

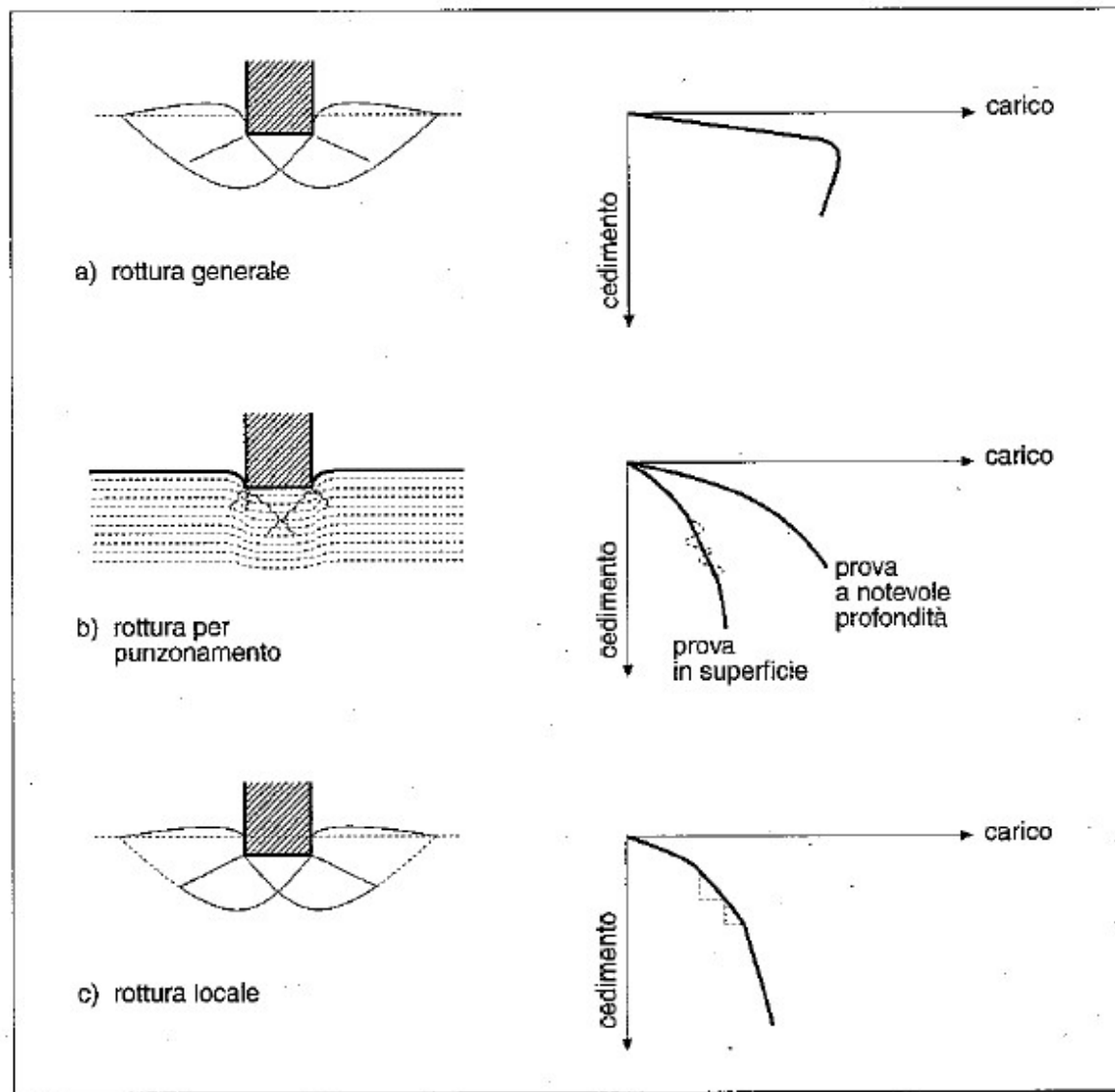
Fondazioni superficiali – Ripasso ed esercizi capacità portante

rev. 07.11.2017

I testi e le figure che seguono sono stati estratti, con alcune modifiche, da uno o più dei seguenti testi, a cui si rimanda per chiarimenti e approfondimenti:

- Bowles J. E., FONDAZIONI PROGETTO E ANALISI, McGraw-Hill, Milano, 1991
- Colombo P., Colleselli F., ELEMENTI DI GEOTECNICA, Zanichelli, Bologna, 2004
- Facciorusso J., Madiati C., Vannucchi G. – DISPENSE DI GEOTECNICA, Dipartimento di Ingegneria Civile – Sezione Geotecnica, Università degli Studi di Firenze, 2006
- Lancellotta R., Costanzo D., Foti S., PROGETTAZIONE GEOTECNICA SECONDO L'EUROCODICE 7 (UNI EN 1997) E LE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI (NTC 2008), Hoepli Ed., Milano, 2011
- Lancellotta R., Calavera J., FONDAZIONI, McGraw-Hill, Milano, 2003

Meccanismi di rottura fondazioni superficiali



Rottura generale: superfici di scorrimento ben definite a partire dallo spigolo della fondazione e raggiungono la superficie del terreno (fondazioni a piccola profondità su sabbia densa o su argilla, in condizioni non drenate)

Rottura per punzonamento: movimento verticale della fondazione con compressione del terreno sottostante e formazione di piani di taglio verticali nel terreno sul perimetro della fondazione (fondazioni in superficie su sabbia sciolta o densa ma ad una certa profondità o su argilla con carico applicato lentamente – cond. drenate)

perdono nell'ammasso. Appaiono in superficie solo dopo spostamenti verticali molto rilevanti della fondazione (modalità intermedia tra le due precedenti, per situazioni intermedie).

Effetto della compressibilità del terreno di fondazione (possibile rottura locale o per punzonamento)

Le soluzioni teoriche per la determinazione della capacità portante di fondazioni superficiali con il metodo all'equilibrio limite si riferiscono al meccanismo di rottura generale e assumono che il terreno non si deformi ma che i blocchi che identificano il cinematismo di rottura abbiano moto rigido.

Quando tale ipotesi è lontana dall'essere verificata, ovvero per terreni molto compressibili, argille molli e sabbie sciolte, il meccanismo di rottura è locale o per punzonamento.

Il metodo approssimato semplice, suggerito da Terzaghi, per tenere conto dell'effetto della compressibilità del terreno di fondazione sulla capacità portante consiste nel ridurre di 1/3 i parametri di resistenza al taglio, ovvero nell'assumere come dati di progetto i valori:

$$c^* = 0,67 c \text{ e } \tan \varphi^* = 0,67 \tan \varphi$$

Per il calcolo della capacità portante di fondazioni superficiali su sabbie mediamente addensate o sciolte ($D_R < 0,67$) Vesic (1975) propose di utilizzare un valore di calcolo ridotto dell'angolo di resistenza al taglio, secondo l'equazione:

$$\tan \varphi^* = (0.67 + D_R - 0.75 D_R^2) \tan \varphi$$

$$D_r (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \cdot 100$$

Per controllare l'effettivo instaurarsi di tali condizioni di rottura, risulta utile (Vesic 1973) introdurre due parametri, “ $I_{R,eff}$ ” e “ $I_{R,crit}$ ”, rispettivamente indice di rigidità effettivo ed indice di rigidità critico, definiti come segue

$$I_{R,eff} = G / (c'_d + D \cdot \gamma'_{sup,d} \cdot \tan \phi'_d), \quad (5)$$

$$I_{R,crit} = 0,5 \cdot \exp[(3,3 - 0,45 \cdot B/L) \cdot \cot(\pi/4 - \phi'_d/2)], \quad (6)$$

con il seguente significato dei simboli:

- G = modulo di taglio del terreno;
- c'_d = coesione efficace di progetto;
- D = profondità del piano di posa;
- $\gamma'_{sup,d}$ = peso di volume di progetto del terreno al di sopra del piano di posa;
- B = larghezza della fondazione;
- L = lunghezza della fondazione.

Il confronto tra i valori assunti indica la tipologia di rottura:

se “ $I_{R,eff} > I_{R,crit}$ ” si avrà un meccanismo di rottura di tipo generale;

se “ $I_{R,eff} < I_{R,crit}$ ” si avrà un meccanismo di rottura per punzonamento o locale.

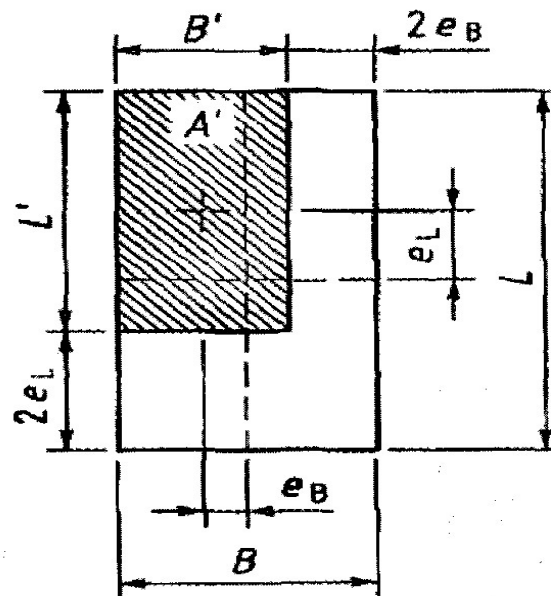
Fondazione rettangolare con carico eccentrico con doppia eccentricità (Meyerhof)

La sezione reagente da considerare è il rettangolo ridotto di lati:

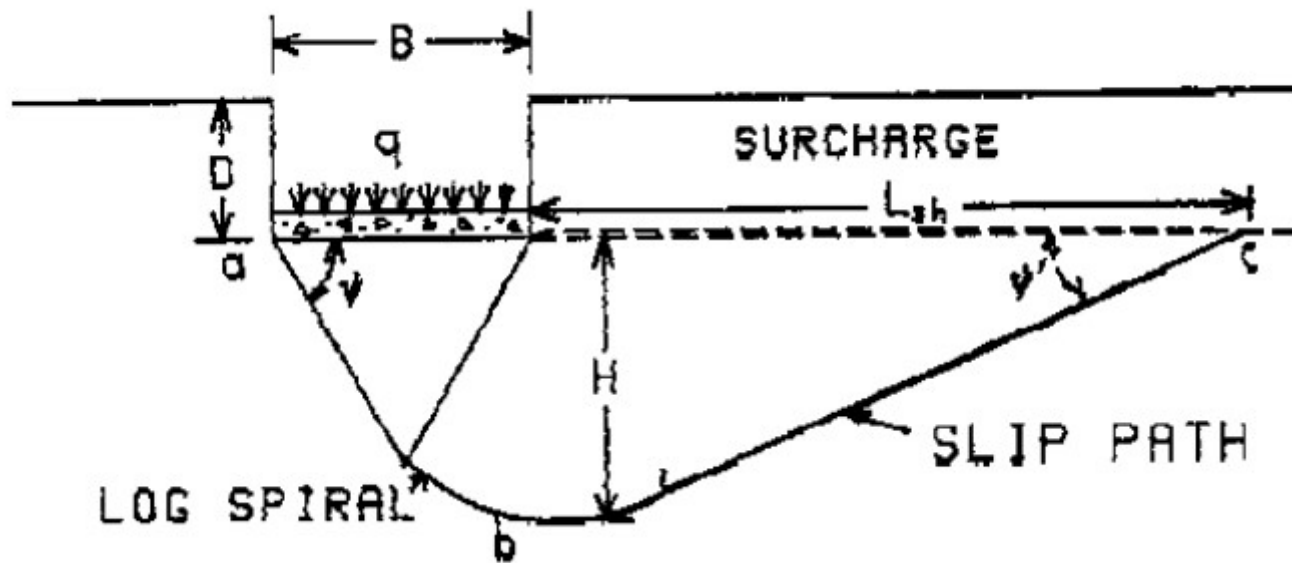
$$L' = 2 \left(\frac{L}{2} - e_1 \right) = L - 2e_1$$

$$B' = 2 \left(\frac{B}{2} - e_2 \right) = B - 2e_2$$

In tal modo ci si riconduce ad un'area di impronta con carico centrato.



Fondazioni ravvicinate e terreni stratificati



$$L_{SH} = (H + D) \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

dove H è la massima profondità raggiunta dalla superficie di taglio:

$$H = B \tan \left(45^\circ + \frac{\phi'_d}{2} \right)$$

Capacità portante di fondazioni superficiali in condizioni drenate (terreni a grana grossa e condizioni a lungo termine terreni a grana fine)

$$q_{ult} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma'_{inf,d} \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot \alpha_{\gamma} \right) + (c'_d \cdot N_c \cdot \alpha_c) + (\gamma'_{sup,d} \cdot D \cdot \cos \omega \cdot N_q \cdot \alpha_q).$$

L'angolo di attrito caratteristico, dal quale ricavare l'angolo efficace di progetto, va valutato in base al tipo di verifica da effettuare e al tipo di terreno a contatto con la fondazione. Si ricorda ad esempio che nel calcolo della capacità portante dei terreni granulari, anche in condizioni di buon addensamento degli stessi, la resistenza al taglio da utilizzare è inferiore a quella di picco. A bassi livelli di addensamento risulterebbe addirittura opportuno adottare l'angolo di resistenza al taglio a volume costante. Ciò è confermato anche da quanto enunciato in § C6.2.2 delle Istruzioni di applicazione del D.M. 14/01/2008:

I coefficienti α_i inseriti nella formula di Brinch - Hansen vengono definiti come segue

$$\begin{cases} \alpha_{\gamma} = s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot g_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot z_{\gamma} \\ \alpha_c = s_c \cdot i_c \cdot d_c \cdot g_c \cdot b_c \cdot z_c \\ \alpha_q = s_q \cdot i_q \cdot d_q \cdot g_q \cdot b_q \cdot z_q \end{cases}.$$

Si fa osservare che i coefficienti correttivi “ z_i ”, illustrati in seguito, non sono presenti nella formulazione originaria di Brinch-Hansen.

I coefficienti “ d_i ”, fattori correttivi di profondità, sono posti tra parentesi in quanto non vengono riportati nella corrispondente formula dell'Eurocodice 7.

Vedasi a tal proposito la seguente citazione da Vesic [37]:

“... Note, however, that this increase of bearing capacity due to the depth effect occurs in conditions where the method of placement of the foundation (driving) causes significant lateral compression. There exists good evidence that this effect is practically nonexistent if the foundations are drilled-in or buried and backfilled, or if the overburden strata are relatively compressible. For this reason, it is advisable not to introduce depth factors in the design of shallow foundations.”

Per completezza nell'elenco seguente vengono illustrati anche questi fattori correttivi, lasciando al lettore la valutazione sulla opportunità circa un loro utilizzo.

Fattori adimensionali di capacità portante –

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_d} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi'_d}{2} \right) \quad (\text{Prandtl-Reissner, Meyerhof, ...})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'_d \quad (\text{Prandtl-Reissner, Meyerhof, ...})$$

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi'_d \quad (\text{Vesic, 1973}) \quad (\text{EC7: } N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'_d)$$

Fattori adimensionali correttivi di forma della fondazione - EN1997-1 Annex D

$$\left\{ \begin{array}{l} s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \tan \varphi'_d \\ s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{B'}{L'} \end{array} \right\} \quad (\text{forma rettangolare})$$
$$\left\{ \begin{array}{l} s_q = 1 + \tan \varphi'_d \\ s_\gamma = 0,7 \end{array} \right\} \quad (\text{forma quadrata o circolare})$$
$$s_c = \frac{(s_q \cdot N_q - 1)}{(N_q - 1)} \quad (\text{forma rettangolare, quadrata o circolare})$$

Fattori adimensionali correttivi di inclinazione del carico (H_{Ed} = carico orizzontale di progetto) - EN1997-1 Annex D

$$\begin{cases} i_c = i_q - \frac{(1-i_q)}{(N_c \cdot \tan \varphi'_d)} \\ i_q = \left[1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + A' \cdot c'_d \cdot \cot \varphi'_d} \right]^m \\ i_\gamma = \left[1 - \frac{H_{Ed}}{N_{Ed} + A' \cdot c'_d \cdot \cot \varphi'_d} \right]^{m+1} \end{cases}$$

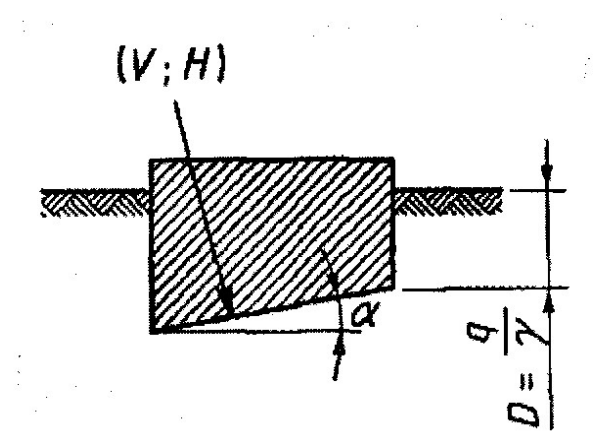
dove:

$$\begin{aligned} m &= m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')] && (H_{Ed} \text{ in direzione di } B'); \\ m &= m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')] && (H_{Ed} \text{ in direzione di } L'). \end{aligned}$$

Se il carico orizzontale agisce lungo una direzione che forma un angolo θ con la direzione di L' : $m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$.

Fattori adimensionali correttivi di inclinazione della base — Hansen 1970, EN 1997-1 Annex D

$$\begin{cases} b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi'_d)^2 \\ b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'_d} \end{cases}$$

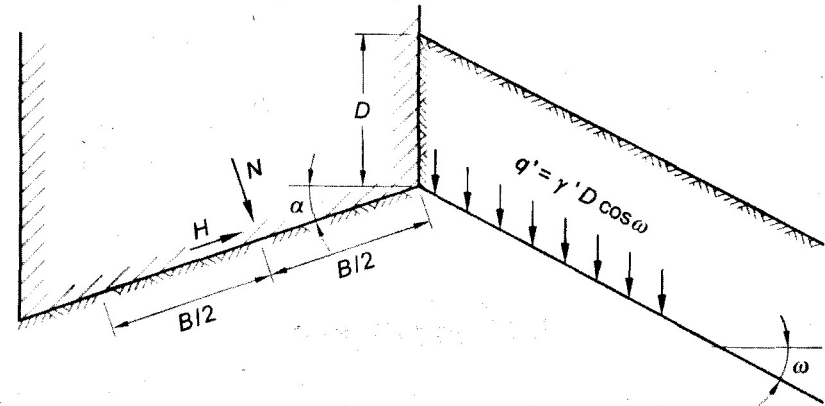


Fattori adimensionali correttivi di profondità — Hansen 1970, Vesic 1973

$$\left\{ \begin{array}{l} [D \leq B']: d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \varphi'_d (1 - \sin \varphi'_d)^2 \\ [D > B']: d_q = 1 + 2 \frac{D}{B'} \tan \varphi'_d (1 - \sin \varphi'_d)^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) \\ d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'_d} \\ d_\gamma = 1 \end{array} \right.$$

Fattori adimensionali correttivi di pendio Hansen 1970

$$\begin{cases} g_q = (1 - \tan \omega)^2 \\ g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan \phi'_d} \\ g_\gamma = g_q \end{cases}$$



Carico limite in presenza di inclinazione del piano di campagna e del piano di posa (Vesic, 1975) ([21] fig.8.56).

Tabella 4.4 Coefficienti di portata che compaiono nelle formule di Meyerhof, Hansen e Vesic per il calcolo della capacità portante.

Si noti che N_c e N_q sono gli stessi per tutte e tre le formule; l'autore è contraddistinto dall'indice di N_γ

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(M)}$	$N_{\gamma(V)}$	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

Effetti del sisma sulla capacità portante

Durante un evento sismico la capacità portante delle fondazioni si riduce.

La formulazione di Brinch-Hansen consente di mettere in conto indirettamente il contributo della azione sismica, ma limitatamente alla inerzia della struttura portata, la quale induce caratteristiche di sollecitazione “dinamiche” sulle opere di fondazione “controllabili” attraverso i fattori correttivi enunciati precedentemente.

Quello che manca è la messa in conto del contributo inerziale del terreno. Per quantificare l’entità di tale fenomenologia esistono in letteratura vari studi sperimentali e teorici.

Il metodo proposto da Paolucci e Pecker (1997), propone l’utilizzo di ulteriori fattori correttivi alla formula generale di Brinch-Hansen.

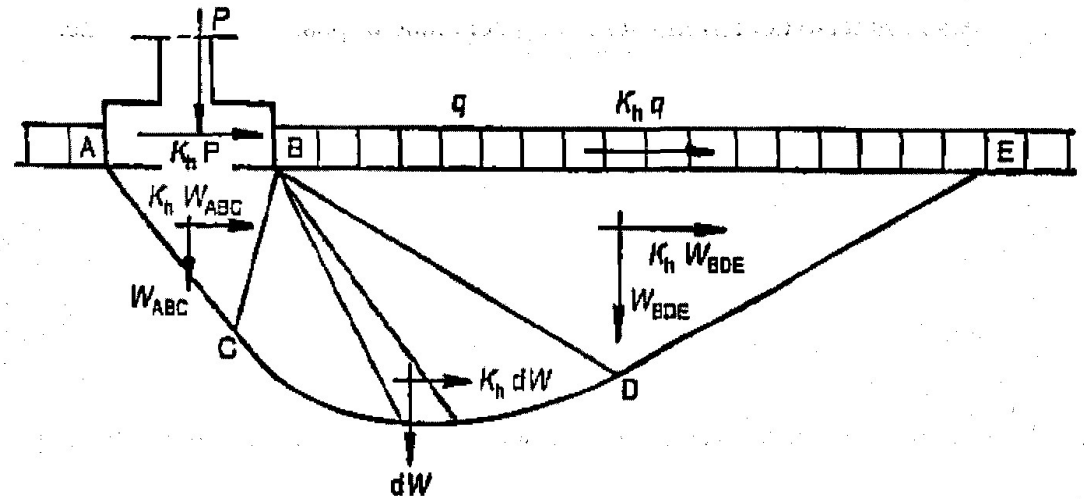
Tali coefficienti vengono calcolati in funzione dell’angolo di attrito di progetto del terreno e del coefficiente sismico orizzontale k_h , definito secondo il D.M. 14/01/2008 come

$$k_h = (S \cdot a_g / g),$$

dove S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche tramite la relazione “ $S=S_s S_t$ ”; S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica; S_t è il coefficiente di amplificazione topografica; a_g è l’accelerazione orizzontale massima al sito (D.M.14/01/2008 § 3.2).

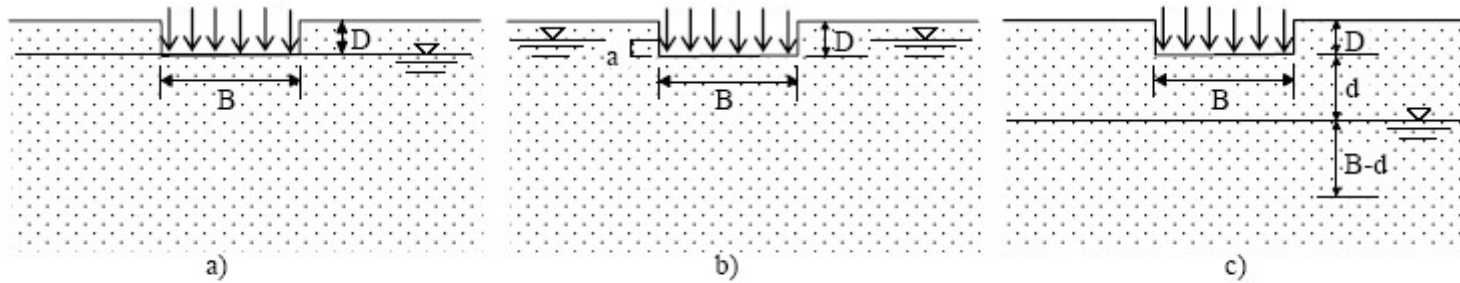
I coefficienti correttivi proposti da Paolucci e Pecker possono essere calcolati con le formule seguenti (limite di validità: $k_h < \tan \varphi'$)

$$\begin{cases} z_q = z_\gamma = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \varphi'_d}\right)^{0,35} \\ z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h \end{cases} .$$



Effetti inerziali dovuti al sisma (Paolucci & Pecker, 1995) [29].

Influenza della falda



Influenza della posizione della falda sul calcolo della capacità portante

Ipotizzando la presenza di falda in quiete, i casi possibili sono 4:

Caso a) Il pelo libero della falda coincide con il piano di posa della fondazione ($z_w = D$).

$$q_{\text{lim}} = N_q \gamma_{\text{sup},d} D + N_c c' + \frac{1}{2} N_\gamma \gamma'_{\text{inf},d} B$$

Caso b) Il pelo libero della falda si trova a quota $z_w < D$ ($z_w = D - a$ nella figura).

$$q_{\text{lim}} = N_q \left[\gamma'_{\text{sup},d} (D - z_w) + \gamma_{\text{sup},d} z_w \right] + N_c c' + \frac{1}{2} N_\gamma \gamma'_{\text{inf},d} B$$

Caso c) Il pelo libero della falda si trova a quota $z_w < B+D$ ($z_w = D+d$ nella figura).

$$q_{\text{lim}} = N_q \gamma_{\text{sup,d}} D + N_c c' + \frac{1}{2} N_\gamma \left[\gamma'_{\text{inf,d}} + \left(\gamma_{\text{inf,d}} - \gamma'_{\text{inf,d}} \right) \frac{z_w - D}{B} \right] B$$

Caso d) Il pelo libero della falda si trova a profondità maggiore di $D+B$.
In questo caso la presenza della falda può essere trascurata.

dove:

- $\gamma_{\text{sup,d}}$ = peso saturo del terreno al di sopra del piano di posa;
- $\gamma'_{\text{sup,d}}$ = peso immerso del terreno al di sopra del piano di posa;
- $\gamma_{\text{inf,d}}$ = peso saturo del terreno al di sotto del piano di posa;
- $\gamma'_{\text{inf,d}}$ = peso immerso del terreno al di sotto del piano di posa.

Capacità portante di fondazioni superficiali in condizioni non drenate (condizioni a breve termine terreni a grana fine)

$$q_{\lim} = 5,14 c_u s_c^0 d_c^0 i_c^0 b_c^0 g_c^0 z_c + q$$

È opportuno evidenziare che per l'analisi in termini di tensioni totali, l'eventuale sottospinta idrostatica dovuta alla presenza della falda non deve essere considerata.

$$s_c^0 = 1 + 0,2 \frac{B'}{L'}$$

$$d_c^0 = \begin{cases} 1 + 0,4 \frac{D}{B'} & (D \leq B') \\ 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B'} \right) & (D > B') \end{cases}$$

$$i_c^0 = \begin{cases} 1 - \frac{mH_{Ed}}{5,14 A' c_u} & (\text{Vesic}) \\ \frac{1}{2} \left[1 + \left(1 - \frac{H_{Ed}}{A' c_u} \right)^{0,5} \right] & (\text{EC7}) \end{cases}$$

$$b_c^0 = 1 - \frac{2\alpha}{5,14}$$

$$g_c^0 = 1 - \frac{2\omega}{5,14}$$

Rottura per scorrimento

Questa verifica si basa sul controllo della resistenza a taglio alla base della fondazione, al fine di scongiurare un eventuale meccanismo di traslazione orizzontale, attivabile ad esempio in presenza di elevate forze sismiche. In generale la resistenza può essere calcolata come somma della resistenza allo scorrimento tra la base della fondazione e il terreno e una aliquota resistente dovuta alla spinta passiva del terreno circostante (a patto di potervi fare affidamento certo)

$$H \leq R_{h,t} + R_{h,p}$$

In condizioni drenate vale la:

$$R_{h,t} = V' \tan \delta$$

in cui:

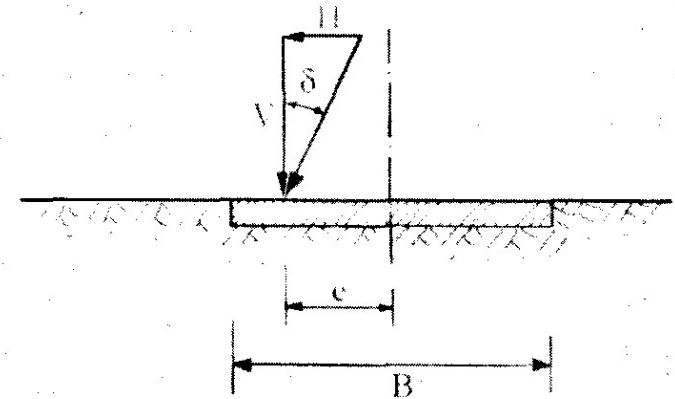
- V' = carico efficace di progetto normale alla base della fondazione;
- δ = angolo di attrito terreno/ base della fondazione. Per fondazioni di calcestruzzo gettato in opera può essere assunto pari all'angolo di resistenza al taglio φ' del terreno. Per fondazioni prefabbricate può essere assunto pari a $2/3 \varphi'$

In condizioni non drenate:

$$R_{h,t} = A_c c_u$$

in cui:

- A_c = superficie efficace della base.
- c_u = resistenza a taglio non drenata di progetto.



Progetto secondo le NTC

6.4.2.1 Verifiche agli stati limite ultimi (SLU)

Nelle verifiche di sicurezza devono essere presi in considerazione tutti i meccanismi di stato limite ultimo, sia a breve sia a lungo termine.

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa.

Nel caso di fondazioni posizionate su o in prossimità di pendii naturali o artificiali deve essere effettuata la verifica anche con riferimento alle condizioni di stabilità globale del pendio includendo nelle verifiche le azioni trasmesse dalle fondazioni.

Le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

- *SLU di tipo geotecnico (GEO)*
 - collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
 - collasso per scorrimento sul piano di posa
 - stabilità globale
- *SLU di tipo strutturale (STR)*
 - raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: $(A1+M1+R1)$
- Combinazione 2: $(A2+M2+R2)$

Approccio 2:

$(A1+M1+R3)$.

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale, il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.8.I – *Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.*

Coefficiente	R2
γ_R	1,1

Tabella 6.4.I - *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$