

TEMA IV: CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Problemática general de las cimentaciones. Sectores de riesgo. Problemas regionales.

Estudios básicos para cimentaciones. Reglamentación.

Capacidad portante. Modelo simplificado para suelo cohesivo y suelo con cohesión y fricción.

Procedimientos de Terzaghi, Meherhof, Brinch Hansen y Vesic. Aplicabilidad. Cargas excéntricas. Cargas inclinadas. Área efectiva.

Factores de seguridad: diferentes conceptos. Reglamentación.

Cimentaciones sometidas a tracción.

Capacidad portante en rocas.

Asientos en cimentaciones superficiales: Tensiones. Asientos inmediatos. Rotación de bases. Estimación de módulos de deformación. Reglamentación.

Respuesta y tolerancia estructural a los asientos.

- **Trabajo Práctico N°4: Cimentaciones Sometidas a Tracción**
- **Trabajo Práctico N°5: Cimentaciones Superficiales: Aplicación a un Edificio**

Detectar sectores de riesgo:

- franja superficial;
- franja congelable;
- zona de fuertes cambios de humedad;
- zona de fuertes cambios de volumen;
- suelo orgánico;
- rellenos y escombreras.

Erosión

Corrosión

Fluctuaciones de la napa

Tema Estudios Básicos para Cimentaciones

Reglamento/s Local/es. Interrelación con los Reglamentos de Estructuras y otros.

Problemáticas Regionales:

- suelos residuales;
- suelos colapsables;
- licuación;
- subsidencia; etc.

++++

Geometría y disposiciones típicas de diseño

- Necesidad y función general de las fundaciones (tensiones, asentamientos, durabilidad).
- Problema general del diseño de fundaciones (tipo, profundidad, cotas).
- Tipologías usuales y algunos detalles típicos (vigas de fundación, formas, posiciones, etc.).

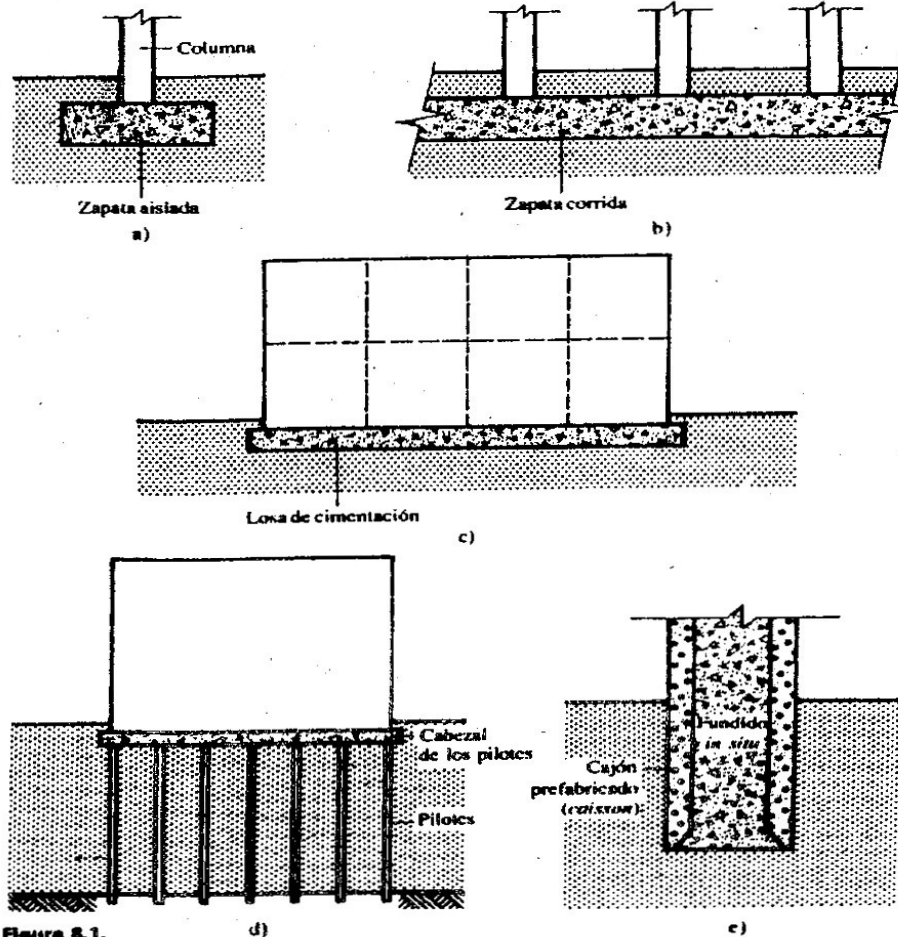


Figura 8.1. a) Zapata aislada o individual, b) zapata corrida o continua, c) losa de cimentación, d) cimentación sobre pilotes, e) pila de cimentación.

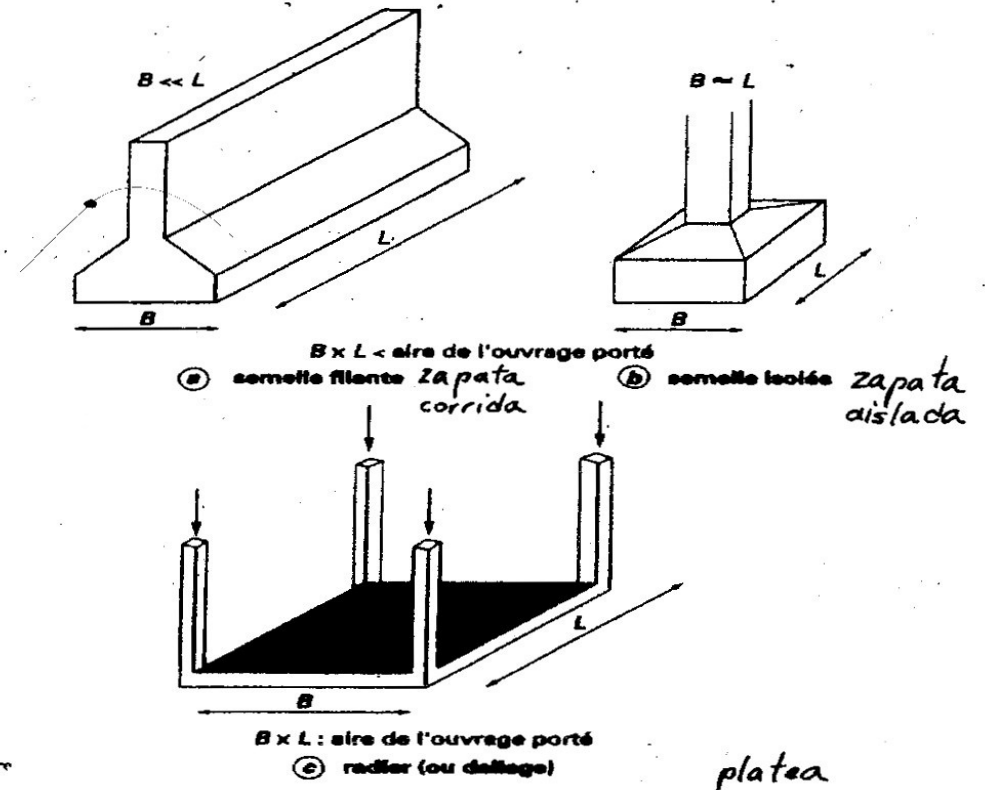
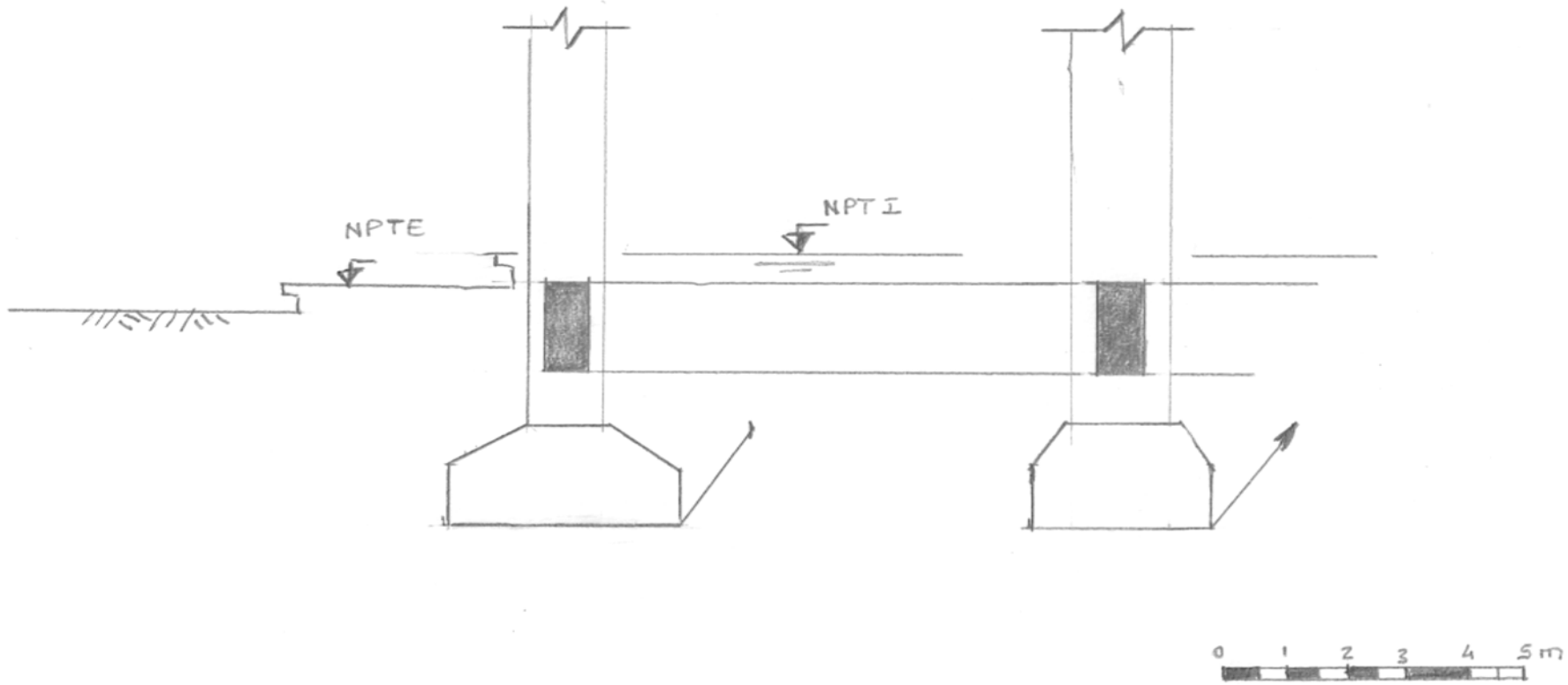
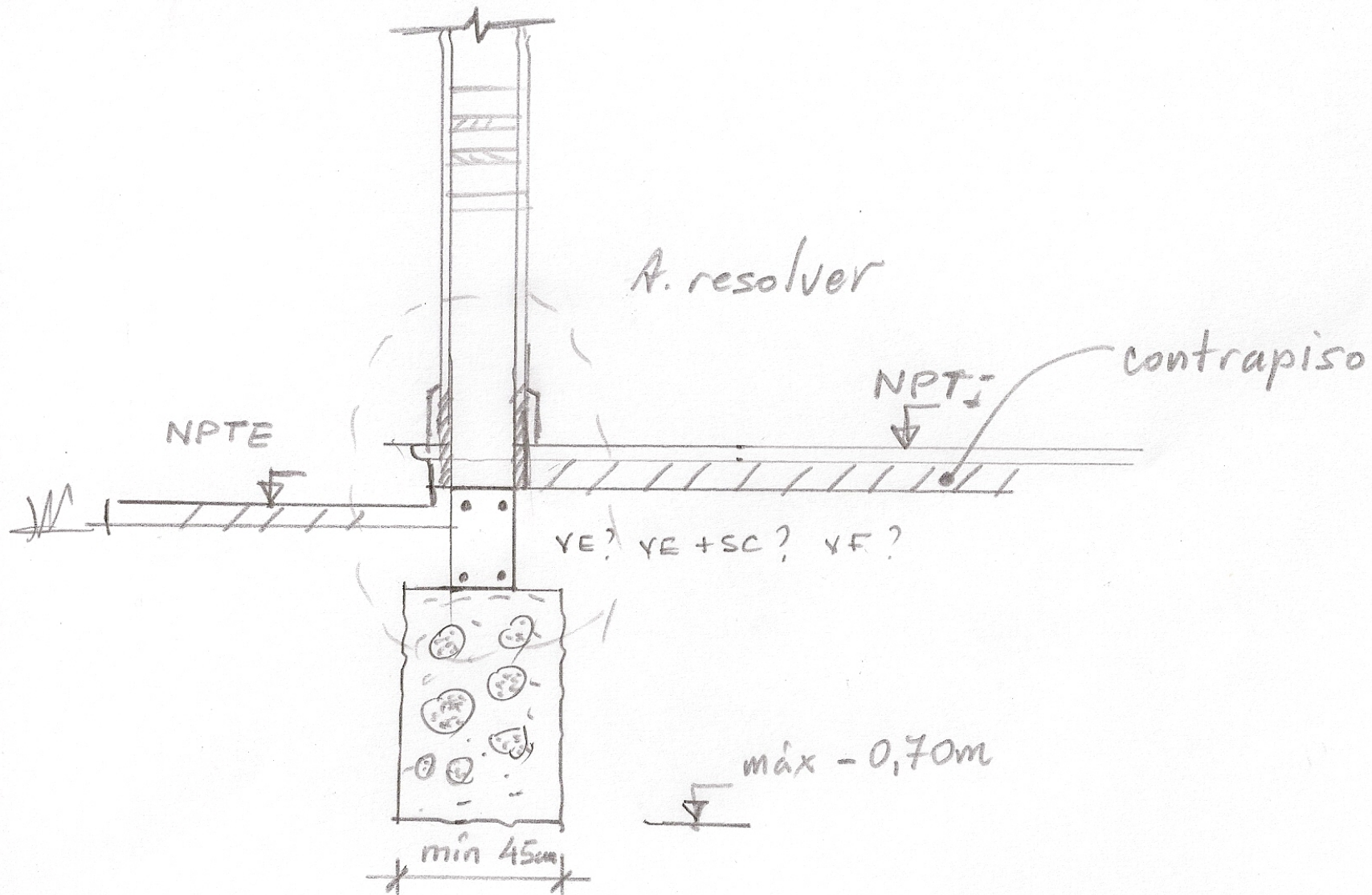


Figure 4 - Types de fondations superficielles





Introducción

El terreno debe tener capacidad para recibir las acciones transmitidas por las estructuras. Las fundaciones son los órganos encargados de esta transmisión.

Dos problemas: 1) Resistencia (cap. portante) y 2) Deformaciones (asientos).

La falla por corte puede conllevar distorsión excesiva y hasta colapso estructural.

Los asientos excesivos pueden provocar daño estructural, pérdidas de alineación y daños en componentes complementarios: revoques, instalaciones, carpinterías, etc..

Una vez determinada la presión de hundimiento, tenemos:

$$q_{adm} = q_{ult} / F_s$$

F_s depende de la confianza que merezcan los parámetros del suelo, de la información estructural, del criterio ingenieril, de las normas, etc..

Capacidad Portante

Capacidad Portante

Dos modos de falla:

- Rotación probable en torno a O (Fig. 1) con resistencia al corte sobre la superficie curva.
- Punzonado del terreno según cuña agb (Figs. 1 ó 2) u ObO'.

En ambos casos para el suelo:

$$s = c + \sigma \cdot \tan \phi$$

En presiones totales: usados generalmente.

En presiones efectivas: excepcionalmente (p.e. acciones estáticas de largo plazo).

MECANISMOS DE COLAPSO (VESIC)

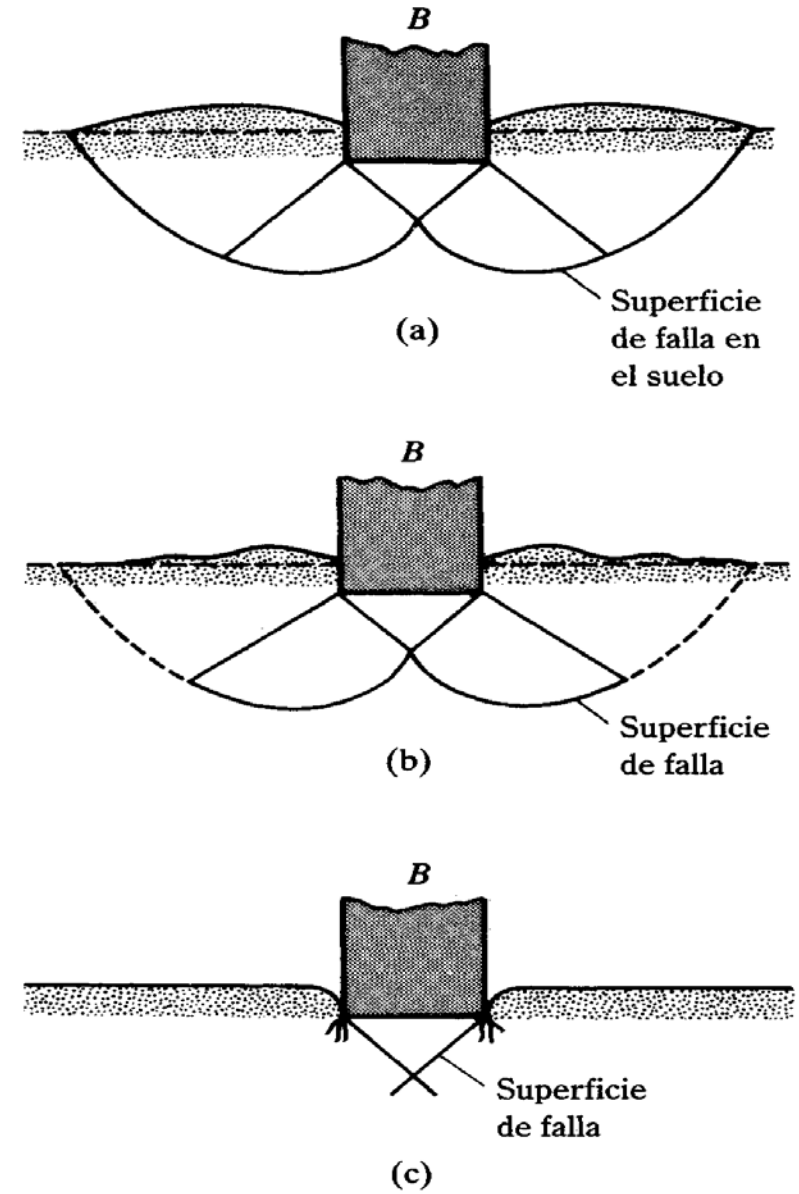
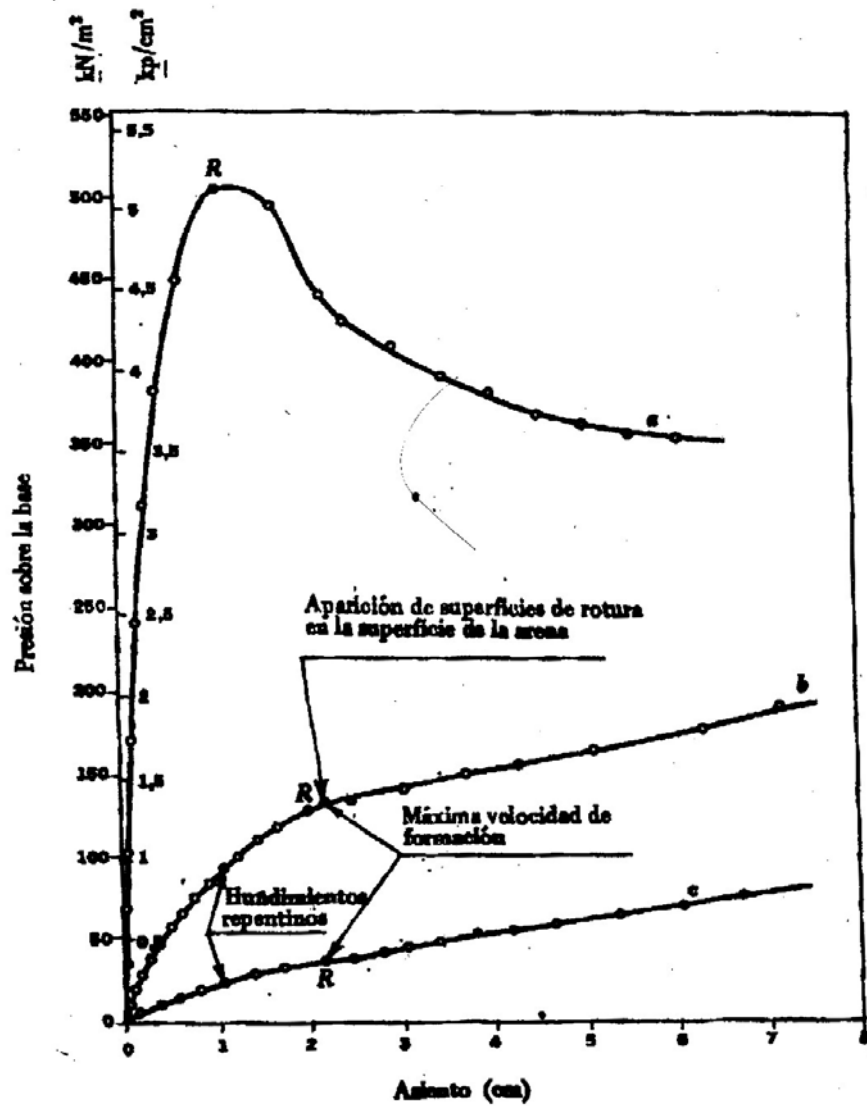


Fig. 13.2.—Curvas presión-asiento en ensayos en anillo redondo en arena (Vesic, 1967).
 Diámetro de la base 15 cm. Ensayos en superficie. Velocidad de carga constante.
 a) rotura por corte generalizado. $I_D = 0,78$.
 b) rotura por corte local. $I_D = 0,61$.
 c) rotura por punzonamiento. $I_D = 0,32$.

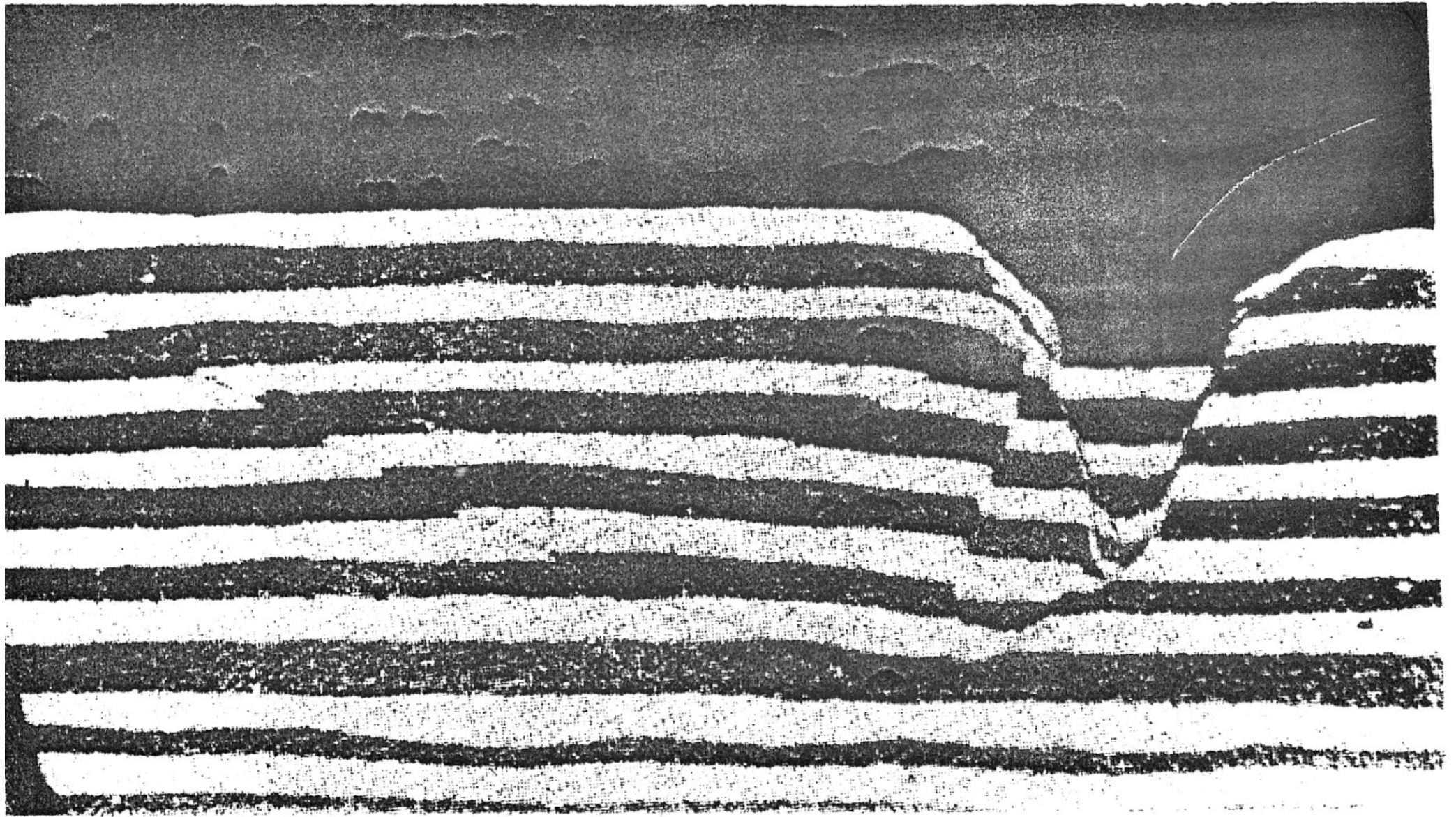


Fig. 13.4. - Hundimiento por corte generalizado en arena, hacia un lado (Vesić, 1973). Corte.

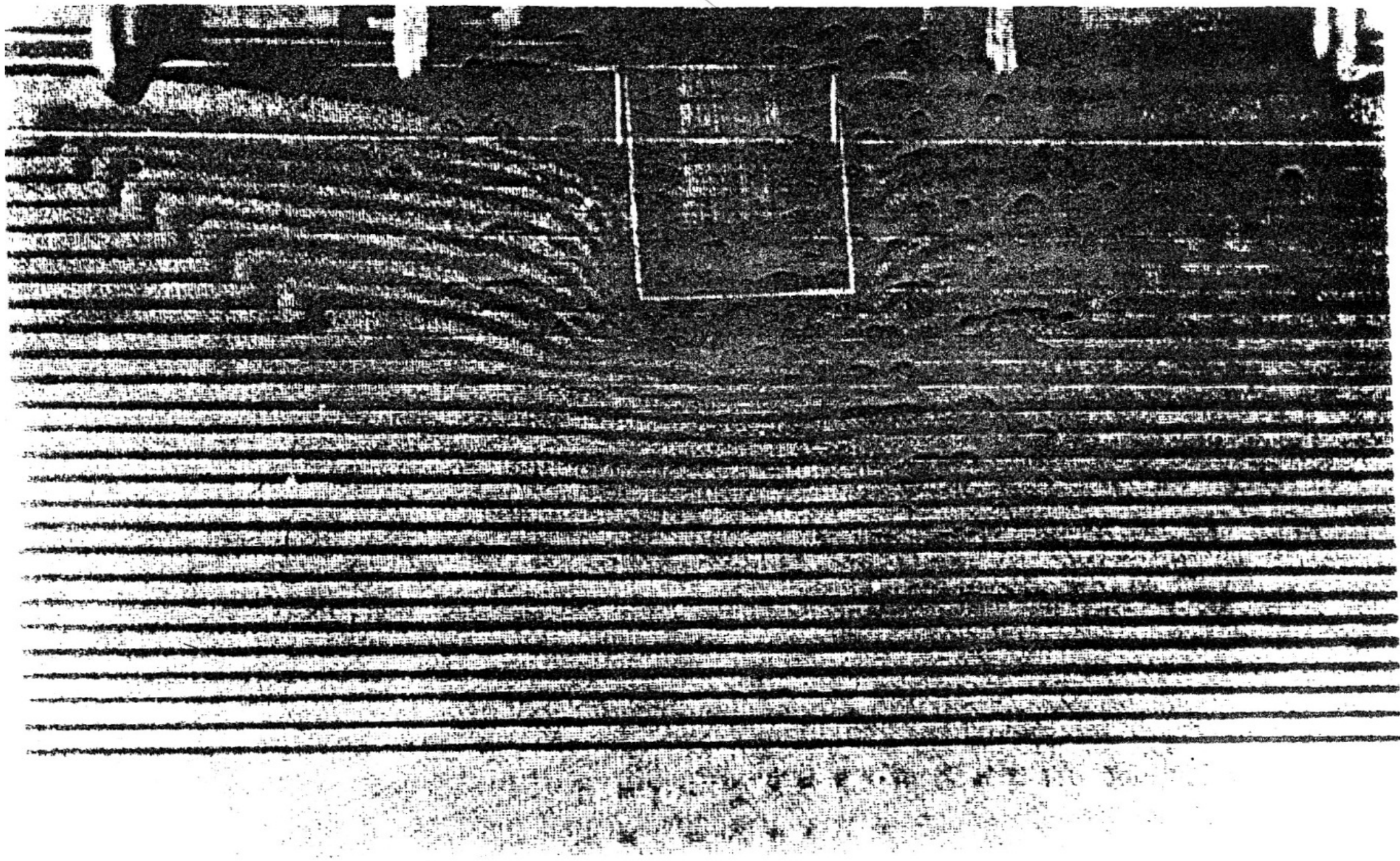


Fig. 13.5.--Rotura simétrica bajo carga vertical y centrada (Jumikis, 1969). Cortesía de Van Nostrand Rheinhold Co.

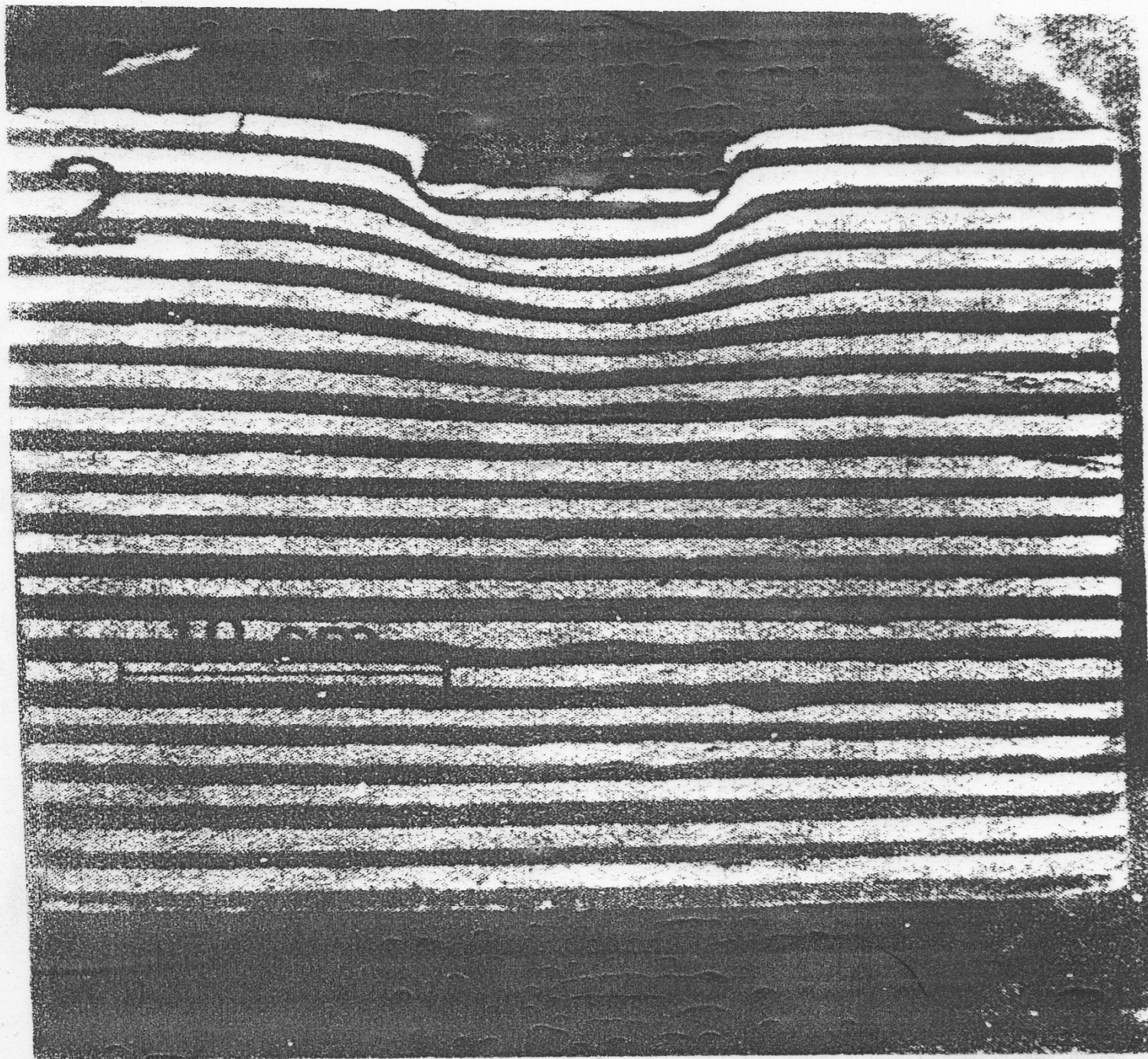


Fig. 13.6.—Hundimiento por punzonamiento bajo zapata circular (De Beer y Ladanyi, 1961). Cortesía de Dunod.

Mecanismos de Colapso (Vesic):

Seguimos los lineamientos de Giménez Salas TII, Cap. XIII (Geotencia y Cimientos) y BOWLES (Foundations Analysis and Design).

Fig. 13-2 y 13-1

Corte Generalizado:

- Típico de arena densa. Comportamiento inicial bastante rígido con un punto de máxima definido. La deformación relativa en este punto es menor a mayor densidad relativa de la arena.
- Una o varias superficies de deslizamiento.
- Levantamiento de la superficie exterior.
- En casos de asimetría (p.e. carga inclinada): rotura hacia un lado.

Fig. 13-4 y 13-5

Punzonado:

- Arena suelta
- Resistencia creciente con la deformación a causa de la densificación.
- Superficie de rotura casi vertical siguiendo el perímetro de la cimentación: No alcanzan la superficie del terreno.
- No sobreelevación de la superficie exterior.
- Roturas repentinas con deformaciones de 6 a 8% del ancho de la cimentación.

Fig. 13-6

Corte Local:

- Situación intermedia.
- Con deformaciones del orden del 15% de B, las superficies de rotura aparecen en la superficie del terreno.
- Antes hay levantamiento de la superficie.
- Aparentemente una rotura iniciada como corte local termina como corte generalizado.

Los conceptos también son aplicables a arcillas

Presiones de Hundimiento

- Tema muy estudiado en toda la bibliografía.
- Concurren estudios teóricos tanto "exactos" como "aproximados" basados en la Teoría de la Plasticidad, como abundante experimentación.
- Se arriba a expresiones de aplicación concreta originadas en ambos tipos de estudios.
- No entraremos en estudios teóricos "exactos". Vemos el tipo de resultado gráfico que han producido:

Fig. 13-10; 13-24; 13-27

CONDICIONES PARA LA OCURRENCIA DE UN MECANISMO DE COLAPSO

D = profundidad de cimentación

$$R = \frac{2 \times \text{área de la base de la cimentación}}{\text{perímetro de la base}} \quad (13.1)$$

En dicho diagrama quedan delimitadas tres zonas:

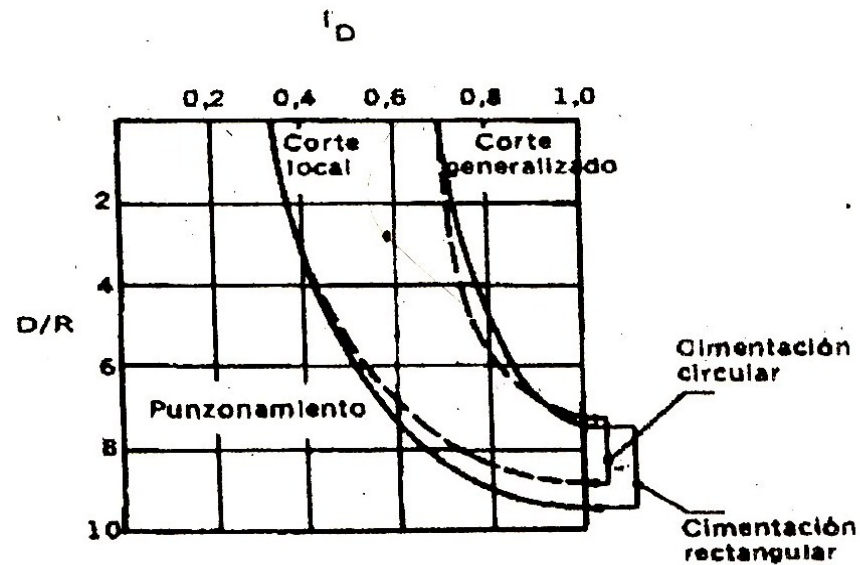


Fig. 13.1.—Tipos de hundimiento en cimentaciones en arena (De Beer, 1970). Cortesía de la I.C.E. (Londres).

MODELOS TEÓRICOS (INSUFICIENTES)

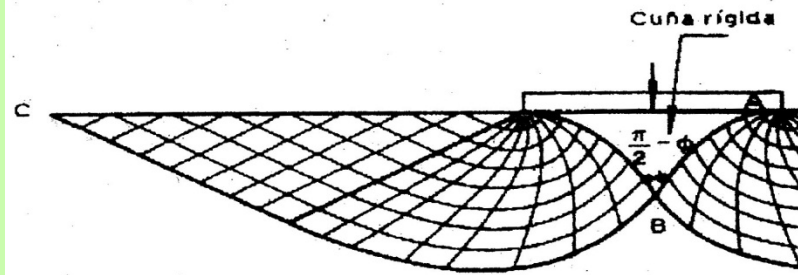


Fig. 13.10.—Red de características bajo una zapata rígida y rugosa sobre un terreno con peso, según Lundgren y Mortensen (Brinch Hansen, 1970). Cortesía del Danish Geotechnical Institute.

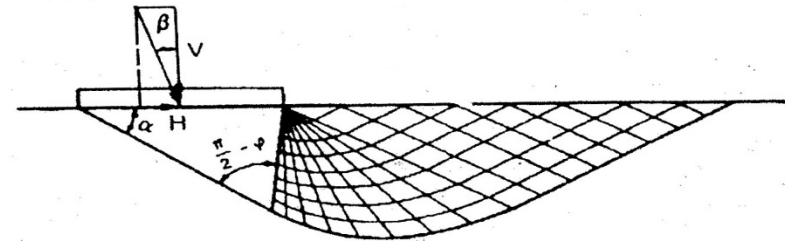


Fig. 13.24.—Características de tensiones para el hundimiento de una zapata bajo carga inclinada en terreno sin peso ni cohesión.

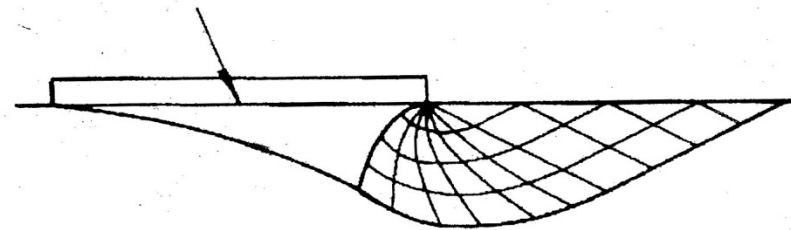
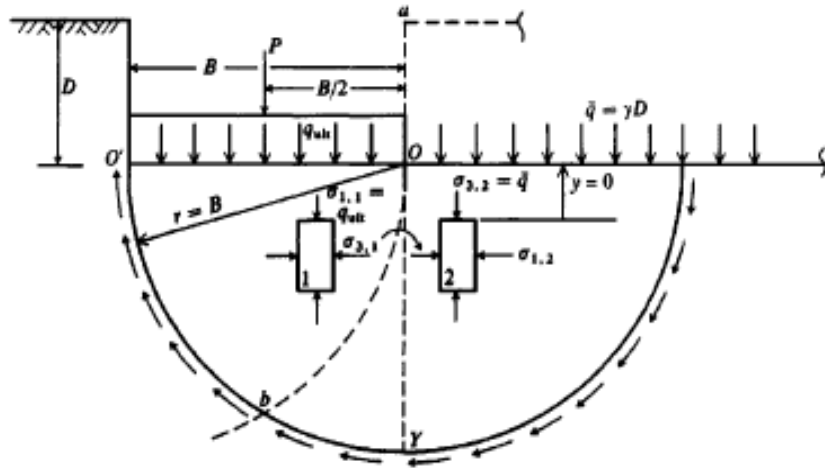
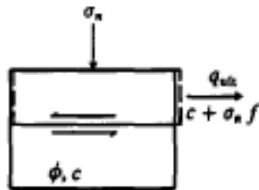


Fig. 13.27. Características de tensiones para el hundimiento de una cimentación superficial en terreno incoherente, bajo carga inclinada.



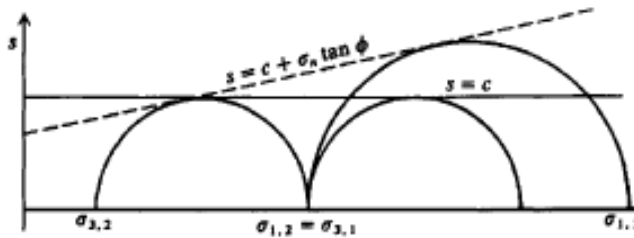
(a) Footing on $\phi = 0^\circ$ soil.

Note: $\bar{q} = p'_o = \gamma D$, but use \bar{q} , since this is the accepted symbol for bearing capacity computations.



Area = dA
Friction = $\sigma_n \tan \phi = \sigma_n f$
Cohesion = $\frac{cdA}{dA}$

(b) Physical meaning of Eq. (2-52) for shear strength.



(c) Mohr's circle for (a) and for a ϕ -c soil.

Figure 4-1 Bearing capacity approximation on a $\phi = 0$ soil.

Caso envolvente inferior para q_{ult} : $B^*(L \rightarrow \infty)$.

\bar{q} : efectiva o total según el contexto.

En la línea Oy : A izquierda: $\sigma_{1,1} = q_{ult}$ y $\sigma_{3,1} = \sigma_{1,2}$ a derecha

Sabemos: $\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \tan^2(45 + \phi/2) + 2c \cdot \tan(45 + \phi/2)$ (a)

Si $\phi = 0$: $\tan(45 + \phi/2) = \tan(45) = 1$ y resulta:

En el bloque 2, punto O: $\sigma_{3,2} = \bar{q} = \gamma D$ y (ver (a))

$$\sigma_{1,2} = \bar{q}(1) + 2c(1) = \sigma_{3,1} \quad (b)$$

En el bloque 1 bajo la zapata: $\sigma_{1,1} = q_{ult} = \sigma_{3,1}(1) + 2c(1)$ (c)

(b) en (c): $q_{ult} = \bar{q}(1) + 2c(1) + 2c(1) = 4c + \bar{q}$

En superficie: $q_{ult} = 4c$

Para profundidad crítica de excav.: $q_{ult} = 0 = 4c + \bar{q} = 4c + \gamma D \Rightarrow$

$$\Rightarrow D = 4c/\gamma$$

Es muy improbable que, debido a raíces, agujeros u otros, la rotación no se desarrolle primero.

Momento respecto a O: (caso envolvente superior):

$$q_{ult} \times \frac{B \times B}{2} = c \times \pi \times B \times B - \frac{\bar{q} \times B \times B}{2} = 0$$

$$0 \text{ bien } q_{ult} = 2 \cdot \pi \cdot c + \bar{q}$$

$$\text{Si } \bar{q} = 0: q_{ult} = 2 \cdot \pi \cdot c = 6,28c = q_{ult}$$

Promediando ambos límites: $q_{ult} = (4 + 6,28)/2 \cdot c$

$$q_{ult} = 5,14c$$

Que coincide con los resultados de la Teoría de la Plasticidad.

CIMENTACIONES CON COHESIÓN Y FRICCIÓN

Al penetrar en el terreno, el bloque *agf* presiona contra la cuña *afe*. El bloque *agb* desarrolla un régimen de tensiones cuyas líneas de máxima forman:

$$\alpha = 45 + \phi/2$$

$$\beta = 45 - \phi/2$$

El plano *ab* es un plano principal.

Integrando los empujes a derecha de *af* tenemos:

$$P_p = \int_0^H \sigma_1 \cdot dz = \int_0^H \left\{ (\gamma z + \bar{q}) \cdot \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2) + 2c \cdot \operatorname{tg}(45 + \phi/2) \right\} dz$$

Recordando $K_p = \operatorname{tg}^2(45 + \phi/2)$, e integrando, tenemos:

$$P_p = \frac{\gamma \cdot H^2}{2} \times K_p + \bar{q} \cdot H \times K_p + 2 \cdot c \cdot H \times \sqrt{K_p}$$

Para determinar q_{ult} , sumamos fuerzas verticales para la media cuña *adg* de espesor unitario:

presión peso cuña cohesión presión lateral

$$q_{ult} \times B/2 + \gamma \times \frac{B}{2} \times \frac{H}{2} - c \times A \times \cos \rho - \frac{P_p \cdot \cos \rho}{\cos \phi} = 0$$

o bien sustituyendo H y A (fig. 2):

$$q_{ult} = c \left[\frac{2 \times K_p}{\cos \phi} + \sqrt{K_p} \right] + \bar{q} \frac{\sqrt{K_p} \times K_p}{\cos \phi} + \frac{\gamma \cdot B}{4} \times \left[\frac{K_p^2}{\cos \phi} - \sqrt{K_p} \right]$$

lo que puede escribirse como:

$$\underline{q_{ult} = c \times N_c + \bar{q} \times N_q + \gamma \times B \times N_\gamma} \quad [k]$$

En [k] se subestima q_{ult} por las razones siguientes:

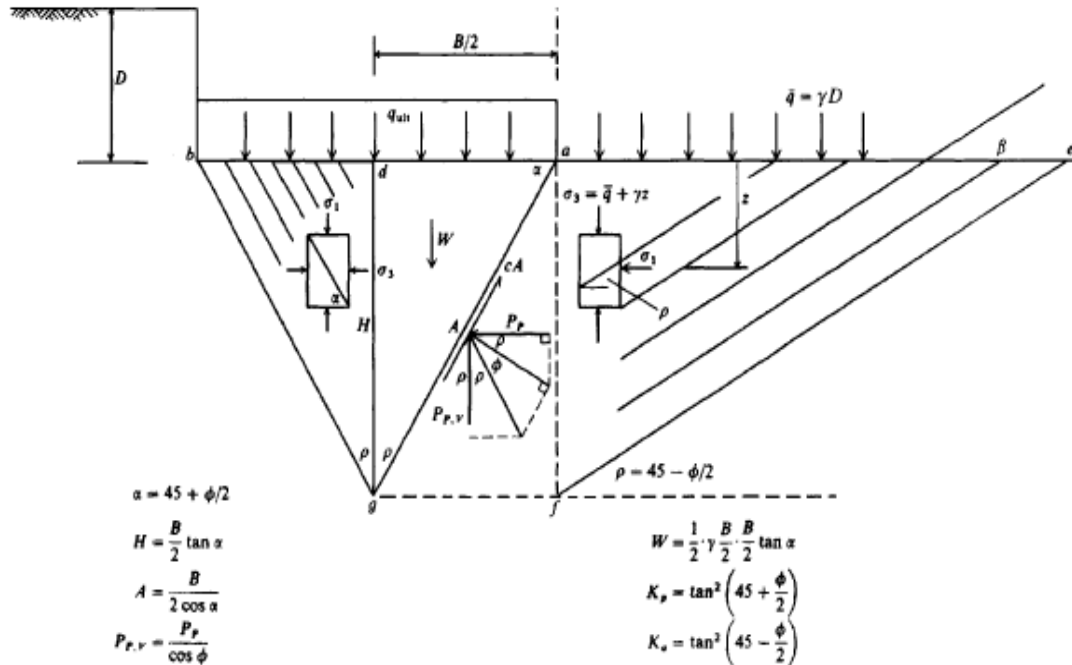


Figure 4-2 Simplified bearing capacity for a ϕ -c soil.

APLICACIONES CONCRETAS

- Se desprecia la zona afg .
- La interfaces fundación - suelo es rugosa: aparece un factor de rugosidad.
- La cuña $afge$ en realidad es mayor que lo considerado: en realidad es una espiral logarítmica fe .
- La solución presentada corresponde a fundación de longitud infinita: Surgirá un factor de forma para planta circular, rectangular, cuadrada, etc..
- La resistencia al corte sobre el plano ae no se considera: Aparecerá un factor de profundidad.
- Aparecerán otros factores para qúlt inclinada.

Esta deducción es sólo ilustrativa: No tiene utilidad directa en diseño.
Expresiones de Capacidad Portante (Fig. 3)

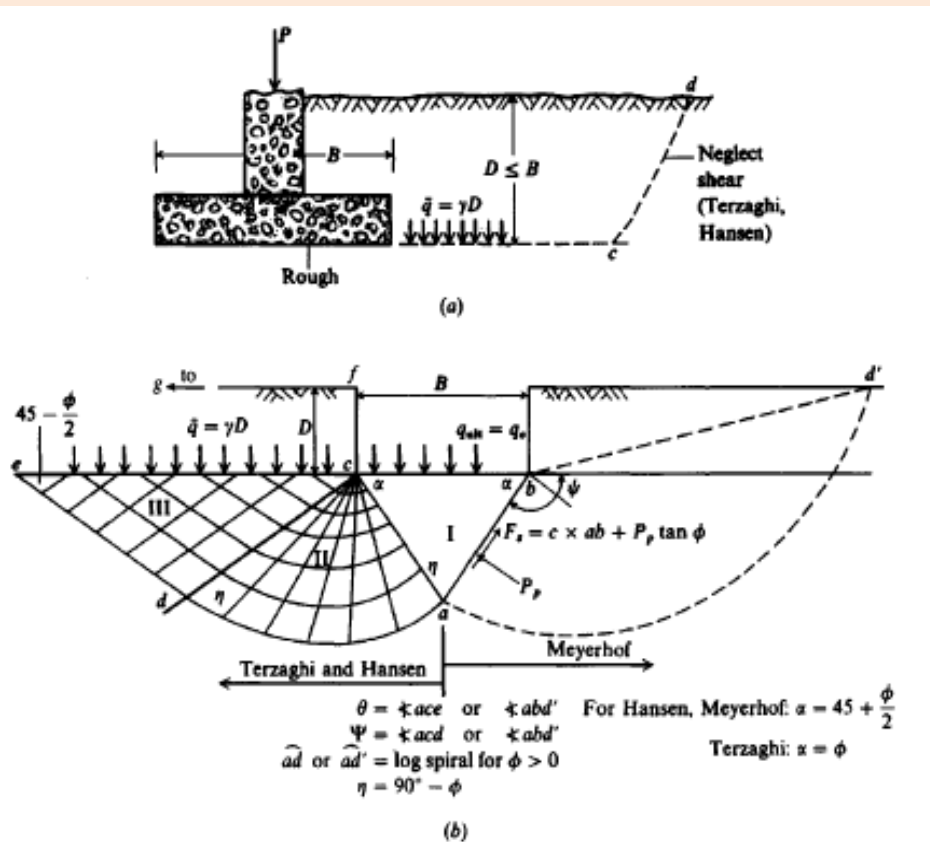
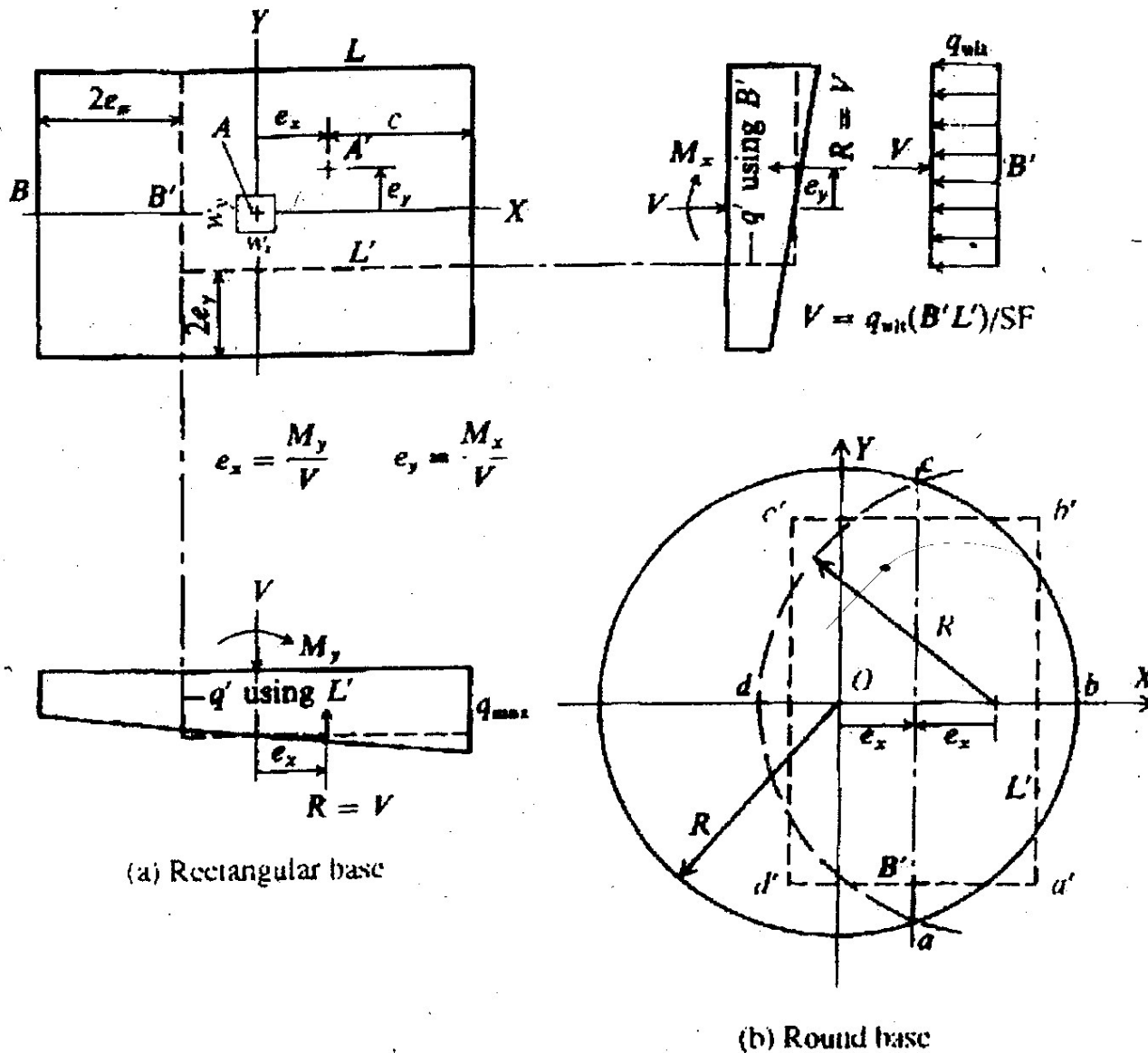


Figure 4-3 (a) Shallow foundation with rough base defined. Terzaghi and Hansen equations of Table 4-1 neglect shear along cd ; (b) general footing-soil interaction for bearing-capacity equations for strip footing—left side for Terzaghi (1943), Hansen (1970), and right side Meyerhof (1951).

ÁREA EFECTIVA



$$e_x = M_y/V \quad e_y = M_x/V$$

$$L' = L - 2e_x \quad B' = B - 2e_y$$

$$A_f = B' \times L' \text{ , \u00e1rea efectiva}$$

A': Centro de presiones

$$e_x = \frac{M_y}{V} \quad e_y = \frac{M_x}{V}$$

$$2e_x + L' = L$$

$$e_x + c = L/2$$

$$c = L'/2$$

Dimensiones m\u00ednimas (ACI 318)

$$\begin{cases} B_{min} = 4 \cdot e_y + w_y \\ B' = 2 \cdot e_y + w_y \\ L_{min} = 4e_x + w_x \\ L' = 2e_x + w_x \end{cases}$$

Figure 4-4 Method of computing effective footing dimensions when footing is eccentrically loaded for both rectangular and round bases.

Terzaghi (1943)

- Basadas en los desarrollos de Prandtl, resultantes de aplicar teoría de plasticidad al caso de una base rígida sobre material débil (suelo). Considera:
- Estado plano de tensiones.
- Longitud infinita (zapata corrida).
- Toma $\alpha = \phi$, en lugar de $\alpha = 45 + \phi/2$ como en otras teorías
- Se desarrolló para fundaciones "anchas": $D \leq B$ porque no considera resistencia al corte en cd .
- Toma factores según tabla adjunta
- Adopta el factor K_{py} de forma no muy bien justificada.

Meyerhof (1951; 1963)

- Expresiones similares a las de Terzaghi, pero incluyendo los factores de forma s_q para afectar N_q . Las diferencias con la expresión de Terzaghi son pronunciadas para D/B grandes
- Incluye factores d_i para considerar resistencia al corte sobre el plano de fundación.
- Incluye factores i_i para considerar cargas inclinadas.

Brinch Hansen (1970)

- Expresión general que es una extensión de la de Meyerhof.
- Considera factores b_i (apoyo inclinado) y g_i (talud próximo), éstos a usar con suma precaución.
- Para los factores de inclinación considerar B' (si $H//B$) o L' (si $H//L$).
- Los factores de inclinación negativos indican inestabilidad: redimensionar.
- En bases irclinadas, V y H son perpendicular y paralela a la superficie de apoyo.

TABLE 4-1
Bearing-capacity equations by the several authors indicated

Terzaghi (1943). See Table 4-2 for typical values and for K_{py} values.

$$q_{ult} = cN_c s_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad N_q = \frac{\alpha^2}{a \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$\alpha = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

For: strip round square

$s_c = 1.0$	1.3	1.3
$s_\gamma = 1.0$	0.6	0.8

Meyerhof (1963).* See Table 4-3 for shape, depth, and inclination factors.

Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$

Inclined load: $q_{ult} = cN_c d_c i_c + \bar{q}N_q d_q i_q + 0.5\gamma B' N_\gamma d_\gamma i_\gamma$

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

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

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4\phi)$$

Hansen (1970).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

General:† $q_{ult} = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + \bar{q}N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$

when $\phi = 0$

use $q_{ult} = 5.14s_a(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \phi$$

Vesic (1973, 1975).* See Table 4-5 for shape, depth, and other factors.

Use Hansen's equations above.

$$N_q = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_c = \text{same as Meyerhof above}$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$$

*These methods require a trial process to obtain design base dimensions since width B and length L are needed to compute shape, depth, and influence factors.

†See Sec. 4-6 when $i_i < 1$.

TABLE 4-2

Bearing-capacity factors for the Terzaghi equations

Values of N_γ for ϕ of 0, 34, and 48° are original Terzaghi values and used to back-compute K_{pv}

ϕ , deg	N_c	N_q	N_γ	K_{pv}
0	5.7*	1.0	0.0	10.8
5	7.3	1.6	0.5	12.2
10	9.6	2.7	1.2	14.7
15	12.9	4.4	2.5	18.6
20	17.7	7.4	5.0	25.0
25	25.1	12.7	9.7	35.0
30	37.2	22.5	19.7	52.0
34	52.6	36.5	36.0	
35	57.8	41.4	42.4	82.0
40	95.7	81.3	100.4	141.0
45	172.3	173.3	297.5	298.0
48	258.3	287.9	780.1	
50	347.5	415.1	1153.2	800.0

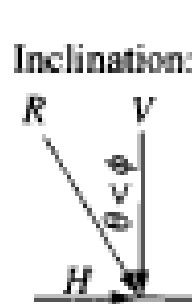
* $N_c = 1.5\pi + 1$. [See Terzaghi (1943), p. 127.]

s: forma
d: profundidad
i: inclinación ($\leq 1 \wedge \geq 0$)

TABLE 4-3

Shape, depth, and inclination factors for the Meyerhof bearing-capacity equations of Table 4-1

Factors	Value	For
Shape:	$s_c = 1 + 0.2K_p \frac{B}{L}$	Any ϕ
	$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Depth:	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Any ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Inclination:	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	Any ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$	$\phi > 0$
	$i_\gamma = 0$ for $\theta > 0$	$\phi = 0$



Where $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ as in Fig. 4-2

θ = angle of resultant R measured from vertical without a sign; if $\theta = 0$ all $i_i = 1.0$.

B, L, D = previously defined

TABLE 4-4**Bearing-capacity factors for the Meyerhof, Hansen, and Vesic bearing-capacity equations**

Note that N_c and N_q are the same for all three methods; subscripts identify author for N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5.14*	1.0	0.0	0.0	0.0	0.195	0.000
5	6.49	1.6	0.1	0.1	0.4	0.242	0.146
10	8.34	2.5	0.4	0.4	1.2	0.296	0.241
15	10.97	3.9	1.2	1.1	2.6	0.359	0.294
20	14.83	6.4	2.9	2.9	5.4	0.431	0.315
25	20.71	10.7	6.8	6.8	10.9	0.514	0.311
26	22.25	11.8	7.9	8.0	12.5	0.533	0.308
28	25.79	14.7	10.9	11.2	16.7	0.570	0.299
30	30.13	18.4	15.1	15.7	22.4	0.610	0.289
32	35.47	23.2	20.8	22.0	30.2	0.653	0.276
34	42.14	29.4	28.7	31.1	41.0	0.698	0.262
36	50.55	37.7	40.0	44.4	56.2	0.746	0.247
38	61.31	48.9	56.1	64.0	77.9	0.797	0.231
40	75.25	64.1	79.4	93.6	109.3	0.852	0.214
45	133.73	134.7	200.5	262.3	271.3	1.007	0.172
50	266.50	318.5	567.4	871.7	761.3	1.195	0.131

* = $\pi + 2$ as limit when $\phi \rightarrow 0^\circ$.

Slight differences in above table can be obtained using program BEARING.EXE on diskette depending on computer used and whether or not it has floating point.

TABLE 4-5a

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesic, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2 \frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0^\circ)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0^\circ)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians
$s_{q(H)} = 1.0 + \frac{B'}{L'} \sin \phi$	$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 k$
$s_{q(V)} = 1.0 + \frac{B}{L} \tan \phi$	k defined above
for all ϕ	
$s_{\gamma(H)} = 1.0 - 0.4 \frac{B'}{L'} \quad \geq 0.6$	$d_\gamma = 1.00$ for all ϕ
$s_{\gamma(V)} = 1.0 - 0.4 \frac{B}{L} \quad \geq 0.6$	

Notes:

- Note use of "effective" base dimensions B', L' by Hansen but not by Vesic.
- The values above are consistent with either a vertical load or a vertical load accompanied by a horizontal load H_B .
- With a vertical load and a load H_L (and either $H_B = 0$ or $H_B > 0$) you may have to compute two sets of shape s_i and d_i as $s_{i,B}, s_{i,L}$ and $d_{i,B}, d_{i,L}$. For i, L subscripts of Eq. (4-2), presented in Sec. 4-6, use ratio L'/B' or D/L' .

TABLE 4-5b

Table of inclination, ground, and base factors for the Hansen (1970) equations. See Table 4-5c for equivalent Vesic equations.

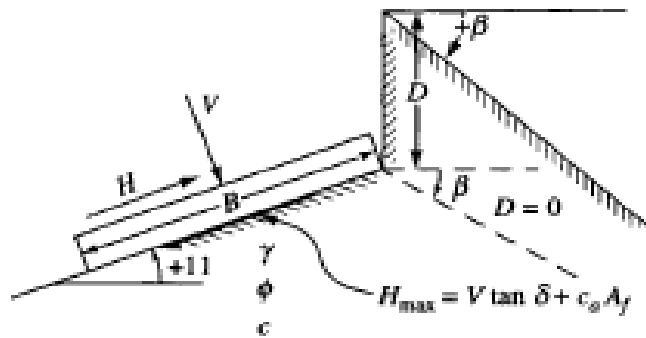
Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i_c = 0.5 - \sqrt{1 - \frac{H_i}{A_f c_a}}$	$g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$	$g_c = 1.0 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$
$i_q = \left[1 - \frac{0.5H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_1}$	$g_s = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^\beta$
$2 \leq \alpha_1 \leq 5$	
	Base factors (tilted base)
$i_\gamma = \left[1 - \frac{0.7H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_2}$	$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi = 0)$
$i_\gamma = \left[1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ/450^\circ)H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{n_2}$	$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ} \quad (\phi > 0)$
$2 \leq \alpha_2 \leq 5$	$b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$
	$b_\gamma = \exp(-2.7\eta \tan \phi)$
	η in radians

Notes:

- Use H_i as either H_B or H_L , or both if $H_L > 0$.
- Hansen (1970) did not give an i_c for $\phi > 0$. The value above is from Hansen (1961) and also used by Vesic.
- Variable c_a = base adhesion, on the order of 0.6 to 1.0 \times base cohesion.
- Refer to sketch for identification of angles η and β , footing depth D , location of H_i (parallel and at top of base slab; usually also produces eccentricity). Especially note V = force normal to base and is not the resultant R from combining V and H_i .

Notes: $\beta + \eta = 90^\circ$ (Both β and η have signs (+) shown.)

$\beta \quad \phi$



For: $L/B \leq 2$ use ϕ_{tr}

$L/B > 2$ use $\phi_{ps} = 1.5\phi_{tr} - 17^\circ$

$\phi_U \leq 34^\circ$ use $\phi_U = \phi_{ps}$

$\delta =$ friction angle between base and soil ($.5\phi \leq \delta \leq \phi$)

$A_f = B'L'$ (effective area)

$c_a =$ base adhesion (0.6 to 1.0c)

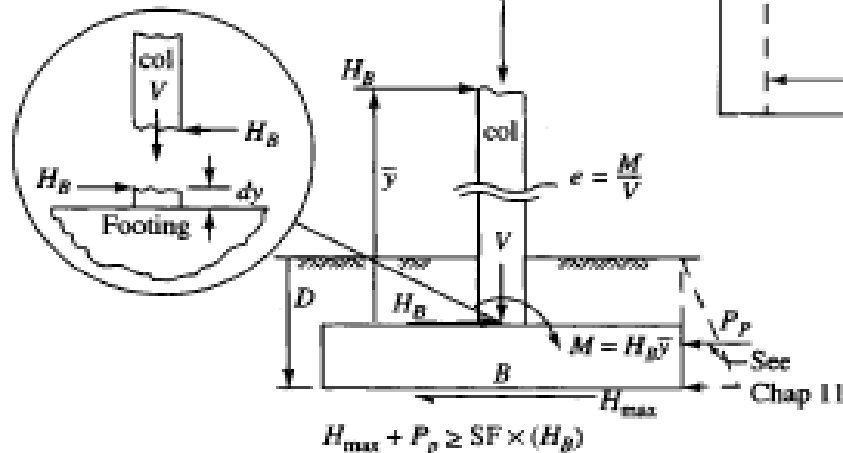
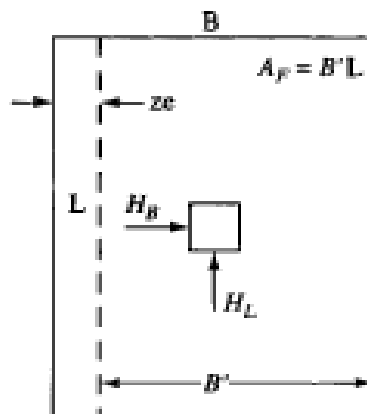


TABLE 4-5c

Table of inclination, ground, and base factors for the Vesic (1973, 1975b) bearing-capacity equations. See notes below and refer to sketch for identification of terms.

Inclination factors	Ground factors (base on slope)
$i'_c = 1 - \frac{mH_i}{A_f c_a N_c} \quad (\phi = 0)$	$g'_c = \frac{\beta}{5.14} \quad \beta \text{ in radians}$
$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (\phi > 0)$	$g_c = i_q - \frac{1 - i_q}{5.14 \tan \phi} \quad \phi > 0$
i_q , and m defined below	i_q defined with i_c
$i_q = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^m$	$g_q = g_r = (1.0 - \tan \beta)^2$
Base factors (tilted base)	
$i_y = \left[1.0 - \frac{H_i}{V + A_f c_a \cot \phi} \right]^{m+1}$	$b'_c = g'_c \quad (\phi = 0)$
$m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$	$b_c = 1 - \frac{2\beta}{5.14 \tan \phi}$
$m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$	$b_q = b_r = (1.0 - \eta \tan \phi)^2$

Notes:

1. When $\phi = 0$ (and $\beta \neq 0$) use $N_y = -2 \sin(\pm \beta)$ in N_y term.
2. Compute $m = m_B$ when $H_i = H_B$ (H parallel to B) and $m = m_L$ when $H_i = H_L$ (H parallel to L). If you have both H_B and H_L use $m = \sqrt{m_B^2 + m_L^2}$. Note use of B and L , not B' , L' .
3. Refer to Table sketch and Tables 4-5a,b for term identification.
4. Terms N_c , N_q , and N_y are identified in Table 4-1.
5. Vesic always uses the bearing-capacity equation given in Table 4-1 (uses B' in the N_y term even when $H_i = H_L$).
6. H_i term ≤ 1.0 for computing i_q , i_y (always).

- Se limita la influencia de los factores d_i para $D/B > 1$ como sigue:

$$d_c = 1 + 0,4 * D/3$$

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg } \phi * (1 - \text{sen } \phi)^2 * D/B$$

$$\left. \begin{array}{l} d_c \\ d_q \end{array} \right\} D/B \leq 1$$

$$d_c = 1 + 0,4 * \text{atg}(D/B)$$

$$d_q = 1 + 2 * \text{tg } \phi * (1 - \text{sen } \phi)^2 * \text{atg}(D/B)$$

$$\left. \begin{array}{l} d_c \\ d_q \end{array} \right\} D/B > 1$$

Vesic (1973 - 1974)

Semejante al método de **B. Hansen** aunque menos conservador en los factores N y con coeficientes i_i, b_i, g_i un poco diferentes.

Observar que en las expresiones de **BH** se usan los términos B' y L' , mientras en las de **Vesic** intervienen B y L . Veremos B' y L' cuando veamos carga excéntrica.

Discusión

Podemos ver un ejemplo de ensayos de fundaciones reales y presiones de hundimiento calculadas por métodos diversos.

Para $L/B > 2$ y $\phi_{\text{triaxial}} > 34^\circ$, se recomienda reemplazar ϕ_{triaxial} como sigue:

$$\phi_{\text{corte directo}} = 1,5 * \phi_{\text{triaxial}} - 17^\circ$$

Las ecuaciones de **Terzaghi** son las más usadas por su simplicidad. No consideran efectos de forma, profundidad, inclinación, etc.. Típicas en estudios de suelos.

con precisión

Es de buena práctica emplear más de una expresión y comparar.

Podemos resumir la situación como sigue:

Expresión

Aplicabilidad

Terzaghi

Suelos muy cohesivos con $D/B < 1$. Estimación rápida de q_{ult}. No es admisible para zapatas con momentos, fuerzas inclinadas, apoyo inclinado o proximidad de taludes.

B.Hansen, Vesic, Meyerhof Según las preferencias del usuario y mientras la expresión sea aplicable.

B.Hansen Vesic

Carga o apoyo inclinado, talud o semi - profundas.

Otras Consideraciones

> Mecanismos de falla:

- Corte generalizado,
- Punzonado,
- Corte Local.

> Las ecuaciones de Terzaghi corresponden a corte generalizado (arena o arcilla densa). Él propuso las reducciones siguientes para corte local:

$$c'' = 2/3 * c \quad \text{y} \quad \tan \phi'' = 2/3 * \tan \phi$$

Estas reducciones podrían ser demasiado pesimistas en algunos casos.

> El término proporcional a $B * N_\gamma$ no puede crecer indefinidamente sino que se recomienda un factor de reducción:

$$r_\gamma = 1 - 0,25 * \log (B/2) \quad \text{y} \quad B \geq 2 \text{ [m]},$$

Resultando: $0,5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma * r_\gamma$.

Las principales observaciones sobre capacidad portante son:

- El término de **cohesión** predomina en suelos cohesivos.
- El término de **profundidad** (q^*N_q) predomina en suelos no - cohesivos: Con pequeño aumento de la **profundidad** D , crece fuertemente q^*N_q .
- El término de **ancho de base** ($0,5^* \gamma^* B^* N_\gamma$) contribuye en todo tipo de suelos y podría despreciarse en fundaciones relativamente angostas.
- Evitar las **masas sueltas** sin cohesión para fundar superficialmente: compactar previamente.
- Hará falta **juicio ingenieril** para determinar capacidad portante cuando exista estratificación o heterogeneidad.
- El diseño y verificación de una fundación es un **proceso iterativo**, en especial cuando existen distintos estados de sollicitación. La excepción es Terzaghi.
- Es necesario considerar el rango de aplicabilidad de cada método. Se recomienda chequear los resultados obtenidos por **distintos métodos**.
- Podría seguirse la propuesta de Vesic en el sentido de no considerar los factores d_i para $D/B < 1$.

Cargas Excéntricas

Se debe trabajar con un "área efectiva" A_f sometida a una presión q' :

$$A_f = B' * L' \quad \text{con: } L' = L - 2 * e_x \quad B' = B - 2 * e_y$$

Observar que $B' * L'$ debe incluir a la proyección de la columna para que el sistema sea estable.

En A_f se asume una tensión uniforme.

El ACI 318 requiere, para una columna $w_x * w_y$:

$$\begin{aligned} E_{mín} &= 4 * e_y + w_y & B' &= 2 * e_y + w_y \\ B_{mín} &= 4 * e_x + w_x & L' &= 2 * e_x + w_x \end{aligned}$$

Existen distintos procedimientos:

1] Emplear las expresiones de **Hansen o Vesic** con los ajustes que siguen:

- Usar B' en el término $\gamma^* B^* N_\gamma$
 - Usar B' y L' para computar los factores de forma.
 - Usar B y L para computar los factores de profundidad.
- La presión admisible resulta entonces: $q_a = q^*_{últ} / SF$ y $P_a = q_a * B' * L'$

2] Emplear las exprs. de Meyerhof afectadas por el factor de reducción Re :

$$q^*_{últ,d} = q^*_{últ,c} * Re$$

$$Re = 1 - 2 * e/B \quad \text{suelos cohesivos para } 0 < e/B < 0,5$$

$$Re = 1 - (e/B)^{1/2} \quad \text{suelos no cohesivos para } 0 < e/B < 0,3$$

Si $e/B = 0,5$ la fundación es inestable.

B : dirección en la que se produce la excentricidad.

Base circular (u octogonal): B es el diámetro (o diámetro efectivo).

3] Usar las ecuaciones de Meyerhof con B' y L' para calcular los factores de forma y profundidad y usar B' en el término: $0,5 * \gamma * B' * N_\gamma$

Cargas inclinadas:

Aplicar las expresiones indicadas en las tablas. Se recomienda limitar los factores α de B. Hansen así:

Para i_q : α_1 de 2 a 3 Para i_γ : α_1 de 3 a 4

En el caso general hay **inclinación en los sentidos**: $H_B // B$ y $H_L // L$.
Entonces, si

$$\begin{aligned} H_B = 0,0 & \text{ resultan } i_{cB} = 1; & i_{qB} &= 1; & i_{\gamma B} &= 1 \\ H_L = 0,0 & \text{ resultan } i_{cL} = 1; & i_{qL} &= 1; & i_{\gamma L} &= 1 \end{aligned}$$

Entonces para cada componente H_B o H_L , se tiene una $q^*_{últ}$ calculada para el área efectiva ($B' * L'$). Se debe tomar la menor.

Consideración del empuje pasivo

Frente al deslizamiento, tenemos:

$$H_{BOL} = \frac{V_x \operatorname{tg} \delta + c_a * B' * L'}{SF_1} + \frac{P_p}{SF_2}$$

Si se toma en cuenta el empuje pasivo para resistir deslizamiento, se deben tomar todos los $d_i = 1,0$.

Capacidad Portante dada por Códigos:

Son valores presuntos y sólo sirven con fines ilustrativos y como comparación. En el CCSrM, hay una tabla cuya aplicación vemos luego.

Factores de Seguridad en Diseño de Fundaciones

Comparación con el caso de estructuras.

En fundaciones el tema es más difícil por las causas que siguen:

- Mayor complejidad en el comportamiento del suelo.
- Modificaciones de origen ambiental sin control.
- Conocimiento incompleto del subsuelo.
- Modelos matemáticos inadecuados.
- Parámetros no muy bien determinados.

En cada caso, para llegar a un SF, se debe considerar:

- Magnitud de los daños si hubiera una falla.
- Costo resultante de incrementar el SF.
- Cambio en las probabilidades de falla por cambio en el SF.
- Confiabilidad de la información geotécnica.
- Cambios en las condiciones geotécnicas provocadas por la construcción u otras causas.
- Calidad de los procedimientos de diseño y análisis.

Valores referidos por Bowles (1996) como valores generalmente usados:

Zápatas: 2 a 3; Plateas: 1,7 a 2,5; Tracción: 1,7 a 2,5

CCSrM: 3,5 sin sismo; 1,5 con sismo

A veces, para controlar asentos se reducen las tensiones, lo que redundaría en mayores SF.

**REGLAMENTO ARGENTINO
PARA CONSTRUCCIONES
SISMORRESISTENTES**

**PARTE I
CONSTRUCCIONES
EN GENERAL**

$$R_d = \phi R_n \geq R_u$$

R: resistencia // d: diseño // n: nominal // u: última

$$W_i = D_i + \sum f_j L_j + f_2 S_i$$

W: gravitatoria // f: simultaneidad //
D: muerta // L: uso o viva // S: nieve

Combinación de acciones

$$1,20 D \pm 1,00 E + f_1 L + f_2 S$$

$$0,9 D \pm 1,00 E$$

$$E = E_H + E_V$$

Acero si la sobrerresistencia es importante:

$$1,20 D \pm \Omega_0 E_H + 0,5 L + 0,2 S$$

$$0,9 D \pm \Omega_0 E_H$$

Ω_0 factor de sobrerresistencia.

Considerar componente vertical de la acción sísmica
Considerar la torsión.

$$M_{ta k} = F_k e_{ak}$$

CIMENTACIONES:

$$S_u \leq \phi S_n$$

que no incluyen sismo $\phi = 0,4$

que incluyen sismo $\phi = 0,7$

Diseño por capacidad con sismo:

$$\phi = 1$$

Sugeriro:

f mín ss = 0,3 // f mín cs = 0,65

Tabla 5.1. Factores de comportamiento

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C _d	Ω _o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R = (3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5

Elástico R = 1,5

Otros valores para estruct. Metálicas; mampostería, etc.

A N E X O I I I

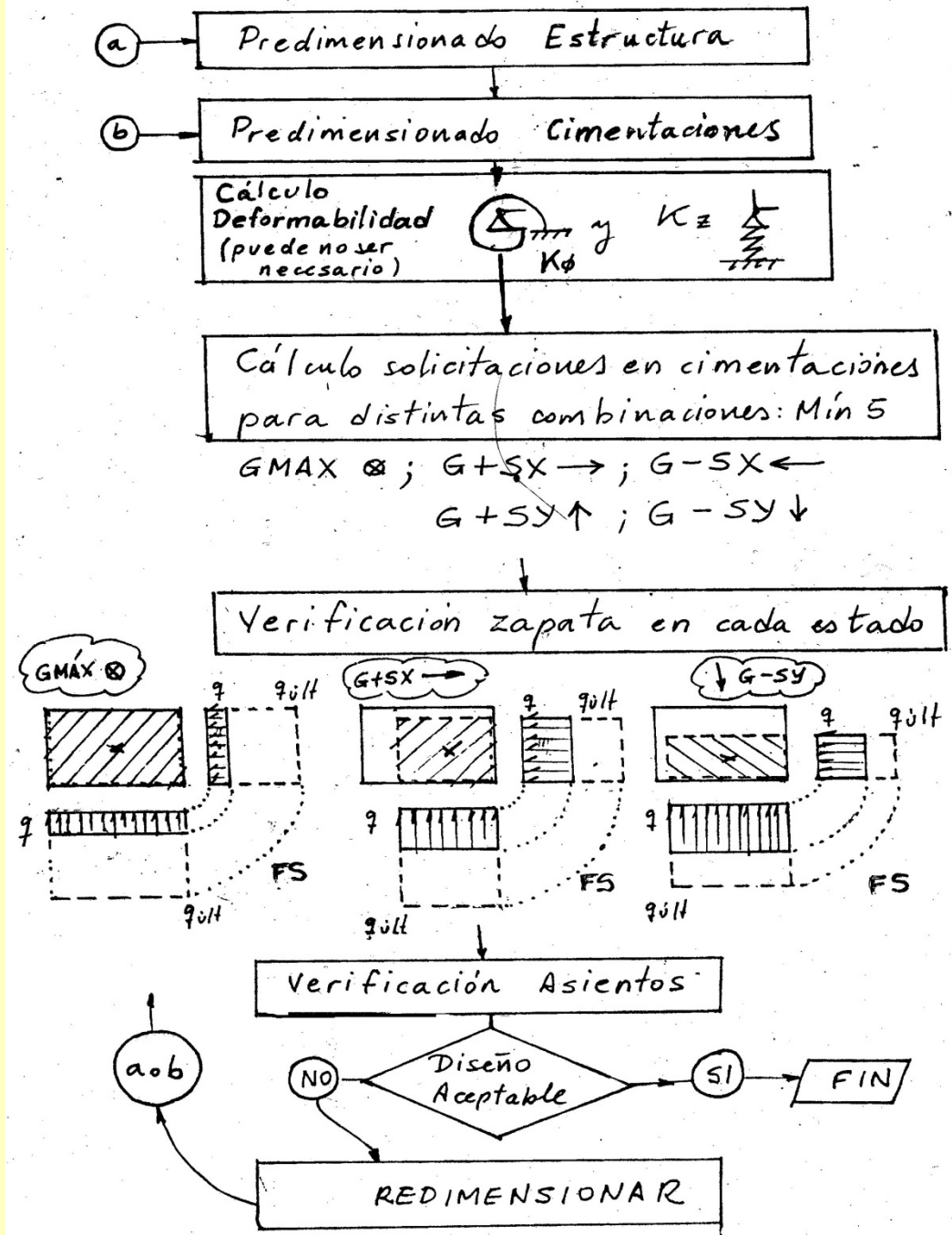
Presiones máximas de trabajo sobre el plano de fundación para obras en zonas urbanas (Artículo 5°).

<u>Z O N A</u>	<u>CARGA UNITARIA (kg./cm2.)</u>
Ciudad de Mendoza	0,8
Godoy Cruz	1,0
Las Heras	0,6
Guaymallén	0,8
Luján	1,0
San Carlos	0,5
Maipú	1,5
Tunuyán	0,5
Lavalle	0,5
San Martín	0,6
La Paz	0,6
Santa Rosa	0,6
Rivadavia	0,5
Junín	0,5
Tupungato	2,0
San Rafael	1,5
General Alvear	0,5
Malargüe	2,0

Nota: Estos valores podrán modificarse en función del desarrollo de los conocimientos que se obtengan en el Registro de Informaciones Geotécnicas.

PROCESO GENERAL DE DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES O PROFUNDAS

- El esquema corresponde a cimentaciones superficiales
- Considera deformabilidad de la cimentación/terreno (obligatorio para el CCSRMDZ).
- El esquema simplifica la representación de las solicitaciones.
- El esquema evidencia que existen solicitaciones transversales a la solicitación principal considerada.
- El esquema evidencia la necesidad de dimensionar la estructura y la cimentación simultáneamente.



CAPACIDAD PORTANTE EN TRACCIÓN

Both cases: $T_u = sD = s_u pD + p \int_0^D \sigma_v \tan \phi(dh) + W$
 $p = \text{pullout perimeter}$

En las ecuaciones siguientes, no se presta atención a la zona de tracción curva

T_u = Resistencia por la superficie perimetral + Peso base y terreno sobre ella

Únicamente para arenas

Caso de fundaciones superficiales:

Circular: $T_u = \pi \times B \times s_u \times D + S_f \times \pi \times B \times \gamma \times (D/2) \times K_u \times \tan \phi + W$
 $T_u = 2 \times s_u \times D \times (B+L) + \gamma \times D^2 \times (2 \times S_f \times B + L - B) \times k_u \times \tan \phi + W$

Rectangular:

Con el factor de fricción lateral: $S_f = 1 + m \times D/B$

Caso de fundaciones profundas:

Circular: $T_u = \pi \times s_u \times BH + S_f \times \pi \times B \times \gamma \times (2D-H) \times (H/2) \times K_u \times \tan \phi + W$
 $\times H \times K_u \times \tan \phi + W$
 Rectangular: $T_u = 2 \times s_u \times H \times (B+L) + \gamma \times (2D-H) \times (2S_f \times B + L - B) \times$

Con el factor de fricción lateral (para cada ángulo se da un valor de H/B a partir del cuál la fundación se puede considerar profunda):

Límites:	$\phi = 20^\circ$	$\phi = 25^\circ$	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 35^\circ$	$\phi = 40^\circ$	$\phi = 45^\circ$	$\phi = 48^\circ$
H/B	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,10	0,15	0,25	0,35	0,50	0,60
sf	1,12	1,30	1,60	2,25	4,45	5,50	7,60

Para K_u (sobre la base del juicio ingenieril), tomar K_0 o prom. entre K_p, K_0, K_a

Both cases: $T_u = sD = s_u pD + p \int_0^D \sigma_v \tan \phi(dh) + W$
 $p = \text{pullout perimeter}$

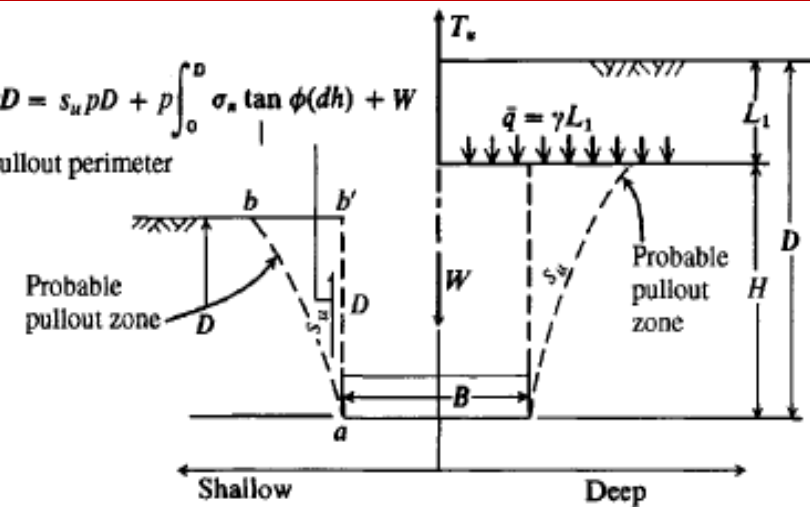


Figure 4-10 Footings for tension loads.

$H = \text{approximate limiting depth of footing failure zone and is confined by a surcharge pressure of } \bar{q} = \gamma L_1$
 Obtain $H/B = f(\phi)$ from table following Eq. (4-26).

- En terrenos muy malos, tomar solamente el peso.
- En suelos cohesivos, reducir el perímetro útil:

$$T_u = W + \pi \times B' \times (0,8 D) \times k \times c$$

Aquí la adhesión es: $k \times c$

Factor de seguridad: 1,2 a 4 ó 5:

$$\text{Tau} = T_u / \text{SF}$$

Nociones de Capacidad Portante en Roca

A excepción de rocas volcánicas y limolitas porosas, la resistencia del macizo es mayor que la del hormigón de las fundaciones. Otra excepción son los macizos muy fracturados o meteorizados.

Generalmente importa más conocer la deformabilidad y se hacen esfuerzos por conocer E y ν .

Algunos valores típicos:

Tipo de roca	E [GPa]	ν	Resistencia a la Compresión [MPa]
Basalto	17 - 103	0,27 - 0,32	170 - 415
Granito	14 - 83	0,26 - 0,30	70 - 126
Limolita	21 - 103	0,24 - 0,45	35 - 170
Arenisca	3 - 42	0,20 - 0,45	28 - 138

Se pueden usar los coeficientes de capacidad portante dados por Terzaghi:

$$N_q = \text{tg}^6 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = 5 \times \text{tg}^4 (45 + \phi/2)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con los coeficientes de forma del mismo autor.

Los parámetros de resistencia al corte típicos son:

$$\phi = 40^\circ \text{ a } 55^\circ \quad \text{y} \quad c = 3,5 \text{ a } 17,5 \text{ MPa}$$

También, se puede dar la relación siguiente:

$$q'_{\text{ult}} = q_{\text{ult}} \cdot (\text{RQD})^2$$

q_{ult} : resistencia a la compresión simple (inconfiada) del testigo intacto

Asientos en Fundaciones Superficiales

Introducción

En principio los suelos se tratan como un medio elástico homogéneo e isótropo. Aparecen dos problemas generales:

- Obtener valores "realistas" para E, G, v.
- Obtener perfiles de tensiones en profundidad.

Considerando ambos aspectos surge la siguiente ecuación básica:

$$\Delta H = \int_0^H \epsilon \, dH$$

Dónde:

$\epsilon = \Delta q / E_s$ (deformación); $\Delta q = f(H, \text{carga})$; H: Prof. estimada.

$E_s = f(H, \text{variación de suelo})$.

Generalmente clasificamos los asientos en:

Inmediatos: Dentro de los aproximadamente 7 días tras aplicar la carga. Para suelos gruesos o finos no saturados ($S < 90\%$).

Consolidación: Puede demorar años (generalmente 3 a 10) y hasta siglos. Para suelos finos (arcillas o limos) saturados.

En ambos casos:
$$\Delta H = \epsilon \cdot H = \sum_{H_i}^{H_{i+1}} \frac{\Delta q_i}{E_{s_i}} \cdot (H_{i+1} - H_i) \quad (i = 1 \text{ a } n)$$

El módulo puede obtenerse o bien del ensayo de consolidación ($E_s = 1/m_v$) o bien del ensayo triaxial (E_s, tr) y de una estimación del coeficiente de Poisson:

$$E_s = \frac{1}{m_v} = \frac{(1-\nu) \cdot E_{s, tr}}{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)} \quad \nu: \text{Estimado.}$$

Tensiones

Se aplican los temas ya vistos: Boussinesq y derivados (Fadum, Newmark) y Westergaard.

Asientos Inmediatos

Asiento en la esquina de una base rectangular $B' \times L'$ flexible, sobre un medio elástico homogéneo mediante la Teoría de la Elasticidad:

$$\Delta H = q_0 \cdot B' \times \frac{1-\nu^2}{E_s} \cdot \left(I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 \right) \cdot I_F$$

q_0 : presión de contacto

B' : lado menor de la base

I_i : Factores de influencia que dep. de L'/B' , coef. de Poisson y geometría.

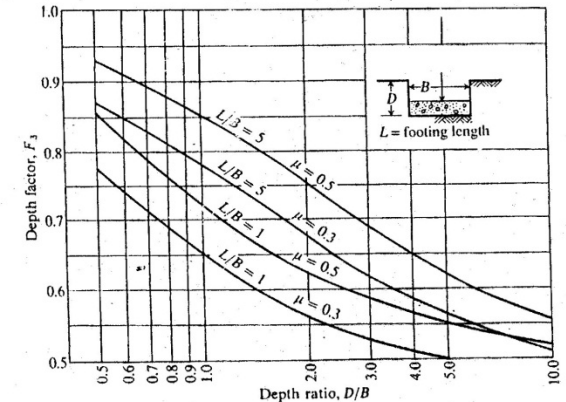
I_1 e I_2 pueden determinarse a partir de las expresiones de Steinbrenner, mientras I_F surge del gráfico siguiente:

($M = L'/B'$; $N = H/B'$; $B' = B/2$ centro o B vértice; $L' = L/2$ centro o L vértice).

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{(1+\sqrt{M^2+1})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{M^2+N^2+1})} + \ln \frac{(M+\sqrt{M^2+1})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{M^2+N^2+1}} \right]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \cdot \text{atg} \left(\frac{M}{N\sqrt{M^2+N^2+1}} \right) \quad \text{atg en } r^\circ$$

Factores I_F para relaciones D/B determinadas.



Las ecuaciones son aplicables a suelos no saturados friccionales e incluso cohesivos con bajo contenido de materia orgánica: si el contenido es alto aparecen fenómenos de "creep". En general se recomienda tomar valores medios de E dentro de los $5 \cdot B$ de profundidad.

En bases rígidas tomar un 7% menos que en el caso flexible: * por 0,931 los valores anteriores.

Rotación de Bases

La expresión siguiente es una buena aproximación:

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{(1-\nu^2) \times M}{E_s \times B^2 \times L} \times I_0$$

Factores I₀:

L/B	Flexible	Rígida
0,1	1,045	1,59
0,2	1,60	2,42
0,5	2,51	3,54
1,0	3,15	4,17
2,0	3,57	4,59
10,0	3,81	4,98

Otras consideraciones relativas a asentos inmediatos:

Los asentos inmediatos pueden estimarse como sigue:

$$\Delta H = \frac{P \times H}{A \times E} = \int \frac{L}{E} = \epsilon \times H$$

- Es debe tomarse como el promedio ponderado en la zona de influencia H.
- El coef. de Poisson tiene poca influencia en este caso.
- La zona de influencia es al menos 5*B. o la profundidad necesaria para que E = 10*E_{ss} (E_{ss}: módulo en contacto con la base): Capa "dura".

Estimación del módulo E_s

Hay diferentes procedimientos:

- Compresión simple: valores (tgte. al origen) muy bajos por falta de confinamiento.
- Compresión triaxial: valores (tgte. al origen) menores que los reales.
- SPT: valores aproximados para módulos horizontales. Influyen los factores locales como cementación, sobreconsolidación,
- Plato de carga: valores con poco o nulo confinamiento.
- Otros: presurómetro, CPT.

Material	E _s [kPa] determinado a partir del SPT
Arena normalmente consolidada	E _s = (2600 a 2900)*N
Arena saturada	E _s = 250 * (N+15)
Grava arenosa	E _s = 600 * (N+6) N < 15 E _s = 600 * (N+6) + 2000 N > 15
Limo, arcilla limosa, arcilla	E _s = 300 * (N+6)

Multiplicar por √OCR en suelos sobreconsolidados.

Valores del CCSrM (Deformabilidad)

El CCSrM da valores para estimar asentos y giros instantáneos, generalmente empleados para establecer constantes de resorte en la resolución de estructuras. Se introduce el concepto de "rigidez de las fundaciones":

$$K_{\phi} = \frac{E}{2 \times (1-\nu^2)} \times \beta_{\phi} \times b \times l^2 \quad K_z = \frac{E_0}{2 \times (1-\nu^2)} \times \beta_z \times (b \times l)^{1/2}$$

Con β_z y β_φ en la Di 5.1.2.1 del mismo Código

Para el módulo se dan rangos de valores: a*z < E₀ < b*z, Di 5.1.2.2

Para acciones sísmicas adopta E_{0s} = 10* E₀ que puede ser excesivo para granulares no saturados y totalmente fuera de la realidad en otros casos.

Asientos Debidos a la Consolidación

Los asentos de suelos finos y saturados dependen del tiempo. Suele usarse la ecuación que sigue:

$$\Delta H = m_v \times \Delta p \times H = \epsilon \times H$$

Donde E_s = 1/m_v, con m_v determinado en el ensayo de consolidación con los problemas siguientes: probeta pequeña, muy lento, costoso.

Para calcular asentos en suelos arcillosos saturados, es necesario tener en cuenta tres factores claves:

- Conocer si el suelo está o no normalmente consolidado o preconsolidado (OCR > 1).
- Estimación de la relación de vacíos e₀ "in situ". Obtención de buenos perfiles de índice de compresión.
- Estimación del incremento de tensión media Δq en estrato de espesor H.

La relación básica de la consolidación es:

$$e = e_0 - c_c \times \log \frac{p'_0 + \Delta p'_0}{p'_0} \quad (\text{no lineal})$$

Dónde:

- e₀ : relación de vacíos a la profundidad z(m).
- p'₀ = γ' * z : presión efectiva en la profundidad z
- Δp'₀ = γ' * dz : incremento o decremento de p'₀
- dz : profundidad desde z hasta la media altura del estrato.

Se observa que e no es lineal con p: No se recomienda tomar un valor grande de H/2 (espesor drenante del estrato) en el cuál se promedien los otros valores.

En general: A igual presión de contacto, hay mayor asentamiento en las bases mayores (de mayor ancho). Además, la zona afectada puede situarse aproximadamente en los 5B: es mayor cuánto más grande es la base.

Tolerancia Estructural a los Asientos

Los asientos uniformes generalmente no afectan a las estructuras pero sí al servicio que presta una construcción.

Las rotaciones uniformes pueden afectar muy poco a las estructuras, pero pueden ser muy perjudiciales funcional y estéticamente.

Los asientos locales o puntuales pueden ser muy perjudiciales.

Generalmente el daño se produce mediante asientos diferenciales, que pueden estimarse como $\frac{3}{4}$ del asiento máximo.

Se pueden considerar como admisibles los valores que siguen: (valores recomendados para diseño entre paréntesis)

Criterio	Asiento admisible [mm]
Distorsión angular	L/300 [mm/mm]
Mayor asiento diferencial en arcillas	45 (35)
Mayor asiento diferencial en arenas	32 (25)
Asiento máximo en arcillas	75 a 125 (65 a 100)
Asiento máximo en arenas	50 a 75 (35 a 65)

- Prestar mucha atención a los asientos diferenciales entre puntos próximos.
- Las estructuras construidas con materiales dúctiles toleran mejor los asientos.
- El tiempo total para el desarrollo de los asientos puede ser largo, lo que da tiempo a las adaptaciones estructurales.

Criterio del USSR:


L: distancia entre puntos adyacentes. H: altura del muro sobre las fundaciones.

Estructura	Arena o arcilla dura	Arcilla plástica	Asiento máximo promedio [mm]
Rieles de grúa	0,003 * L	0,003 * L	---
Pórticos acero u hormigón	0,002 * L	0,002 * L	100
Pórtico rigidizado	0,0007 * L	0,001 * L	150
Mampostería de varios pisos L/H < 3	0,0003 * L	0,0004 * L	100
Mampostería de varios pisos L/H > 5	0,0005 * L	0,0007 * L	
Chimeneas, tanques, fundaciones anulares	0,004 * L	0,004 * L	300 /

Comentarios sobre Asientos

- Difícilmente la estimación de asientos coincida con la realidad observada.
- Usualmente hay al menos +/-20% de error en un conjunto de fundaciones.
- Usualmente al menos una fundación desciende el doble que otra en el cjto.
- Los trabajos de construcción (p.e. compactación) pueden modificar los asientos.
- También interesan los asientos no estructurales como los que se producen en los solados.

PRESIONES DE HUNDIMIENTO: PUNTOS DESTACADOS




- La determinación de presiones de hundimiento es una **parte esencial del proceso de diseño** de cimentaciones. Hay otras etapas muy importantes (elección de cota y sistema de fundación, asientos, etc.).

- Existen **diferentes mecanismos de colapso** típicos (corte generalizado, corte local y punzonado), que implican modos de deformación y rotura diferentes.

- La **presión admisible** es $q_{adm} = q_{últ} / FS$

- Los métodos de determinación de presión de hundimiento surgieron de un **proceso teórico - experimental** (con énfasis en este último).



- Se aplica el concepto de **área efectiva** centrada con la carga y con tensión normal uniforme igual a la presión de hundimiento.


- La **presión admisible depende** principalmente de: i) **suelo** y sus parámetros geomecánicos (γ, ϕ, c); ii) **de la profundidad**; iii) **de la geometría** de la zapata; iv) **de las cargas** (muy importante excentricidad e inclinación); v) **naturaleza de las cargas** (sísmicas o no).

- En cada fundación aparecen **distintas presiones de hundimiento y admisible según estado de cargas**.

- **NO EXISTE UNA PRESIÓN ADMISIBLE FIJA PARA UN SITIO Y PROFUNDIDAD DETERMINADOS.**

- Hay **distintos métodos** para determinar presiones de hundimiento. Terzaghi más simple y útil para acciones verticales; Brinch Hansen más general y complejo (inclinadas, excéntricas, etc.).

- El **Código de Construcciones Sismo-Resistentes de Mendoza** impone aplicación de presión de hundimiento y área efectiva, basado en B.Hansen.



- Los **factores de seguridad dependen de la confiabilidad** de todo el proceso y de la naturaleza de las acciones.

- Es de la mayor importancia contar con **suficiente investigación geotécnica** del terreno (en sitio y laboratorio + interpretación de gabinete) para determinar presiones de hundimiento.