

# Fasi del progetto geotecnico di una fondazione

1. Indagini per la caratterizzazione del sottosuolo

2. Analisi di entità e distribuzione delle azioni di progetto in esercizio (carichi fissi e sovraccarichi permanenti e accidentali)

3. Scelta della tipologia e del piano di posa

4. Dimensionamento, verifica di capacità portante (calcolo del carico limite e relative verifiche)

5. Analisi dello stato tensio-deformativo nel sistema terreno-fondazione in esercizio:
- calcolo dei cedimenti e verifica della loro ammissibilità
  - studio dell'interazione terreno-fondazione

## Strutture di fondazione

Tutte le strutture civili (edifici, ponti, muri, ecc.) sono vincolate al terreno attraverso una “struttura di fondazione”, che va opportunamente dimensionata.



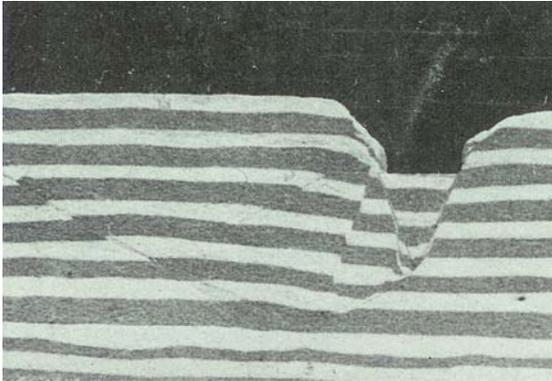
Il vincolo terreno, sollecitato attraverso la fondazione, non deve infatti collassare o essere troppo cedevole (cioè, produrre cedimenti incompatibili con la statica e/o la funzionalità della sovrastruttura).

La soluzione del problema richiede tipicamente la valutazione:

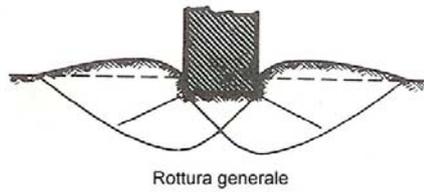
- **della capacità portante della fondazione;**
- dei cedimenti indotti in condizioni di esercizio.

# Meccanismi di collasso delle fondazioni superficiali

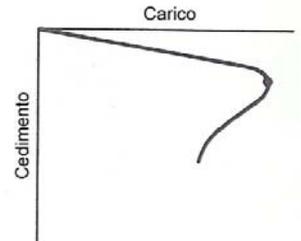
Sabbia densa ( $D_r = 100\%$ )



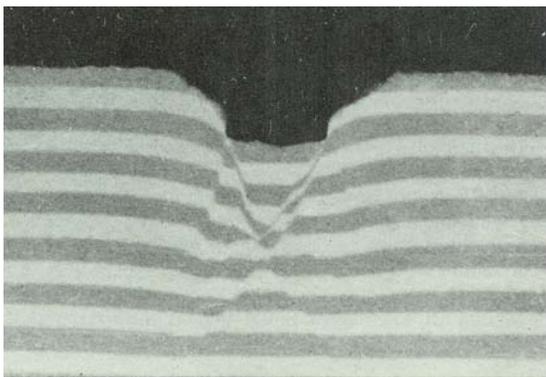
**Rottura generale**



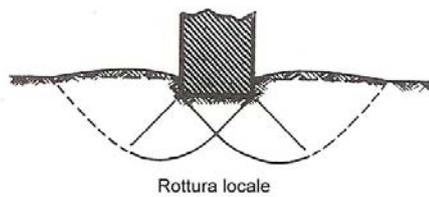
Rottura generale



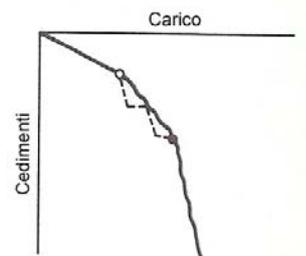
Sabbia media ( $D_r = 47\%$ )



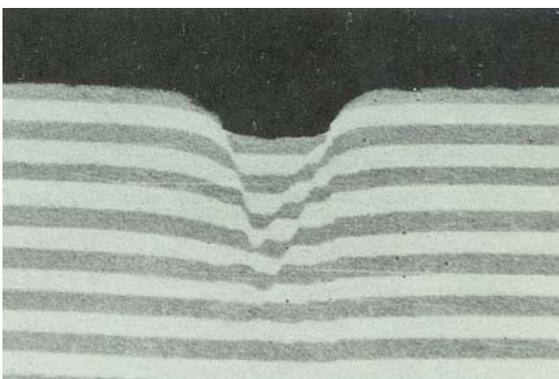
**Rottura locale**



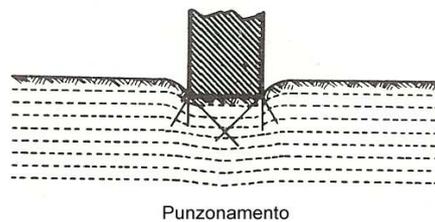
Rottura locale



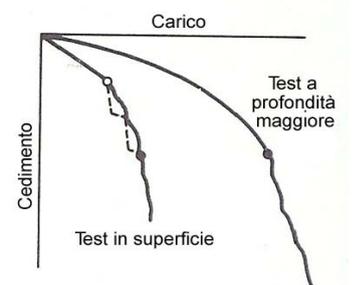
Sabbia sciolta ( $D_r = 15\%$ )



**Punzonamento**

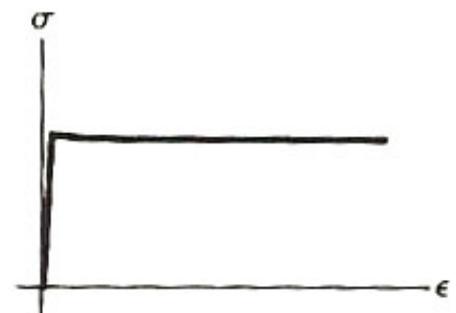
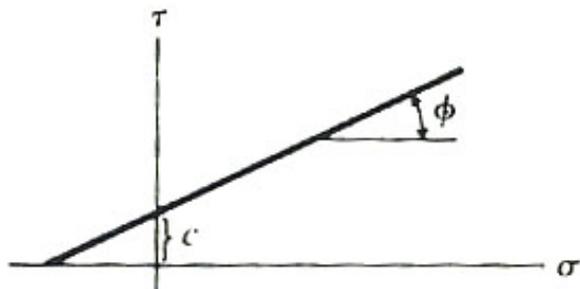
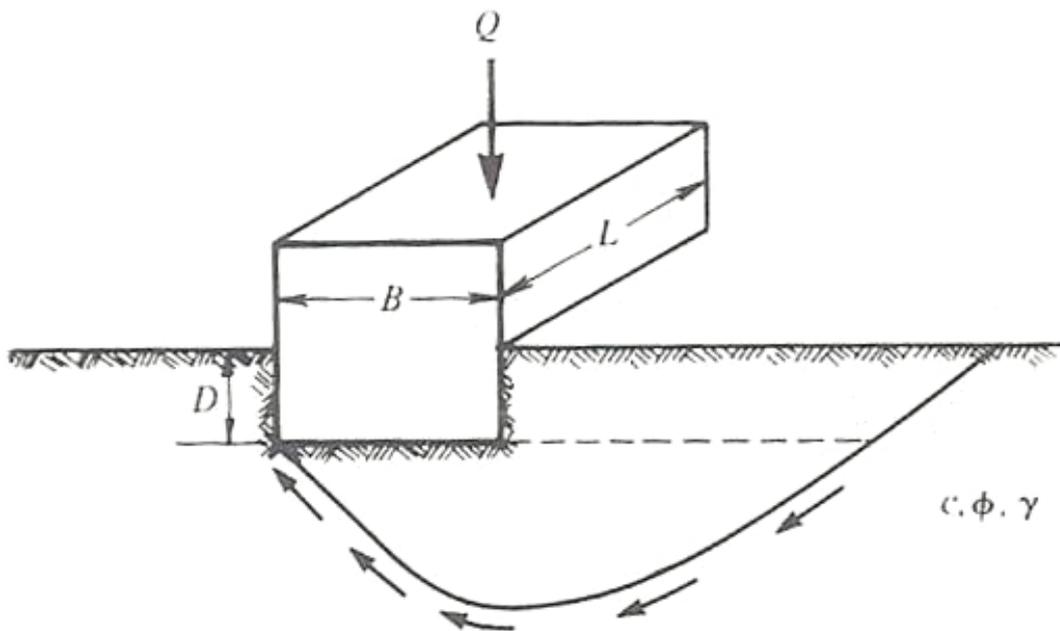


Punzonamento



## Schema di riferimento

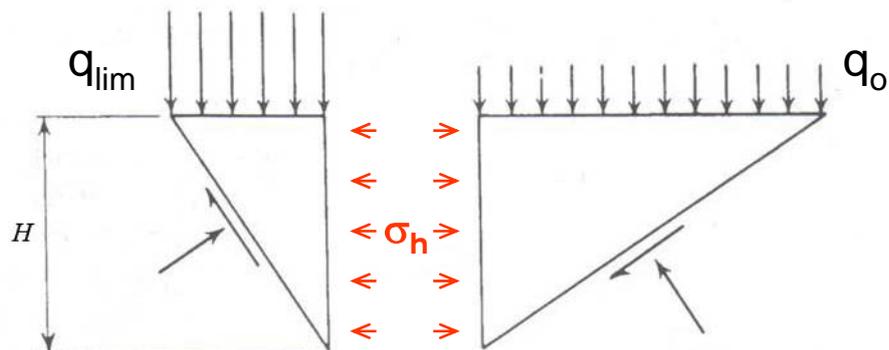
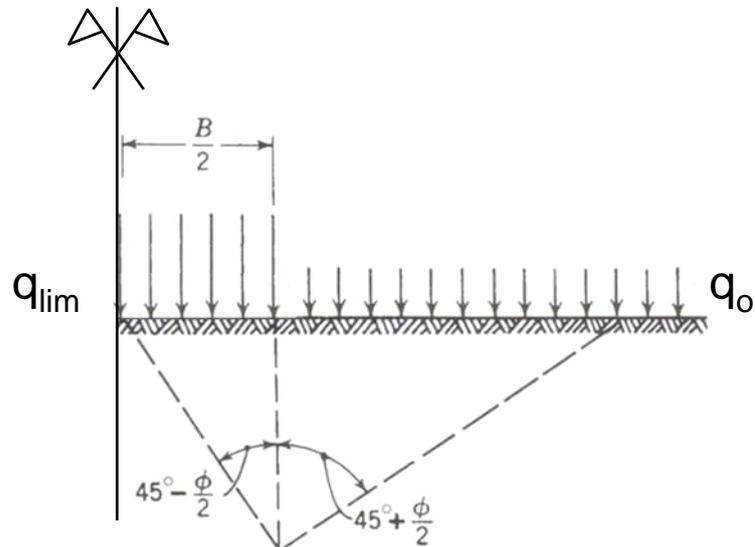
- Fondazione nastriforme ( $L \gg B$ , nelle applicazioni la soluzione relativa a questo schema si ritiene valida per fondazioni rettangolari con  $L > 5B$ )
- Piano di posa a profondità  $D$
- Rinterro dotato di peso proprio ma privo di resistenza (a vantaggio di sicurezza)
- Terreno al di sotto della fondazione dotato di peso proprio, con comportamento rigido-plastico e con criterio di resistenza di Mohr-Coulomb



# Modello semplificato

## Cunei di Rankine

(soddisfano le condizioni di equilibrio ma sono cinematicamente incompatibili)



$$\frac{B}{2} = H \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow H = \frac{B}{2} \sqrt{K_p}$$

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_a + q_{lim} \cdot H \cdot K_a - 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_a}$$

$$S_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot K_p + q_o \cdot H \cdot K_p + 2c \cdot H \cdot \sqrt{K_p}$$

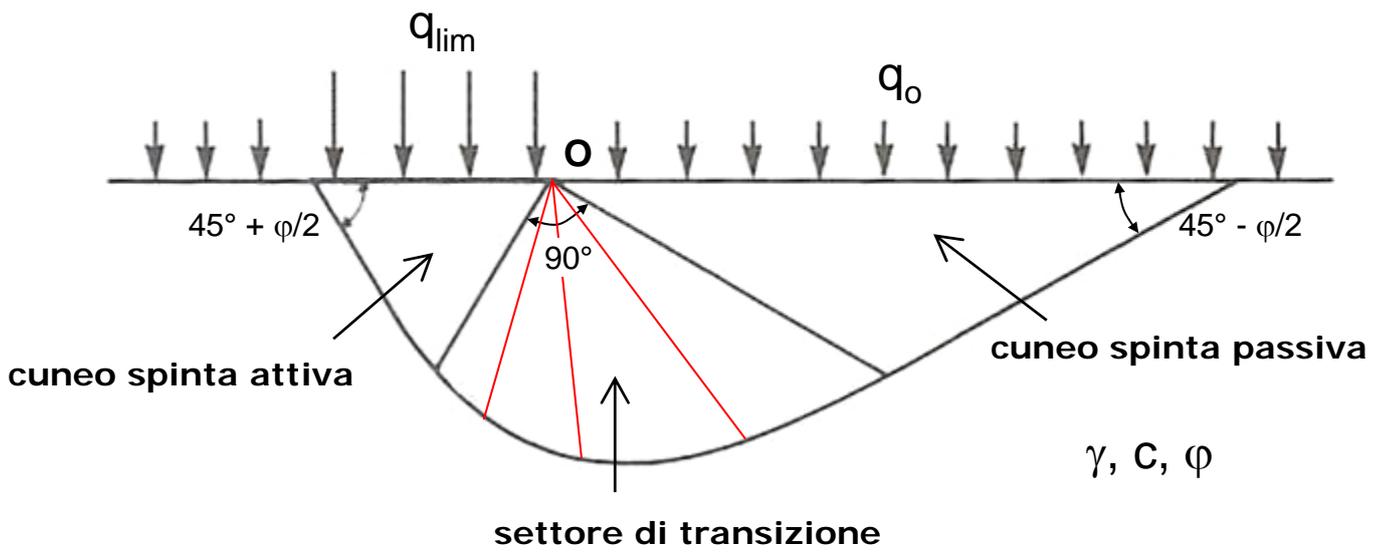
$$S_a = S_p \Rightarrow q_{lim} = N_q \cdot q_o + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

con (considerato che  $K_a = 1/K_p$ ):

$$N_q = K_p^2; N_c = 2 \frac{\sqrt{K_p} + \sqrt{K_a}}{K_a}; N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \frac{K_p / K_a - 1}{\sqrt{K_a}}$$

## Carico limite: la formula trinomia

### Teorie di Prandtl/Caquot/Terzaghi (meccanismo di rottura generale)



Il settore di transizione, detto ventaglio di Prandtl, contiene superfici di rottura piane passanti per O con inclinazione sull'orizzontale che varia da  $-(45^\circ - \varphi/2)$  a  $+(45^\circ + \varphi/2)$ .

$$q_{lim} = N_q \cdot q_o + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

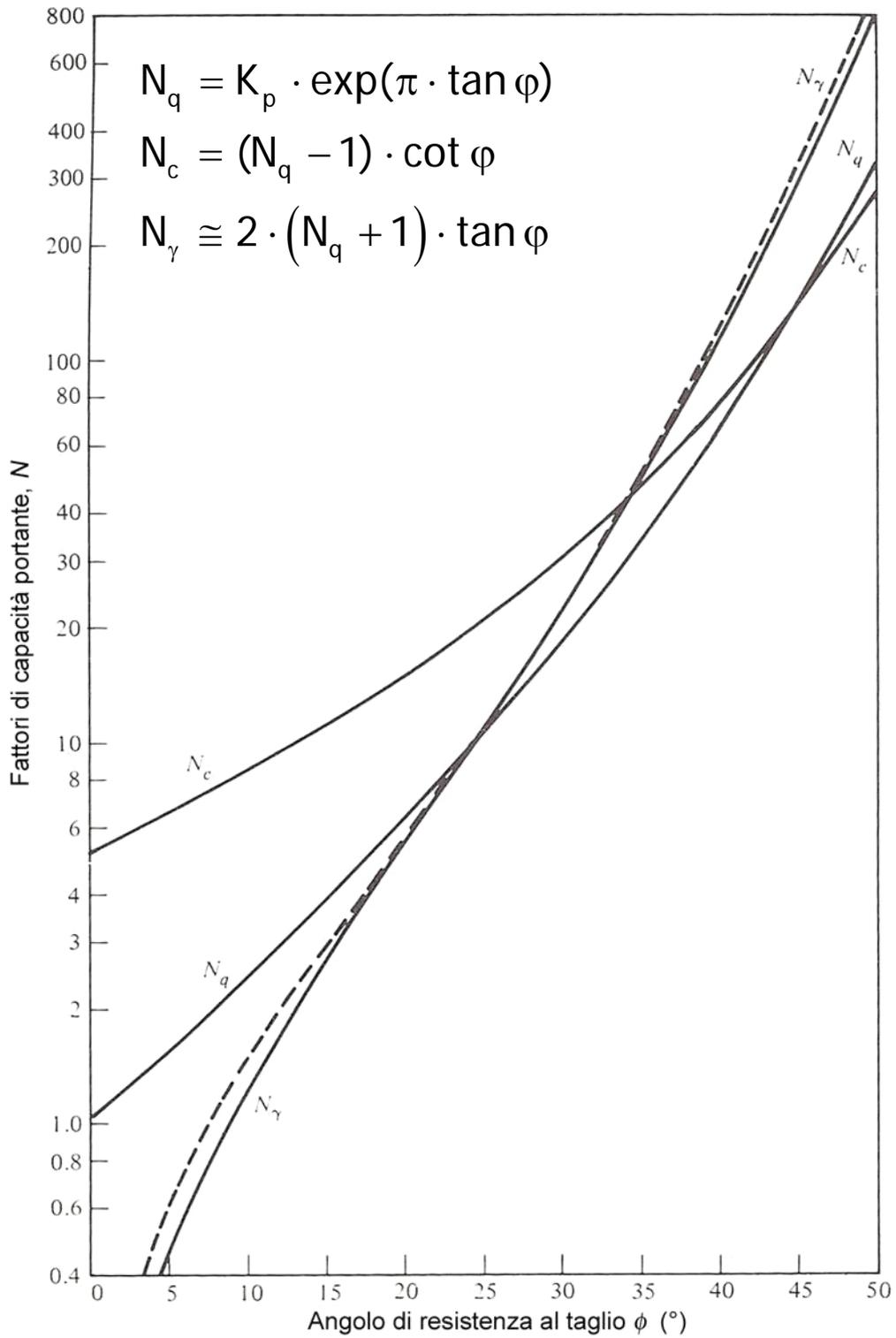
$q_o$  = sovraccarico dovuto al rinterro

$\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno di fondazione

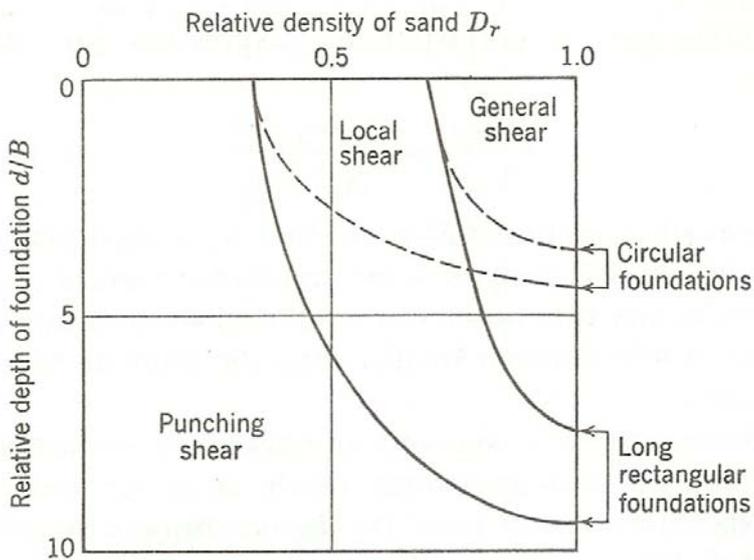
$B$  = larghezza della striscia (proporzionale alla massima profondità della superficie di scorrimento rispetto al piano di posa)

$N_q, N_c, N_\gamma$  = funzioni crescenti dell'angolo di attrito  $\varphi$

## Coefficienti di carico limite



# Punzonamento



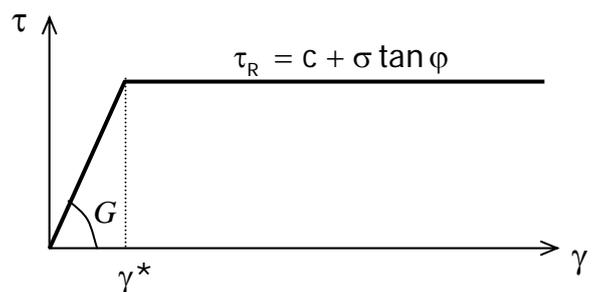
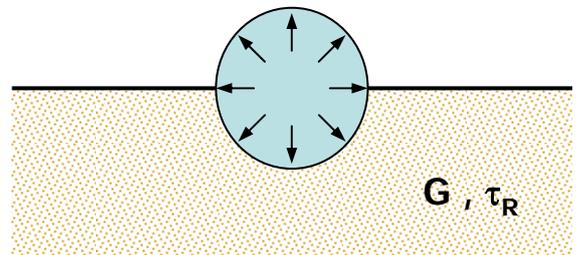
Si verifica:

per terreni poco addensati e/o per fondazioni profonde ( $D/B$  elevato)

Non può verificarsi:

in condizioni non drenate per terreni a grana fine. Dato che il volume non può variare, è infatti possibile solo la rottura generale.

Vesic (1975) ha studiato il fenomeno in via approssimata assimilando il terreno a un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica



Si verifica punzonamento se:

indice di rigidezza

$$I_r = \frac{G}{c + \sigma \tan \phi} = \frac{G}{\tau_R} = \frac{1}{\gamma^*} < I_{r,crit}$$

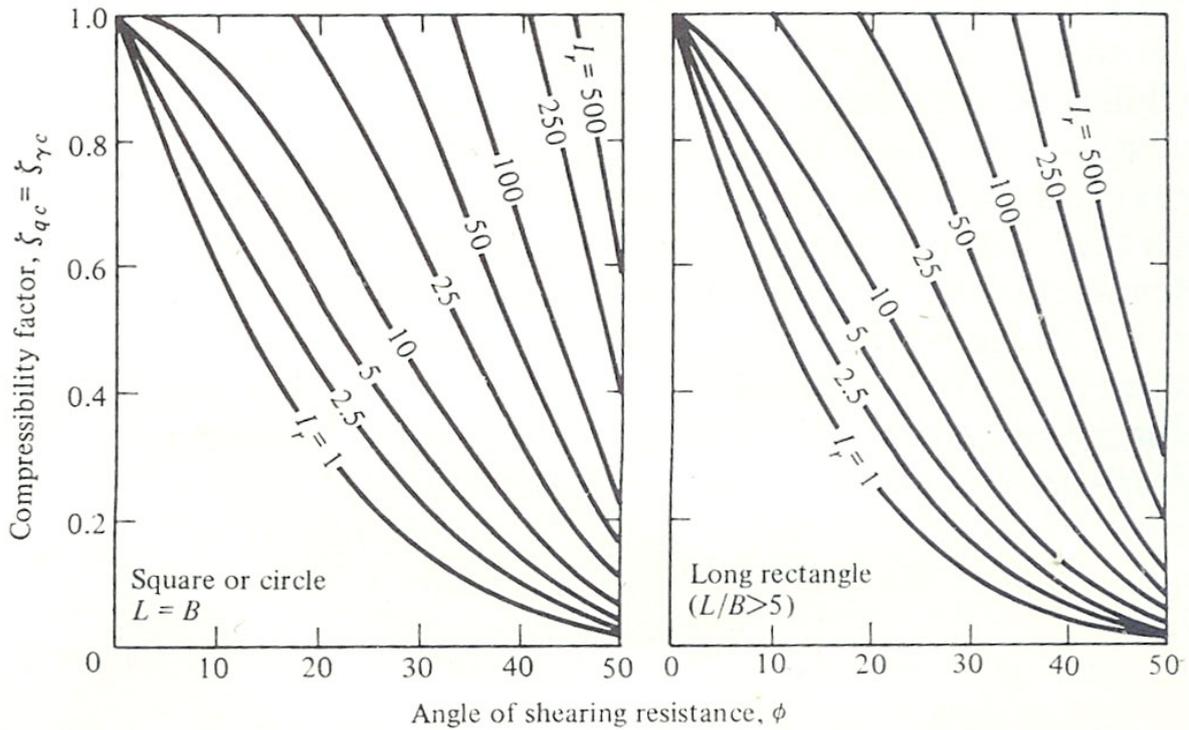
$$\text{dove: } I_{r,crit} = \frac{1}{2} \exp \left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cot \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\phi'}{2} \right) \right]$$

$\sigma$  è una tensione normale media che si assume in genere pari alla tensione efficace litostatica a profondità  $D+B/2$

# Punzonamento

Se  $I_r < I_{r,crit}$  si adottano i coefficienti riduttivi  $\Psi_q, \Psi_c, \Psi_\gamma$

$$q_{lim} = \Psi_q N_q \cdot q_o + \Psi_c N_c \cdot c + \Psi_\gamma N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$



	Terreno dotato di attrito e coesione ( $c \neq 0, \phi \neq 0$ )	Terreno puramente coesivo ( $c \neq 0, \phi = 0$ )
$\Psi_q$	$\exp \left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan \phi + \frac{3.07 \text{sen} \phi \log(2I_r)}{1 + \text{sen} \phi} \right]$	1
$\Psi_c$	$\Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_q \tan \phi}$	$0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log I_r$
$\Psi_\gamma$	$\Psi_q$	1

## Effetto della forma della fondazione

Se la fondazione non è nastriforme, il problema diventa tridimensionale.

Si introducono i coefficienti correttivi di forma:

$$\zeta_q (>1), \zeta_c (>1), \zeta_\gamma (<1)$$

Tali coefficienti sono stati ottenuti:

- per fondazione circolare tramite metodo delle curve caratteristiche
- per fondazione rettangolare con soluzioni approssimate o tramite prove su modello in scala

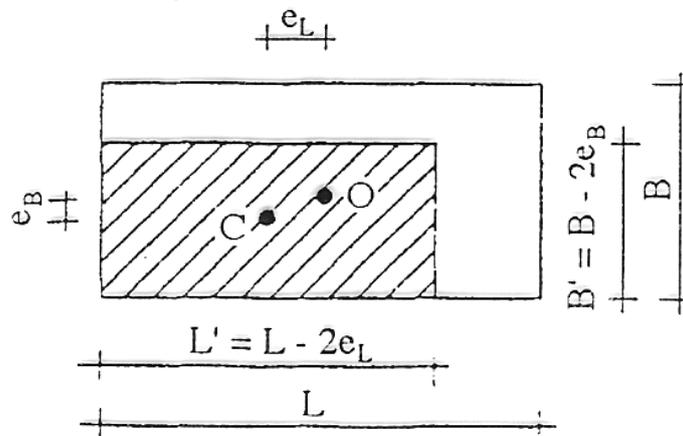
$$q_{lim} = \zeta_q N_q \cdot q_o + \zeta_c N_c \cdot c + \zeta_\gamma N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

Forma della fondazione	$\zeta_q$	$\zeta_c$	$\zeta_\gamma$
Rettangolo di lati B ed L (B < L)	$1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$	$1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$	$1 - 0.4 \frac{B}{L}$
Quadrato, cerchio (B = L)	$1 + \tan \varphi$	$1 + \frac{N_q}{N_c}$	0.60

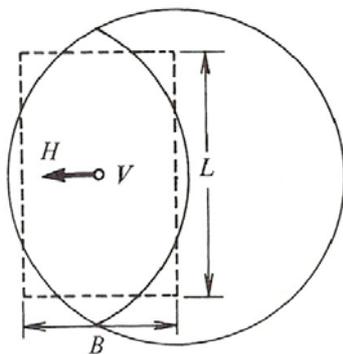
## Effetto dell'eccentricità del carico

Si assume un'area di impronta ("fondazione equivalente") con dimensioni opportunamente ridotte, al fine di centrare il carico

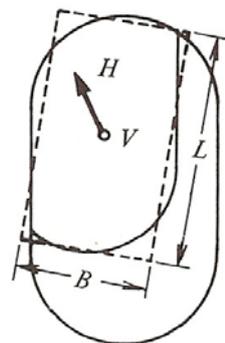
Fondazione rettangolare equivalente



Fondazione circolare

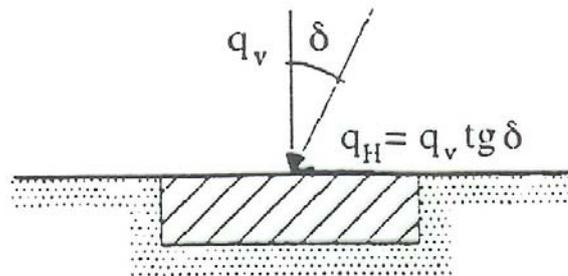


Fondazione mistilinea



## Effetto dell'inclinazione del carico

Si introducono coefficienti correttivi, ottenuti con il metodo delle curve caratteristiche.



$$q_{v,lim} = \xi_q N_q \cdot q_o + \xi_c N_c \cdot c + \xi_\gamma N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

Tipo di terreno	$\xi_q$	$\xi_c$	$\xi_\gamma$
Incoerente	$(1 - \tan \delta)^m$	-	$(1 - \tan \delta)^{m+1}$
Coesivo	1	$1 - \frac{m \cdot q_H}{c \cdot N_c}$	-
Dotato di attrito e coesione	$\left(1 - \frac{q_H}{q_v + c \cdot \cot \varphi}\right)^m$	$\xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$	$\left(1 - \frac{q_H}{q_v + c \cdot \cot \varphi}\right)^{m+1}$

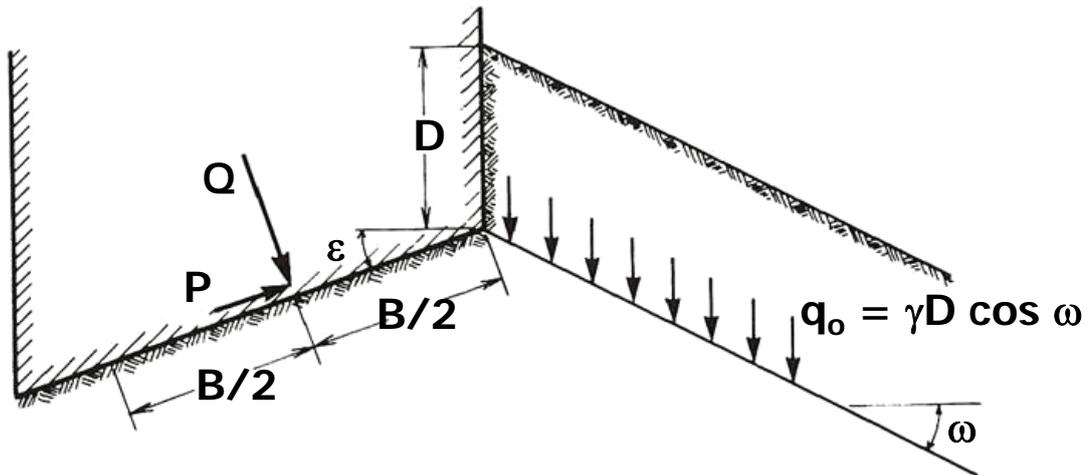
Se  $q_H$  è parallela a B:  $m = m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}$

Se  $q_H$  è parallela a L:  $m = m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$

Se  $q_H$  forma con L un angolo  $\theta$ :  $m = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$

# Effetto dell'inclinazione dei piani di posa e di campagna

Si introducono coefficienti correttivi, ottenuti con il metodo delle curve caratteristiche.



Inclinazione del piano di posa  $\varepsilon$   
( $< \pi/4$ )

⇒ coefficienti riduttivi  $\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$   
per calcolare la componente normale al piano di posa

$$\alpha_q = (1 - \varepsilon \cdot \tan \varphi)^2$$

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

$$\alpha_\gamma = \alpha_q$$

Inclinazione del piano campagna  $\omega$   
( $< \pi/4$  e  $< \varphi$ )

⇒ coefficienti riduttivi  $\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$

$$\beta_q = (1 - \tan \omega)^2 \cdot \cos \omega$$

$$\beta_c = \beta_q - \frac{1 - \beta_q}{N_c \cdot \tan \varphi}$$

$$\beta_\gamma = (1 - \tan \omega)^2 = \frac{\beta_q}{\cos \omega}$$

Nel caso più generale ci saranno simultaneamente tutte le differenze finora elencate rispetto al caso della striscia di carico.

Si assume che i coefficienti correttivi già mostrati siano sovrapponibili tramite moltiplicazione, ossia:

$$q_{lim} = \alpha_q \beta_q \xi_q \zeta_q \psi_q \cdot N_q \cdot q_0 + \alpha_c \beta_c \xi_c \zeta_c \psi_c \cdot N_c \cdot c + \alpha_\gamma \beta_\gamma \xi_\gamma \zeta_\gamma \psi_\gamma \cdot N_\gamma \cdot \gamma \frac{B}{2}$$

da valutare sull'area della fondazione equivalente (ossia su un'area eventualmente ridotta per portare in conto l'effetto dell'eccentricità).

## Effetto delle pressioni interstiziali

La formula trinomia di base del carico limite:

$$q_{lim} = N_q \cdot q_o + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

è stata ricavata per un generico mezzo monofase, dotato di attrito, coesione e peso proprio:

peso dell'u.d.v.  $\gamma$

coesione  $c$

angolo d'attrito  $\varphi$

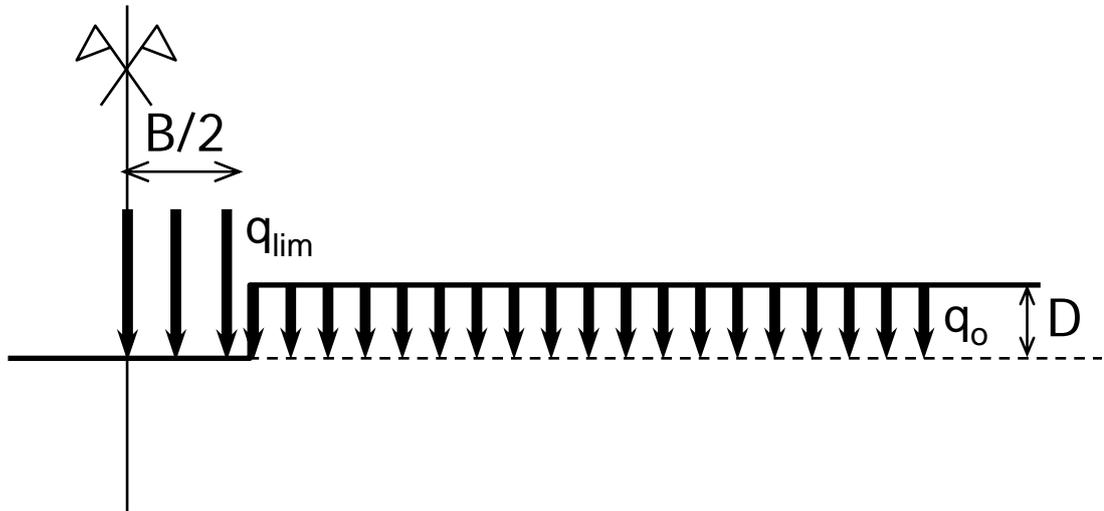
e sollecitato da tensioni  $\sigma$ , senza far distinzione tra tensioni totali e tensioni efficaci. Il principio di Terzaghi suggerirebbe di riferirsi sempre alle tensioni efficaci, dirette responsabili del comportamento dei terreni.

Tuttavia, quando si è in condizioni non drenate (terreni a grana fine saturi,  $t=0$ ) ciò comporterebbe una valutazione – non semplice – delle  $\Delta u$ . Pertanto, in tal caso tipicamente si preferisce fare riferimento alle tensioni totali ed al mezzo monofase equivalente.

Per un terreno al di sotto della superficie freatica (ammettendo che prima dell'applicazione del carico vi fossero condizioni idrostatiche) si possono seguire le indicazioni in tabella:

terreno	condizioni drenaggio	tensioni	peso dell'u.d.v.	coesione	angolo d'attrito
a grana grossa	libero ( $t > 0$ )	efficaci	$\gamma'$	$c' = 0$	$\varphi'$
a grana fine	impedito ( $t = 0$ )	totali	$\gamma_{sat}$	$c_u$	$\varphi_u = 0$
a grana fine	libero ( $t = \infty$ )	efficaci	$\gamma'$	$c'$	$\varphi'$

## Analisi in termini di tensioni totali



Terreno a grana fine saturo, condizioni non drenate ( $t=0$ )

$$q_{lim} = N_q \cdot q_o + N_c \cdot c + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

diventa:

$$q_{lim} = 1 \cdot \sigma_v(z = D) + (2 + \pi) \cdot c_u$$

dato che:

$$\varphi = \varphi_u = 0 \quad \Rightarrow \quad N_q = 1, \quad N_c = 2 + \pi, \quad N_\gamma = 0$$

## Analisi in termini di tensioni efficaci

Approccio valido per:

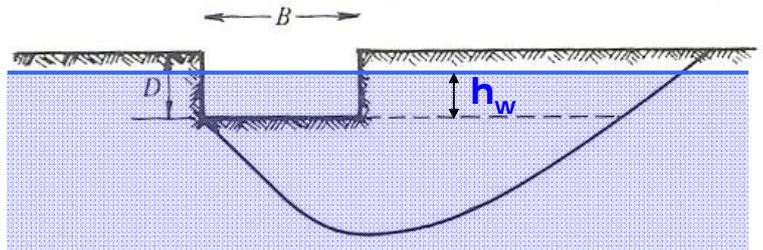
- terreni a grana grossa, costantemente in condizioni drenate
- terreni a grana fine saturi, a lungo termine ( $t=\infty$ )

$N_q$ ,  $N_c$ ,  $N_\gamma$  andranno valutati in funzione di  $\phi'$ . Inoltre:

1) Superficie freatica al di sopra del piano di posa

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_v(z = D) + N_c \cdot c' + N_\gamma \cdot \gamma' \cdot \frac{B}{2} + \gamma_w \cdot h_w$$

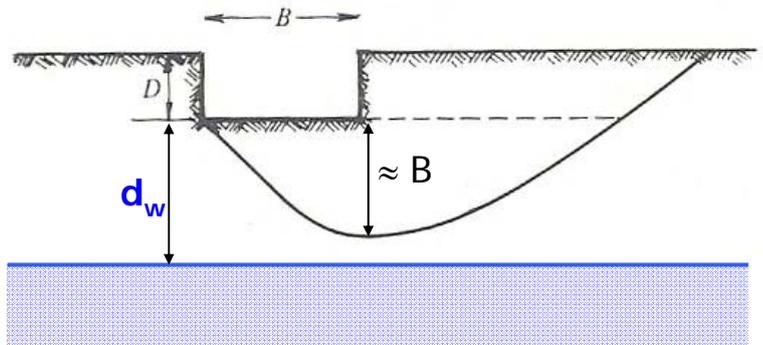
(bisogna considerare anche l'effetto della sottospinta)



2) Superficie freatica a elevata profondità:  $d_w > B$  (effetto trascurabile)

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_v(z = D) + N_c \cdot c' + N_\gamma \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2}$$

(tensioni totali  $\equiv$  tensioni efficaci)



3) Superficie freatica a profondità  $d_w < B$  (effetto non più trascurabile)

$$q_{lim} = N_q \cdot \sigma'_v(z = D) + N_c \cdot c' + N_\gamma \cdot \bar{\gamma} \cdot \frac{B}{2}$$

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma d_w + \gamma' (B - d_w)}{B}$$

valore mediato tra  $\gamma$  e  $\gamma'$   
tra le profondità  $z=D$  e  $z=D+B$

