



Universidad de Chile

fcfm
Ingeniería
FACULTAD DE CIENCIAS
FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
UNIVERSIDAD DE CHILE



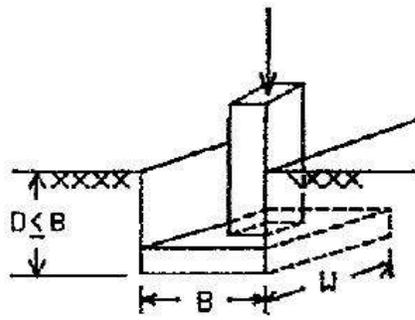
CAPACIDAD DE SOPORTE EN FUNDACIONES SUPERFICIALES (Prof. Ricardo Moffat)

TIPOS DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

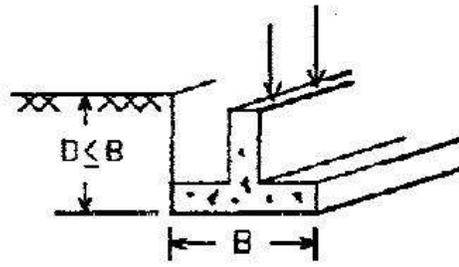
Las fundaciones superficiales se utilizan cuando el suelo competente se encuentra a profundidades relativamente bajas que la hagan técnica y económicamente factible. De lo contrario se requiere implementar fundaciones profundas (pilas o pilotes) o bien recurrir a técnicas de mejoramiento del suelo en profundidad (por ejemplo pilotes de grava, compactación dinámica, vibroflotación, pilotes de compactación, etc.) Sin embargo, cuando se requiere disponer subterráneos muchas veces la profundidad de fundación queda definida por la cantidad de subterráneos mas que por condiciones geotécnicas.

En la Fig. 1 se establecen algunos de los tipos de fundación superficiales. Muchas veces se recurre a soluciones por excavación y reemplazo con espesores relativamente discretos, ya sea utilizando rellenos granulares compactados o rellenos de hormigón pobre. Los rellenos compactados suelen disponerse solo bajo las fundaciones aunque en algunos casos, por razones constructivas, se emplea una excavación masiva en toda la planta de la estructura. Los rellenos de hormigón pobre en la mayoría de los casos se disponen solo bajo las fundaciones.

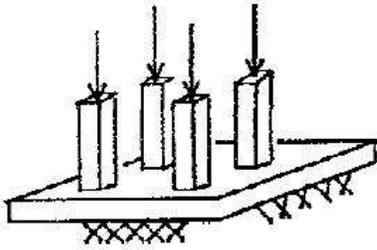
Normalmente, las fundaciones se dimensionan para constituir elementos rígidos que se asientan y giran como “cuerpo rígido”, siendo menos frecuente el empleo de fundaciones flexibles como el sistema de losa-radier indicado en la Fig. 1 c.



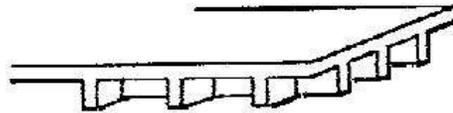
a. SPREAD FOOTING



b. WALL FOOTING



c. FLAT MAT WITH
MULTIPLE COLUMNS



d. RIBBED MAT

Figura 1. Tipos de Fundaciones comunes

CAPACIDAD DE SOPORTE DE FUNDACIONES SUPERFICIALES

1. FALLA DRENADA

La capacidad de soporte de una fundación superficial como la indicada en la Fig. 2 es la tensión aplicada, q_{ult} , sobre el sello de fundación, SF, para provocar la falla del suelo de apoyo. Dependiendo de las características del suelo (por ejemplo densidad) se pueden observar distintos tipos de modo de falla; Falla general, Falla local y falla por punzonamiento (ver Figura 3)

Es posible representar la falla drenada del suelo de fundación mediante distintas superficies de falla que se acercan a las observadas en experiencias de laboratorio y en fallas de estructuras. Estas representaciones pueden ir desde muy simples con geometrías formadas por líneas rectas a más sofisticadas que buscan acercarse más a lo observado empíricamente. El mecanismo o geometría de falla más utilizado es el propuesto por Terzaghi. Este mecanismo se representa en la Fig. 2 y consiste en una cuña central definida por un ángulo $\alpha=\phi$ que considera que el contacto entre el suelo y la fundación es rugoso. Para que se produzca falla la cuña central debe desplazar las cuñas pasivas que la flanquean, las cuales suministran una reacción que en la falla corresponde a su resistencia a pasiva, P_p . En la deducción de la expresión para obtener el valor de q_{ult} se consideran las siguientes hipótesis:

- La cuña central se define con un ángulo $\alpha=\phi$, aunque existen otros mecanismos de falla como el de Terzaghi-Hansen que postulan $\alpha=45^\circ+\phi/2$.
- Se desprecia la resistencia del suelo sobre el sello de fundación (dentro de la profundidad de fundación, D , el suelo es una sobrecarga sin resistencia).
- El suelo de fundación se representa por el par $c-\phi$ y por su peso unitario, γ , que son constantes (suelo homogéneo e isótropo).

- La falla del suelo se rige por el criterio de falla de Mohr-Coulomb $\tau_f = c + \bar{\sigma}_f \operatorname{tg} \phi$, en que $\bar{\sigma}_f$ es la tensión efectiva normal al plano de falla en el momento en que se alcanza la falla.
- El suelo tiene un comportamiento tensión deformación del tipo rígido plástico (no incluye el efecto de la dilatación).
- Si el suelo no es homogéneo en planta (por ejemplo que el par $c-\phi$ al costado derecho del eje de la fundación sea distinto al del costado izquierdo) en la falla, mas que un asentamiento parejo, se generará un asentamiento mas un giro hacia el costado mas débil.
- La expresión de q_{ult} se deduce para una fundación muy larga (zapata corrida) en la que $L \gg B$ siendo L su longitud y B su ancho.

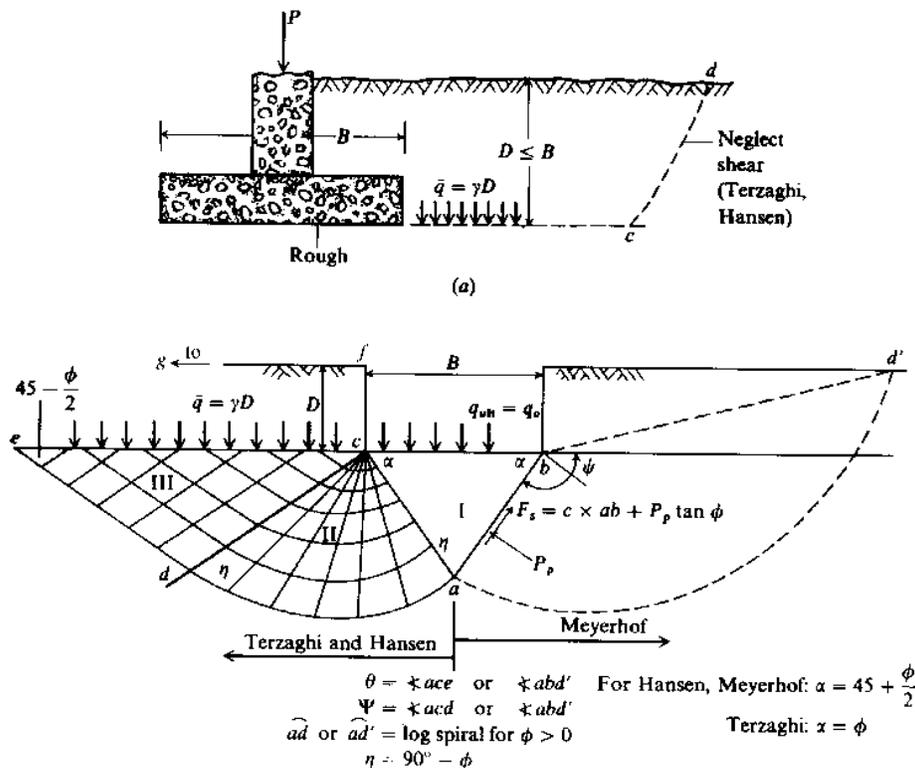


Figura 2. Modelo Teórico de capacidad de soporte.

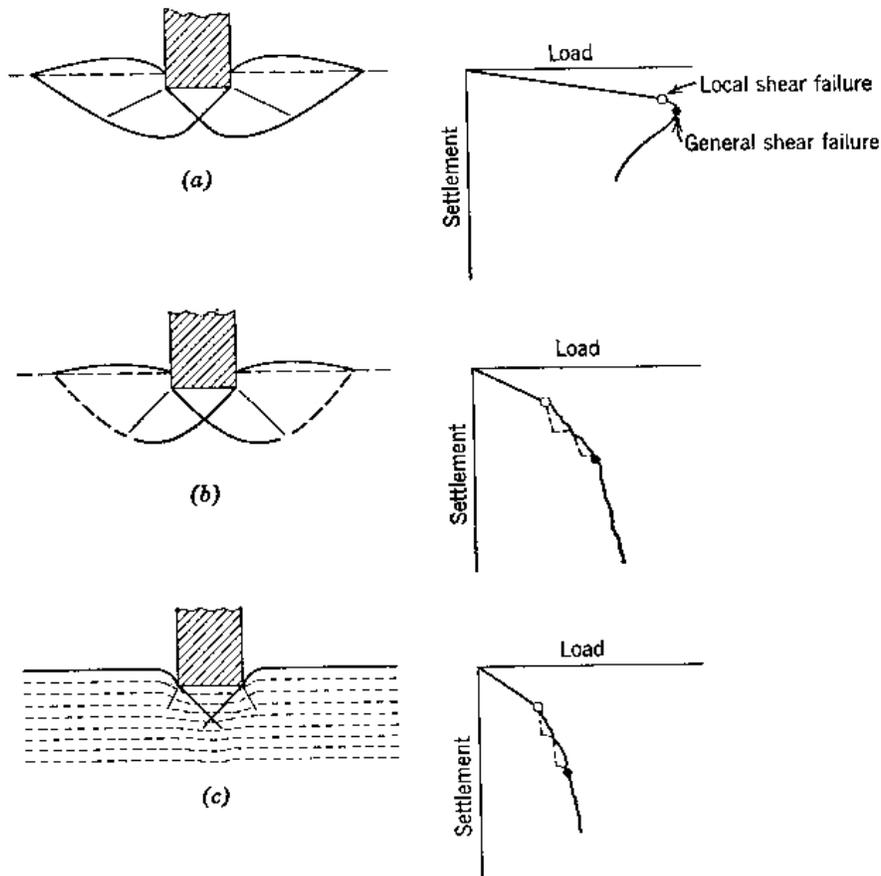


Fig. 14.4 Load-settlement curves and shear zones observed during model tests on sand. (a) Dense sand. (b) Medium dense sand. (c) Very loose sand. (After Vesic, 1963.)

Figura 3. Tipos de falla observados; a) falla por corte general, b) falla local, c) falla por punzonamiento.

Mediante el análisis de la superficie de falla mostrada en la Fig. 2 se puede desarrollar la expresión de q_{ult} que conduce a la fórmula de capacidad de soporte para la zapata corrida analizada:

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma + q_s N_q \quad (1)$$

en que N_c , N_γ y N_q son los factores de capacidad de soporte son función de ϕ .

En la Tabla I se entregan los factores de capacidad de soporte obtenidos con el mecanismo de falla postulado por Terzaghi.

TABLA I Factores de Capacidad de Soporte según Terzaghi (Bowles, 1988)

ϕ°	N_q	N_c	N_γ	ϕ°	N_q	N_c	N_γ
0	1.00	5.71	0.0	28	17.81	31.61	15.7
2	1.22	6.30	0.2	30	22.46	37.16	19.7
4	1.49	6.97	0.4	32	28.52	44.04	27.9
6	1.81	7.73	0.6	34	36.50	52.64	36.0
8	2.21	8.60	0.9	35	41.44	57.75	42.4
10	2.69	9.60	1.2	36	47.16	63.53	52.0
12	3.29	10.76	1.7	38	61.55	77.50	80.0
14	4.02	12.11	2.3	40	81.27	95.66	100.4
16	4.92	13.68	3.0	42	108.75	119.67	180.0
18	6.04	15.52	3.9	44	147.74	151.95	257.0
20	7.44	17.69	4.9	45	173.29	172.29	297.5
22	9.19	20.27	5.8	46	204.19	196.22	420.0
24	11.40	23.36	7.8	48	287.85	258.29	780.1
26	14.21	27.09	11.7	50	415.15	347.51	1153.2

2. ADECUACIONES A LA FORMULA DE CAPACIDAD DE SOPORTE

2.1 Efecto de la napa

2.2 Suelo parcialmente saturado

Se utiliza la ec.(1) con el $c-\phi$ obtenido directamente de ensayos triaxiales o de corte directo en probetas parcialmente saturadas en los que la envolvente de falla se define con tensiones totales. El peso unitario, γ , corresponderá al que tiene el suelo con su grado de saturación, mientras que la cohesión definida con los ensayos involucrará a la debida a la

saturación parcial y a la componente cohesiva debida a agentes cementantes u otros, si es que los hay.

2.3 Correcciones por zapatas adyacentes, por forma y por enterramiento

La ec. (1) se expresa en términos generales como:

$$q_{ult} = cN_c (S_c) + 0.5\gamma BN_\gamma (S_\gamma) + q_s N_q (S_q)$$

donde

$$S_c = S_{cs}S_{ci}S_{cd}S_{c\beta}S_{c\delta}$$

$$S_q = S_{qs}S_{qi}S_{qd}S_{q\beta}S_{q\delta}$$

$$S_\gamma = S_{\gamma s}S_{\gamma i}S_{\gamma d}S_{\gamma\beta}S_{\gamma\delta}$$

En la siguiente tabla se muestran los factores de corrección según Vesic (1975). Estos factores de corrección consideran forma de la zapata (s), cargas inclinadas (i), Profundidad de la fundación (d), pendiente del terreno (β), e inclinación de la base (δ).

TABLA II Factores de corrección según Vesic (1972)

Factor	S_c	$S_{q\beta}$	$S_{q\delta}$	S_γ
Foundation shape, s	$S_{cs} = 1 + \frac{B' N_q}{L' N_c}$	$S_{qs} = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \phi$		$S_{\gamma s} = 1 - 0.4 \frac{B'}{L'}$
Inclined loading, i [1]	$\phi = 0$, $S_{ci} = 1 - \frac{mH}{B' L' c N_c}$	$S_{qi} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi} \right)^m$	$S_{\gamma i} = \left(1 - \frac{H}{V + B' L' c \cot \phi} \right)^{m-1}$	
	$\phi > 0$, $S_{ci} = S_{qi} - \frac{1 - S_{qi}}{N_c \tan \phi}$			
Foundation depth, d [2]	$\phi = 0$, $S_{cd} = 1 + 0.4k$	$S_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$		$S_{\gamma d} = 1$
	$\phi > 0$, $S_{cd} = S_{qd} - \frac{1 - S_{qd}}{N_c \tan \phi}$			
Surface slope, β [3]	$\phi = 0$, $S_{c\beta} = 1 - \frac{2\beta}{\pi + 2}$	$S_{q\beta} = (1 - \tan \beta)^2$		$S_{\gamma\beta} = (1 - \tan \beta)^2$ [4]
	$\phi > 0$, $S_{c\beta} = S_{q\beta} - \frac{1 - S_{q\beta}}{N_c \tan \phi}$			
Base inclination, δ [5]	$\phi = 0$, $S_{c\delta} = 1 - \frac{2\delta}{\pi + 2}$	$S_{q\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2$		$S_{\gamma\delta} = (1 - \delta \tan \phi)^2$
	$\phi > 0$, $S_{c\delta} = S_{q\delta} - \frac{1 - S_{q\delta}}{N_c \tan \phi}$			

2.4 Cargas inclinadas

La forma habitual de tratar este problema es descomponiendo la carga inclinada en una componente vertical, V , y en una horizontal, H , tal como se ilustra en la Fig. 4. La carga vertical se trata con la expresión de capacidad de soporte, q_{ult} , mientras que la horizontal se analiza a través del factor de seguridad al deslizamiento, FSD , según se expone en la Fig. 4. Como normalmente la fundación se concreta contra terreno, el ángulo de roce, δ , entre dicha fundación y el suelo es igual a ϕ . Por otra parte, cuando sobre la fundación actúa un momento volcante, el área de contacto suelo-fundación, Ω , puede disminuir como se verá más adelante.

Para el cálculo de la capacidad de soporte se deberán utilizar los factores de corrección de inclinación de carga antes propuestos (ver por ejemplo Vesic). Se deberá considerar por lo tanto la inclinación de carga y excentricidad de existir.

La especificación $FSD \geq 2$ indicada en la Fig. 4 cuando se incorpora la resistencia pasiva obedece a que se requieren grandes desplazamientos para movilizarla plenamente. Ello queda de manifiesto en la Fig. 5 deducida para arenas sin cohesión (ver gráfico) y para arcillas (ver tabla inferior). El empleo de E_p se restringe a casos en los que el suelo dentro de la profundidad de enterramiento, D , tenga características geotécnicas aceptables (que no sea una arena suelta, un suelo fino blando, etc.).

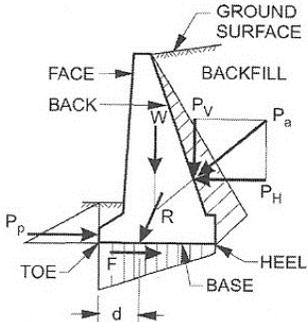
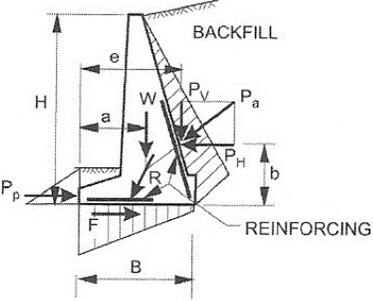
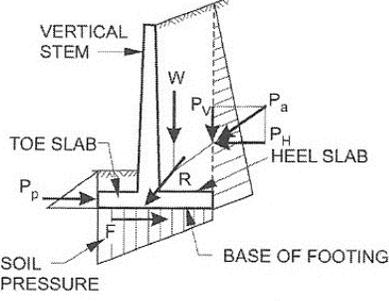
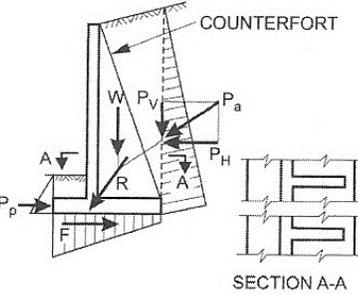
TYPE OF WALL	LOAD DIAGRAM	DESIGN FACTORS
GRAVITY		<p>LOCATION OF RESULTANT</p> <p>Moments about toe:</p> $d = \frac{Wa + P_v e - P_H b}{W + P_v}$ <p>Assuming $P_p = 0$</p>
SEMI-GRAVITY		<p>RESISTANCE AGAINST SLIDING</p> $F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta}{P_H} \geq 1.5$ $F_s = \frac{(W + P_v) \tan \delta + P_p}{P_H} \geq 2.0$ $F = (W + P_v) \tan \delta$
CANTILEVER		<p>$\tan \delta =$ Friction between soil and base</p> <p>$W =$ Buoyant weight of wall. Includes weight of wall and soil in front for gravity and semi-gravity walls. Includes weight of wall and soil above footing, for cantilever and counterfort walls. Must be reduced by any uplift force due to water pressures, including seepage pressures.</p>
COUNTERFORT		<p>$P_p =$ Force due to passive pressure below frost depth. Must take account of water pressure including seepage pressures.</p> <p>OVERALL STABILITY, CONTACT PRESSURE(S)</p> <p>For analysis of overall stability and contact pressures, see Chapter 8 through 12 of the manual.</p>

Figura 4. Análisis de deslizamiento de fundaciones superficiales (Canadian Foundation Manual 4th edition)

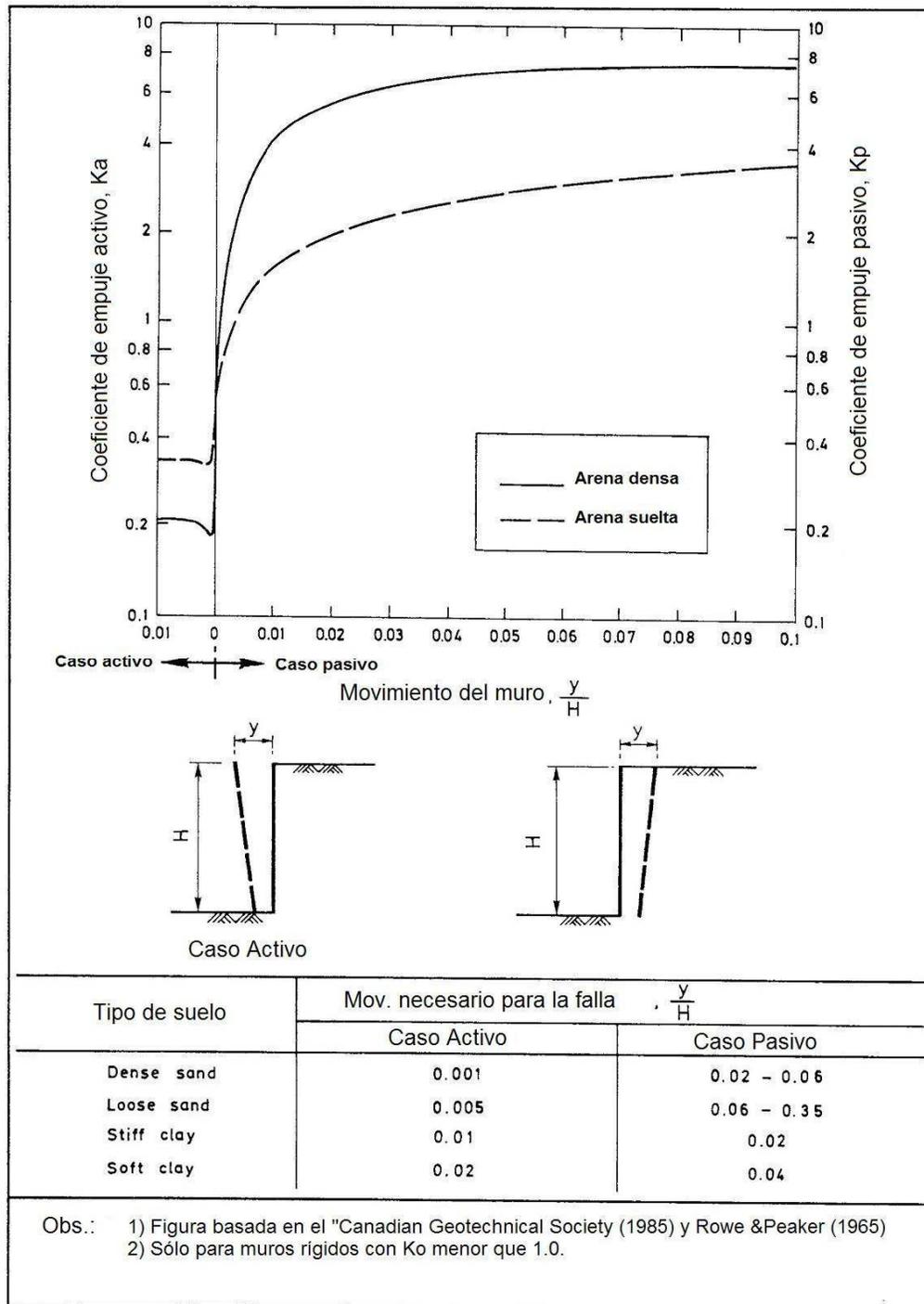


Figura 5. Desplazamientos requeridos según tipo de empuje.

2.5 Fundación en talud

En la Fig. 7 se expone la expresión para evaluar la capacidad de soporte estática de una fundación correspondiente a falla local. Se distinguen dos casos.

Caso (a) Fundación inserta en la pendiente del talud.

Caso (b): Fundación cercana al borde superior del talud.

En ambos casos debe verificarse previamente la estabilidad global del talud incorporando las cargas de trabajo transmitidas a nivel de sello de fundación. El análisis sísmico de la estabilidad global deberá incluir la sollicitación de corte sísmica transmitida por la fundación a nivel SF, mientras que en el suelo se deberá incorporar el coeficiente sísmico definido con la aceleración máxima del acelerograma de diseño. Esto último para asegurar que no se induzcan corrimientos sísmicos permanentes en el talud, salvo que estos sean aceptados en el diseño. De no aceptarse corrimientos permanentes, sobre la masa de suelo se aplicarán los coeficientes sísmicos establecidos en la Tabla III, de modo de obtener un $FS \geq 1.1$.

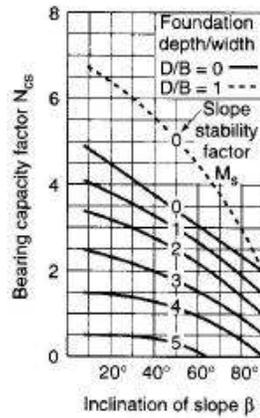
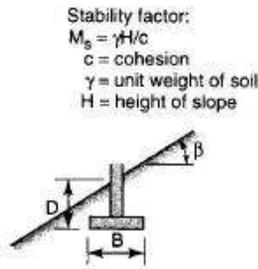
TABLA III Coeficientes sísmicos para verificar la estabilidad global del talud sin corrimiento

Zona NCh-433	a_0	Coeficiente sísmico, C_s
I	0.3	0.27
II	0.4	0.33
III	0.5	0.39

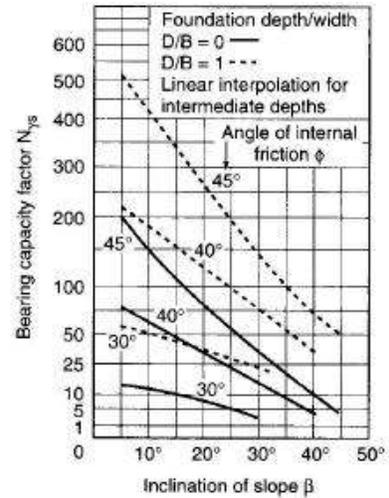
Debe aclararse que los abacos de la Fig. 11 son aplicables solo para sollicitaciones verticales estáticas sobre el sello de fundación (sin sismo horizontal) y para suelos sin discontinuidades. Consecuentemente, para

efectos prácticos, la forma mas directa de establecer la capacidad de soporte, q_{ult} , es efectuar una análisis de estabilidad local incorporando la tensión de contacto vertical, q_t , y la sollicitación horizontal debida al sismo lo cual puede desarrollarse empleando los programas de estabilidad de taludes disponibles en el mercado.

El valor de q_{ult} corresponderá al valor de q_t requerido para alcanzar un factor de seguridad por falla local igual a 1.0, sin perjuicio del análisis de estabilidad global estático y sísmico que debe realizarse.

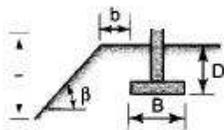


(a) Cohesive soil

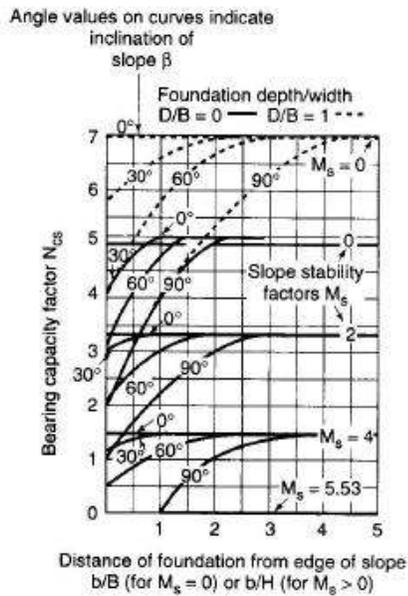


(b) Cohesionless soil

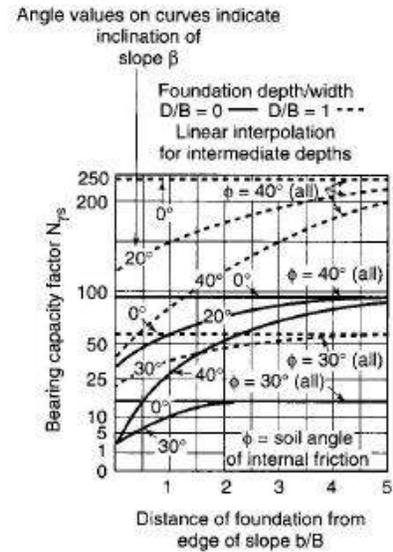
Factors for footing on face of slope



Note: 1. To obtain a value of N_{cs} for footings where $B < H$, use the curves for $M_s = 0$. When necessary, interpolate for values of D/B between 0 and 1.
 2. To obtain the value of N_{cs} when $B \geq H$, use the curve for the calculated stability factor M_s .



(c) Cohesive soil



(d) Cohesionless soil

Factors for footing on top of slope

Figura 7. Factores de capacidad e soporte para fundación en talud. (D. McCarthy 1998)

2.6 Estratificación del suelo de apoyo

Los factores de capacidad de carga antes mencionados están relacionados con un tipo de suelo. En la práctica es frecuente encontrar más de un tipo de suelo por debajo del sello de fundación analizado. Para estos casos existen correcciones que permiten considerar los distintos tipos de suelo. Para diferenciar separaremos los métodos recomendados de acuerdo a lo siguiente:

A. Suelos finos

- A.1. Estrato superior más débil que los restantes estratos
- A.2. Estrato superior más resistente que los restantes estratos

B. Suelos No-cohesivos

- B.1. Estrato superior más débil que los restantes estratos
- B.2. Estrato superior más resistente que los restantes estratos

C. Suelos no-cohesivos con suelos finos

Caso A.1

En este caso se tiene una arcilla blanda sobre un estrato más competente. El tipo de falla predominante es el no-drenado por lo que la capacidad de soporte queda definida por:

$$q_{ult} = S_u N_{cH} + \gamma_{sat} D_f \quad 4)$$

Donde Skempton propone los siguientes valores de N_{cH} dependiendo de la razón B/H, donde B es el ancho de la fundación y H la distancia entre el sello de fundación y el estrato de mejor calidad inferior.

Tabla IV. Valores propuestos por Skepmton para N_{cH}

B/H	N_{cH}
< 2	N_c
2-7	$N_c + ((B/2H)-1)$
> 7	7.6

El valor de S_u a utilizar en la ecuación 4 es el correspondiente a la capa de suelo inmediatamente debajo del sello de fundación (menor S_u en este caso).

Caso A.2.

En este caso se tiene una arcilla de mayor resistencia sobre una arcilla blanda. Nuevamente se considera la resistencia no drenada como crítica. La ecuación de capacidad de soporte viene dada por:

$$q_{ult} = S_u^1 N_c^* + \gamma_{sat} D_f \quad 5)$$

Luego de acuerdo a Brown y Meyerhof (1969) se tiene:

Zapatas cuadradas

$$N_c^* = \frac{3d}{2B} + 5.14 \frac{S_u^2}{S_u^1} \leq 5.14$$

Zapata circular

$$N_c^* = \frac{3d}{B} + 6.05 \frac{S_u^2}{S_u^1} \leq 6.05$$

Donde d corresponde a la distancia desde el sello de fundación a la segunda capa de suelo. S_u^1 corresponde a la resistencia de la primera capa (mas resistente).

Adicionalmente existen métodos gráficos que se pueden utilizar para resolver los casos A1 y A2 (ver Figura 8).

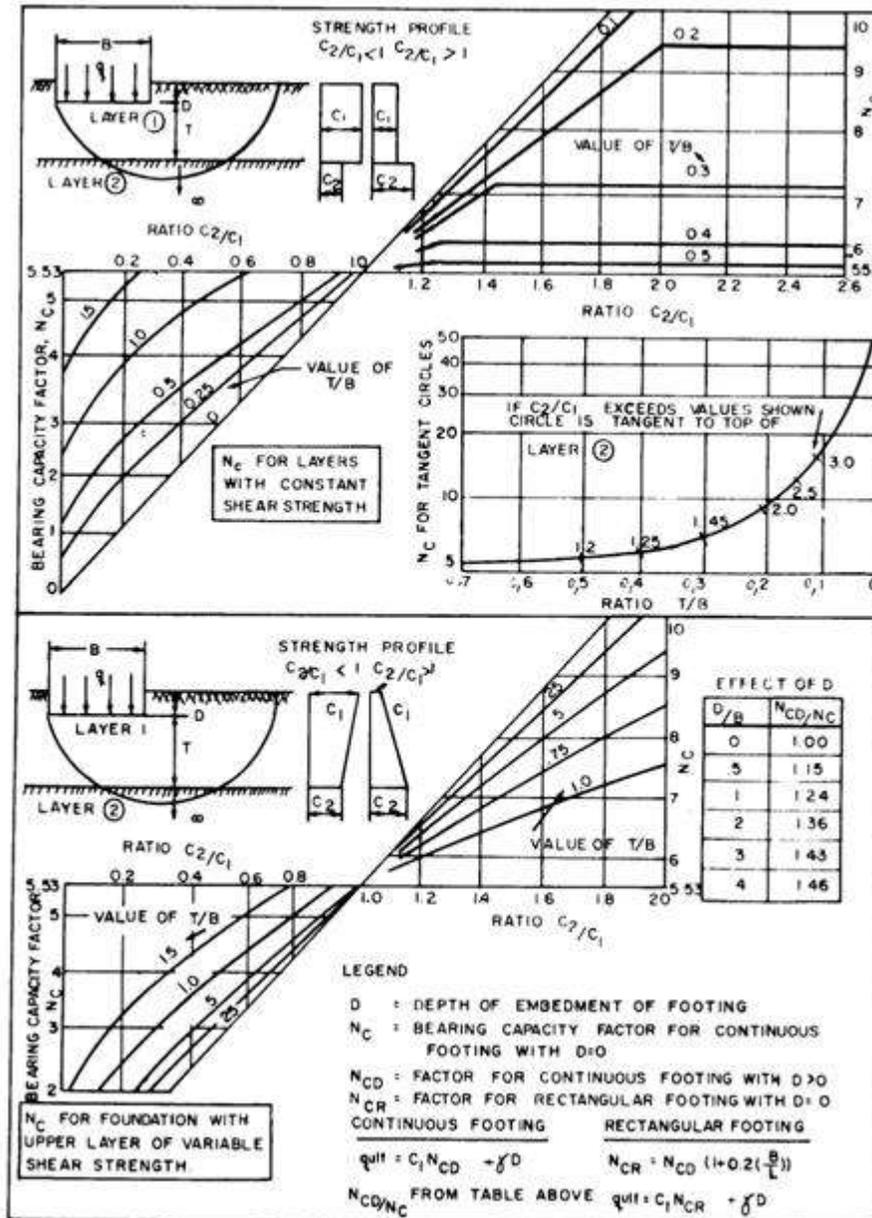


Figura 8. Solución gráfica de factores de capacidad de carga en falla no drenada.

Caso B.2 y Caso C.

En el caso de tener un caso donde existe un suelo granular compacto sobre un suelo granular (caso B) o fino (caso C) de menor calidad comúnmente

en la práctica se utiliza el método de Perloff (1975) para determinar la distribución de tensiones sobre el suelo de menor calidad (ver Figura 9).

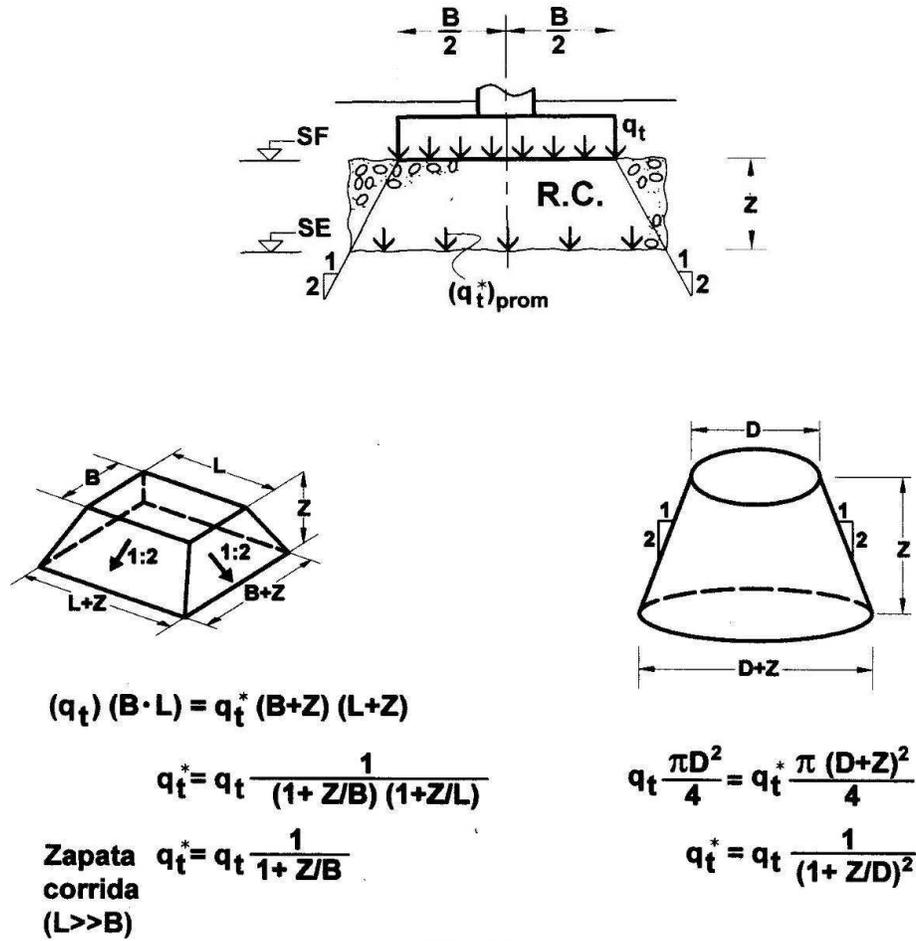


Figura 9. Distribución de tensiones según Perloff (1975)

Luego en este caso se deduce la tensión de contacto a nivel del suelo 2 (menos competente) de acuerdo a la distribución de tensiones mostradas en la Figura 9. Paralelamente se deduce la capacidad de soporte del suelo 2, considerando que existe una zapata ficticia al comienzo de este suelo, es decir a una profundidad $D_f + z$ (donde z es la distancia desde el S.F. real de la fundación y el inicio de la capa 2). Para este cálculo se debe utilizar las propiedades de resistencia del suelo 2 y una fundación de ancho $(B+z)$ en

la ecuación de capacidad de soporte. Finalmente se deduce la capacidad de soporte como el menor valor de una falla a nivel del suelo 2 (de acuerdo a lo expresado en este párrafo) y considerando que la zapata de ancho B falla completamente en el suelo 1.

En forma adicional para el análisis del caso 3 se adjunta trabajo de Hanna y Meyerhof (1980).

2.8 Pesos unitarios en ecuación de q_{ult} : Falla drenada y no drenada

Siempre que se trate de un análisis no drenado de resistencia se deberá utilizar pesos unitarios totales en la ecuación de q_{ult} . En el caso de análisis drenado se deberá considerar el peso unitario boyante o de terreno dependiendo de la posición del nivel freático.

En suelos finos-saturados es usual analizar la capacidad de soporte tanto para el caso drenado como para el caso no drenado. En especial en suelos finos normalmente consolidados es la respuesta no-drenada la más crítica debido al aumento de las presiones de poros durante la etapa de corte.

La falla no drenada se trata utilizando las expresiones ya desarrolladas para q_{ult} haciendo $c = S_u$ y $\phi = 0$, en que la resistencia no drenada S_u para condición estática se evalúa con el estado de confinamiento inicial efectivo por peso propio del suelo

Para suelos granulares saturados la sollicitación estática se trata en condición drenada.