N_D \tan \phi') + 1/2 N_\gamma}{M_c (N_B + N_D \tan \phi' + \tan^2 \phi')} \quad (30)$$

en forma general puesto que en todos los casos $N_c = \cot \phi' (N_q - 1)$

$F_{b)y$, se puede obtener reemplazando valores compatibles de N_c y N_γ con los valores de M_c que hay en tabla del apéndice.

a) Para el caso particular se obtiene:

$$\phi' = \phi_u = 0 \quad (N_q = M_q = 1, N_\gamma = M_\gamma = 0)$$

$$F_{b)y} = \frac{N_c}{M_c \phi' = 0} = \frac{\pi + 2}{\pi} = 1.6366$$

cimientos lisos (Prandtl) (31)

$$= \frac{3\pi/2 + 1}{\pi} = 1.8183 \quad (31a)$$

cimientos rugosos (Terzaghi)

b) Para cimientos lisos y $N_\gamma = 2 \tan \phi' (N_q + 1)$ Vesic obtiene

$$F_{b)y} = \frac{1}{M_c} \left(N_c + \frac{2 \tan \phi'}{N_B + N_D \tan \phi' + \tan^2 \phi'} \right) \quad (32)$$

c) Para el caso $c' = 0 (N_B = 0)$ y la teoría de Terzaghi para cimientos rugosos se han obtenido los valores de la figura 3 (19).

d) Es interesante anotar que para

$$N_\gamma = 2 \tan \phi' (N_q - 1) \quad (33)$$

$$F_{b)y} = \frac{N_c}{M_c} \quad \text{para todos los casos (incluyendo}$$

$$c' = 0 \text{ y } \phi'_u = 0) \quad (34)$$

Como esta expresión 33 de N_γ toma forma similar a la de M_γ y se encuentra cercana a expresiones de N_γ previamente listadas, en especial a la de Brinch-Hansen (ecuación 24), se sugiere que, dada la dispersión de valores para este coeficiente, se adopte el de la expresión 33, máxime cuando el análisis estadístico de las diversas soluciones propuestas para N_γ , llevado a cabo por DeMello (18) concluye que:

$$N_\gamma \approx 2.06 \tan \phi' (N_q - 1)$$

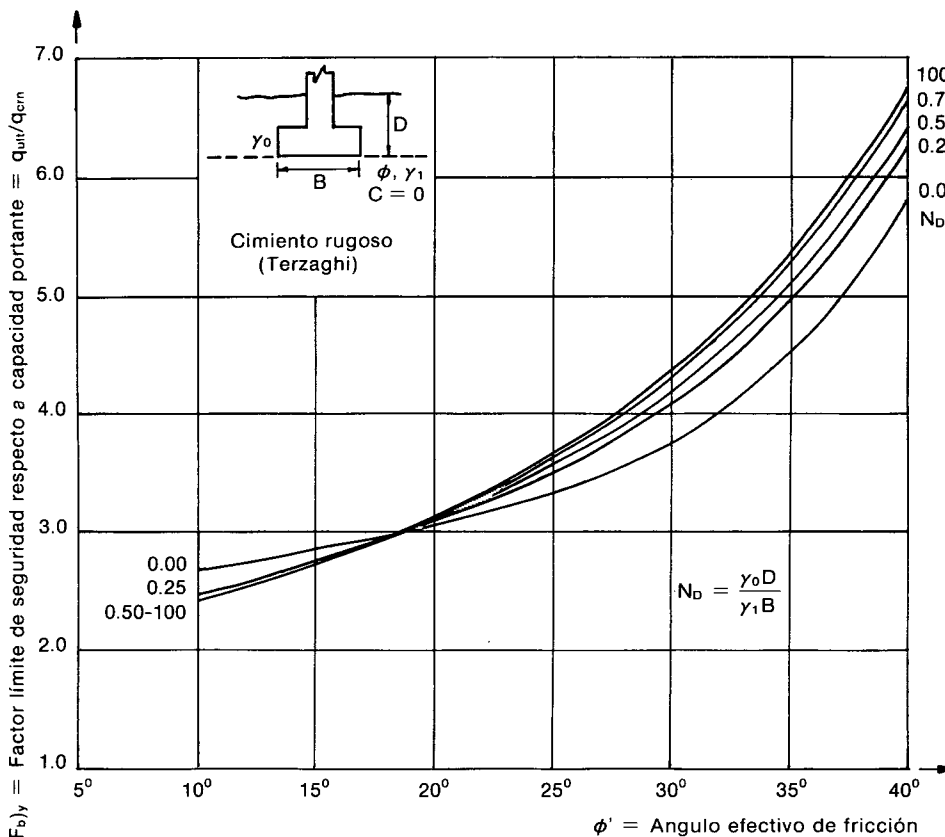


FIGURA 3.

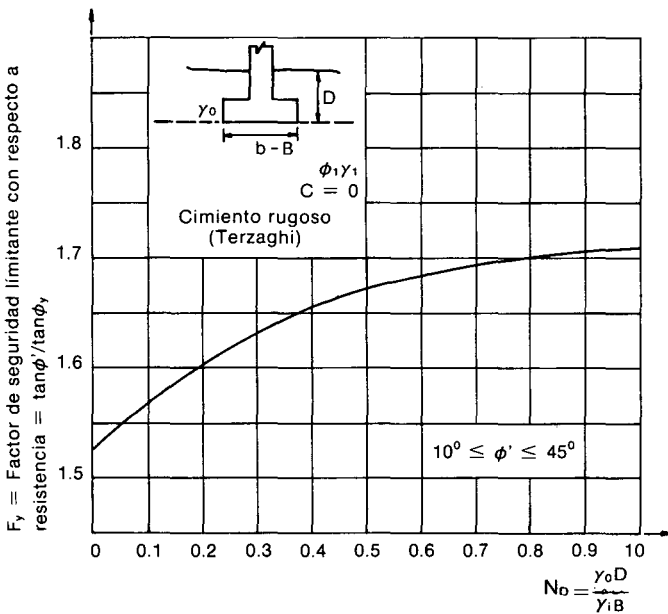


FIGURA 4.

El listado de las expresiones 33 y 34 se encuentra en el apéndice.

Factor limitante de seguridad respecto a resistencia

Definimos este factor como:

$$F_y = \frac{\tau_f}{\tau_{cr}} = \frac{C' + \tan \phi'}{C_y + \tan \phi'_y} \quad (36)$$

en donde

F_y = Factor limitante de seguridad respecto a resistencia

τ_f = Esfuerzo cortante último

τ_{cr} = Esfuerzo cortante crítico

C, ϕ' = Parámetros de resistencia última

C_y, ϕ'_y = Parámetros de resistencia crítica

Lo cual implica necesariamente

$$F_y = \frac{c'}{c_y} = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'_y} = \frac{N_B'}{N_B}_y \quad (37)$$

este factor se evalúa haciendo

$$q_{crn}(C', \phi') = q_{ultn}(C_y, \phi'_y) \quad (38)$$

a) Para el caso particular

$$\phi_u = 0$$

$$F_y = (F_b)_y = \frac{\pi + 2}{\pi} = 1.6366$$

cimientos lisos (Prandtl)

$$= \frac{3\pi/2 + 1}{\pi} = 1.8183$$

cimientos rugosos (Terzaghi)

b) Para cimientos lisos y $N_y = 2 \tan \phi' (N_q + 1)$ (Vesic) es necesario resolver por aproximación una ecuación compleja, que, por la recomendación de factor limitante de

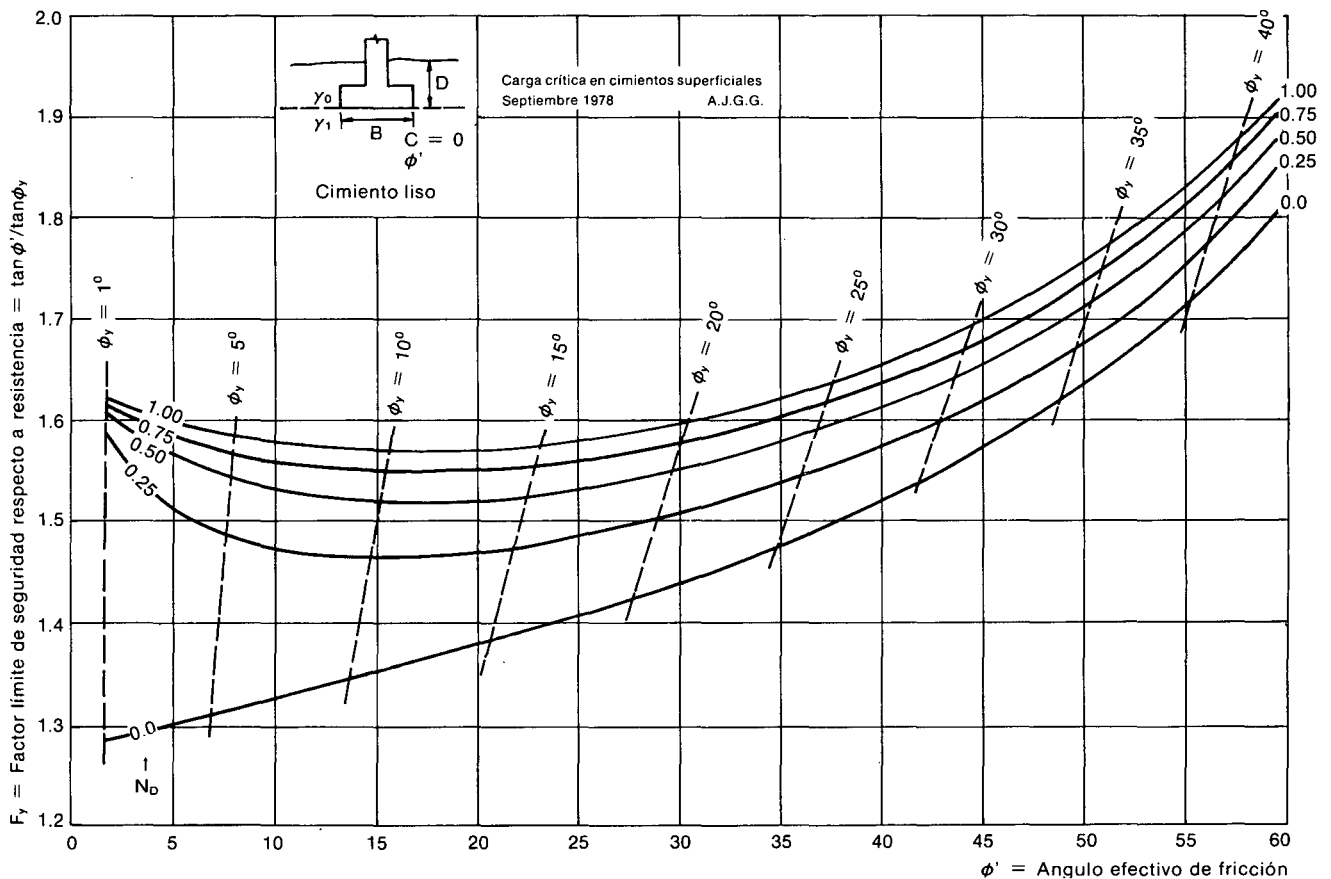


FIGURA 5.

seguridad respecto a capacidad portante, literal d) no hemos llevado a cabo.

- c) Para el caso $c' = 0$ ($N_B = 0$) y la teoría de Terzaghi para cimientos rugosos se han obtenido los valores de la figura 4 (19) para:

$$10^\circ \leq \phi' \leq 45^\circ$$

Es interesante anotar que en este caso F_y es prácticamente independiente de ϕ' y sólo varía con N_D con errores máximos del 2%.

- d) Para cimientos lisos y $N_y = 2 \tan \phi' (N_q - 1)$, que hemos recomendado, obtuvimos de:

$$QC_n(\phi') = QU_n(\phi'_y)$$

Los valores que se presentan en la figura 5 para:

$$N_B = 0 \text{ y } N_D = 0 \text{ a } 1.00$$

ECUACIONES SIMPLIFICADAS DE CAPACIDAD PORTANTE

Con el valor propuestos para N_y (ecuación 33) se obtiene el interesante resultado que los valores de QU_n dependen únicamente de N_c , N_B y N_D y no hay necesidad de los valores N_q y N_y ya que éstos son función de N_c y ϕ'

Igual cosa sucede con QC_n que tan sólo depende de M_c , N_B y N_D ya que M_q y M_y son función de M_c y ϕ'

En consecuencia las ecuaciones de capacidad portante pueden expresarse como:

$$QU_n = \frac{q_{ult} - \gamma_0 D}{\gamma_1 B} = N_c (N_B + N_D \tan \phi' + \tan^2 \phi') \quad (39)$$

$$QC_n = \frac{q_{crit} - \gamma_0 D}{\gamma_1 B} = M_c (N_B + N_D \tan \phi' + \tan^2 \phi') \quad (39a)$$

en donde:

$$N_c = \cot \phi' (\tan^2(\pi/4 + \phi'/2) \exp(\pi \tan \phi')) - 1$$

$$N_B = \frac{C}{\gamma_1 B} \quad N_D = \frac{\gamma_0 D}{\gamma_1 B}$$

y tan solo es necesario conocer N_c y M_c como factores de capacidad portante.

CONCLUSIONES

- Trabajos teóricos permiten calcular el valor del límite inferior a la carga de falla o carga crítica, valor que puede ser de gran utilidad en suelos frágiles, metaestables, etc.
- De la forma general de la ecuación de la carga crítica es posible deducir que el valor $N_y = 2 (N_q - 1) \tan \phi'$ es el valor más aceptable para este coeficiente. Este valor se confirma con regresiones estadísticas (18).
- El valor de N_y propuesto permite emplear en los análisis de capacidad portante tan sólo el factor N_c para carga última (y M_c para carga crítica) simplificando enormemente la labor de cálculo.
- Todos los análisis anteriores son únicamente para cimientos superficiales ($D/B \leq 1$), continuos ($L/B \rightarrow \infty$) sobre materiales homogéneos, isotrópicos, elásticos y con resistencia de Mohr-Coulomb (c', ϕ'). Para características diferentes, tanto los valores de carga crítica así como las simplificaciones de las ecuaciones de capacidad portante no pueden aplicarse sin un riguroso análisis previo.

BIBLIOGRAFIA

- DRUCKER, D. C. Some Implications of Work Hardening and Ideal Plasticity. *Quarterly Journal of Applied Mathematics*, Vol. 7: 411-418, 1950.
- DRUCKER, D. C., GREENBERG, H. J. and PRAGER, W. The safety factor of an elastic-plastic body in plane strain - *Journal of Applied Mechanics - Transactions ASME*, Vol. 18: 371-378, 1951.
- DRUCKER, D.C., PRAGER, W. and GREENBERG, H.J. Extended limit design theorems for continuous media. *Quarterly Journal of Applied Mathematics*, Vol. 9: 381-389, 1952.
- DRUCKER, D.C. and PRAGER, W. Soil Mechanics and Plastic Analysis of Limit Design. *Quarterly Journal of Applied Mathematics* Vol. 10: 157-165, 1952.
- DRUCKER, D.C. Coulomb friction plasticity and limit loads. *Journal of Applied Mechanics - Transactions ASME*, Vol. 21: 71, 1954.
- JUAREZ BADILLO E. y RICO RODRIGUEZ, A. *Mecánica de Suelos*. Tomo II, pp. 236-241. Segunda edición, Editorial Limusa, México, 1973.
- JUMIKIS, A.R. *Mechanics of soils - Fundamentals for Advanced Study D*. Van Nostrand, 1964.
- WILUN, Z. and STARZEWSKI, D. *Soil Mechanics in Foundation Engineering*. Vol. 2. Theory and Practice, pp. 30-35 INTERTEXT, Londres, 483 pp., 1972.
- TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, 510 pp., 1973.
- MEYERHOF, G. G. Influence of roughness of base and ground water condition on the ultimate bearing capacity of foundations. *Geotechnique* Vol. 5: 227-231, 1955.
- MEYERHOF, G. C. Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal* VI. Nº 1: 16, 1963.
- CAQUOT A., KERISEL J. (1966). *Tratado de Mecánica de Suelos*, primera edición en castellano, Interciencia, Madrid, 1969.
- VESIC, A. S. Bearing Capacity of Shallow Footing en *Foundation Engineering Handbook*. H. F. Winterkorn y H. S. Fang-Editores pp. 121-147, Van Nostrand-Reenhold. Co. 1975.
- HANSEN, J. B. A general formula for bearing capacity. *Ingeniren, International Edition*, Vol. 5: 38-46, 1961.
- FEDA, V. Research on the Bearing Capacity of Loose Soil. *5 ICSMFE*, Vol. 1: 635, París, 1961.
- TAYLOR, D. W. *Foundations of soil mechanics*. John Wiley & Sons, New York, 1948.
- JIMENEZ SALAS, J. A. *Mecánica del Suelo*. Editorial Dosat, Madrid, 1954.
- DE MELLO, VF. B. Foundations of Buildings in Clay. *State of the Art*, Vol. 7. ICSMFE - pp. 69, México, 1969.
- GONZALEZ, A. J. *Safety Factors - A conceptual review*. Tesis sin publicar. Imperial College, Londres, 1974.

ANEXO

CARGA CRITICA EN CIMENTOS SUPERFICIALES (ANEXO)

.....
 • INGENIERIA E MICROSISTEMAS •

 • FACTORES DE CAPACIDAD PORTANTE •
 • CARGA CRITICA - CARGA ULTIMA •

PMI	HC	PO	H6	HC	H0	HG	FOY
0.0	3.14159	1.00000	0.00000	5.14159	1.00000	6.00000	1.63662
1.0	3.22315	1.01636	0.01197	5.37926	1.01636	6.00320	1.66585
2.0	3.31364	1.11592	0.00800	5.63160	1.19866	6.01374	1.69645
3.0	3.41321	1.17080	0.01975	5.99977	1.30919	6.03241	1.72851
4.0	3.51609	1.24944	0.03433	6.43504	1.43250	6.06049	1.76212
5.0	3.61616	1.33505	0.05527	6.88982	1.56770	6.09933	1.79738
6.0	3.71307	1.39034	0.08205	7.41264	1.71604	6.15052	1.83438
7.0	3.80728	1.46619	0.11522	7.95820	1.87852	6.21583	1.87325
8.0	3.93250	1.55269	0.15535	8.52736	2.05750	6.29736	1.91410
9.0	4.04778	1.64114	0.20305	9.12217	2.25475	6.39747	1.95707
10.0	4.16767	1.73407	0.25716	9.74493	2.47144	6.51691	2.00230
11.0	4.29197	1.83426	0.32433	10.39814	2.71019	6.64485	2.04995
12.0	4.42033	1.93968	0.39947	11.08461	2.97351	6.78356	2.10020
13.0	4.55478	2.05155	0.48554	11.80746	3.26423	6.93342	2.15322
14.0	4.69400	2.17034	0.58360	12.56713	3.58556	7.09331	2.20923
15.0	4.83876	2.29654	0.69482	13.36451	3.94115	7.26316	2.26845
16.0	4.98838	2.43060	0.82048	14.19990	4.33511	7.44265	2.33113
17.0	5.14617	2.57334	0.96204	15.07384	4.767215	7.64352	2.39754
18.0	5.30349	2.72516	1.12108	15.98666	5.23574	7.85678	2.46797
19.0	5.47570	2.88681	1.29936	16.93956	5.74771	8.08397	2.54276
20.0	5.65720	3.05905	1.49887	17.93471	6.30919	8.32304	2.62227
21.0	5.84242	3.24265	1.72178	18.96488	6.92076	8.57407	2.70691
22.0	6.03581	3.43863	1.97054	20.03286	7.58212	8.83612	2.79712
23.0	6.23728	3.64732	2.24787	21.14063	8.29619	9.10936	2.89339
24.0	6.44714	3.87134	2.55681	22.29254	9.06339	9.49396	2.99630
25.0	6.67018	4.11036	2.90077	23.48203	9.886214	9.98916	3.10644
26.0	6.90150	4.36614	3.28355	24.71441	10.76520	10.50590	3.22403
27.0	7.14408	4.63909	3.70904	25.99217	11.69915	11.04455	3.34833
28.0	7.39834	4.93377	4.18324	27.31834	12.68988	11.60498	3.47972
29.0	7.66514	5.24886	4.71036	28.69047	13.83831	12.19873	3.61770
30.0	7.94535	5.58725	5.29690	30.10963	15.14612	12.82609	3.76237
31.0	8.23887	5.95101	5.94974	31.67113	16.61379	13.48804	3.91390
32.0	8.54671	6.34245	6.67657	33.38026	18.24278	14.18658	4.07255
33.0	8.87534	6.76410	7.48650	35.24031	19.94801	14.92309	4.23861
34.0	9.21775	7.21880	8.38327	37.25373	21.72279	15.69806	4.41230
35.0	9.58244	7.70969	9.36936	39.80960	23.57069	16.51409	4.59293
36.0	9.96541	8.24028	10.44976	42.52047	25.49620	17.37260	4.78080
37.0	10.37021	8.81451	11.72731	45.39060	27.50391	18.26618	4.97633
38.0	10.79854	9.43674	13.18331	48.41377	29.60025	19.19732	5.17904
39.0	11.25225	10.11170	14.75734	51.59661	31.79046	20.16835	5.38940
40.0	11.73342	10.84551	16.52272	54.93311	34.07521	21.18115	5.60788
41.0	12.24429	11.64330	18.50503	58.42829	36.55969	22.23760	5.83467
42.0	12.78737	12.51386	20.73415	62.08640	39.24762	23.33970	6.06994
43.0	13.36544	13.46347	23.24476	65.91042	42.14226	24.48955	6.31482
44.0	13.98156	14.50184	26.07715	70.00360	45.24750	25.68712	6.56960
45.0	14.63517	15.63919	29.27834	74.37384	48.56784	26.93468	6.83449
46.0	15.32807	16.88718	32.90331	79.02764	52.10171	28.23360	7.10976
47.0	16.06453	18.25527	37.01660	83.96978	55.94286	29.58529	7.39575
48.0	16.84032	19.74792	41.69422	89.20502	60.00000	31.00000	7.69275
49.0	17.66072	21.36954	47.02600	94.84000	64.26666	32.57777	7.99999
50.0	18.52006	23.12537	53.11853	101.18176	68.73333	34.22222	8.31666
51.0	19.41439	25.01351	60.09976	108.03229	73.40000	35.93333	8.64333
52.0	20.34703	27.03912	68.01855	115.39623	78.26666	37.70000	8.97999
53.0	21.32029	30.11759	77.36033	123.27077	83.33333	39.53333	9.32666
54.0	22.33771	32.36396	88.04430	131.66099	88.60000	41.43333	9.68333
55.0	24.62178	36.16355	100.43752	140.57201	94.06666	43.39999	10.05000
56.0	26.12572	39.71891	114.86557	150.02275	99.73333	45.43333	10.42666
57.0	27.77637	43.71247	131.72766	160.03291	105.60000	47.53333	10.81333
58.0	29.58057	48.31881	151.51588	170.61321	111.66666	49.69999	11.21000
59.0	31.56170	53.52749	174.84081	181.77719	117.96666	51.93333	11.61666
60.0	33.74417	59.44661	202.46500	185.10499	124.40000	54.26666	12.03333