

9

Capacità portante delle fondazioni

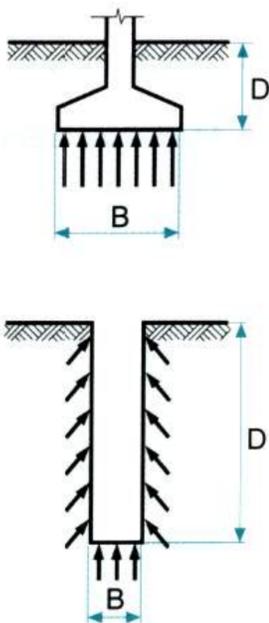


FIGURA 9.1

9.1 Premessa

Una struttura trasferisce al terreno, attraverso le fondazioni, il proprio peso, il peso di ciò che contiene oltre a tutte le forze verticali e laterali che agiscono su di essa.

Considerando il meccanismo del trasferimento del carico della fondazione al terreno (figura 9.1) si denominano:

- fondazioni superficiali o semi-interrate quelle per le quali il carico è trasmesso al terreno con la pressione sotto il piano di appoggio senza intervento di attrito laterale (o quando questo intervento è trascurabile);
- fondazioni profonde quelle per le quali il carico è trasmesso al terreno con la pressione sotto il piano di appoggio e per attrito lungo il fusto.

Seguendo il Terzaghi, una suddivisione fra i vari tipi di fondazione è basata sul rapporto D/B e si potrebbe così far riferimento a fondazione diretta (fondazione su plinto, trave continua, platea) per $D/B < 4$, a fondazione semi-profonda per $4 \leq D/B \leq 10$ (pozzi e cassoni) e a fondazione profonda per $D/B > 10$ (pali).

9.2 Fondazioni dirette

Vari sono i tipi di fondazione diretta: si ha fondazione su plinto quando ogni fondazione sopporta un singolo pilastro, come si vede schematicamente in figura 9.2a; fondazione continua, come si vede nelle figure 9.2b e 9.2c; fondazione a platea quando tutta la struttura e le altre forze agenti vengono supportate da una soletta (figura 9.2d) che ricopre l'intera area occupata dall'edificio.

Nella progettazione della fondazione un primo calcolo è costituito dalla verifica di stabilità del complesso terreno-fondazione, cioè si procede alla determinazione del carico di rottura o capacità portante; questo valore è rappresentato dal carico massimo per il quale si entra in una fase plastica nella quale il cedimento è accompagnato da una rottura, per taglio del terreno, considerato come materiale rigido plastico. Il carico di rottura non è una caratteristica intrinseca del terreno, ma è funzione delle sue caratteristiche

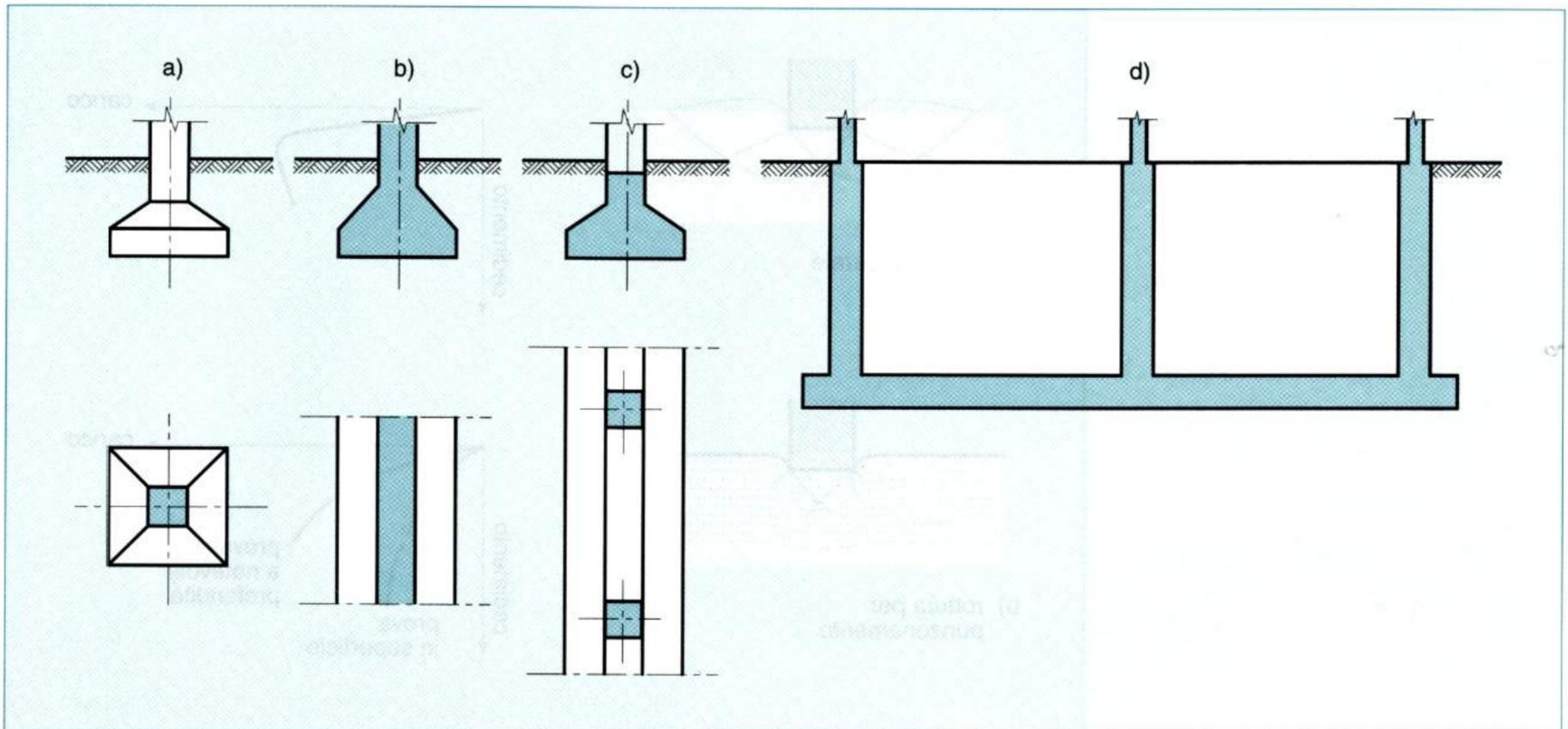


FIGURA 9.2

meccaniche, della profondità del piano di fondazione, della forma e delle dimensioni della superficie di carico, della situazione della falda e delle tensioni iniziali nel terreno di fondazione.

Il carico di rottura viene indicato in generale con la notazione Q_f e q_f , a seconda che si tratti di carico totale o unitario. Si chiamano carico ammissibile e pressione ammissibile, indicati generalmente con Q_a e con q_a , i valori del rapporto tra il carico di rottura ed il coefficiente di sicurezza F .

Dall'osservazione sperimentale del comportamento di fondazioni sottoposte a carichi crescenti risulta chiaramente che la rottura avviene per taglio nel terreno sottostante.

Si possono considerare tre modi principali di rottura del terreno caricato con un elemento rigido orizzontale (Vesic, 1963).

Un primo modo, detto di rottura generale (figura 9.3a) nel quale si formano superfici di scorrimento ben definite che partono dallo spigolo della fondazione e raggiungono la superficie del terreno. Nel diagramma carico-cedimento la rottura è chiaramente individuata.

Vi è poi il modo di rottura per punzonamento nel quale, al crescere dei carichi applicati, si ha un movimento verticale della fondazione con compressione del terreno sottostante e formazione nel terreno lungo il perimetro della fondazione (figura 9.3b) di piani di taglio verticali; nel diagramma carico-cedimento si hanno incrementi di carichi e cedimenti con andamento irregolare.

Infine vi è il modo di rottura locale per taglio (figura 9.3c) nel quale si hanno delle superfici di scorrimento che sono ben definite solo vicino alla fondazione e poi si perdono nell'ammasso. Continuando a caricare la fondazione, solo dopo spostamenti verticali molto rilevanti, le superfici di scorrimento appaiono in superficie. Anche qui, nel diagramma carico-cedimento, si ha un andamento irregolare.

Il tipo di rottura che si può sviluppare dipende da molti fattori; in linea di massima sembra che dipenda dalla compressibilità relativa del terreno in relazione alle condizioni geometriche e di carico.

Si ha così rottura generale, con fondazioni poste in superficie o a piccola profondità su sabbia densa, o con fondazioni poste in superficie su argilla, sotto condizioni di carico non drenate.

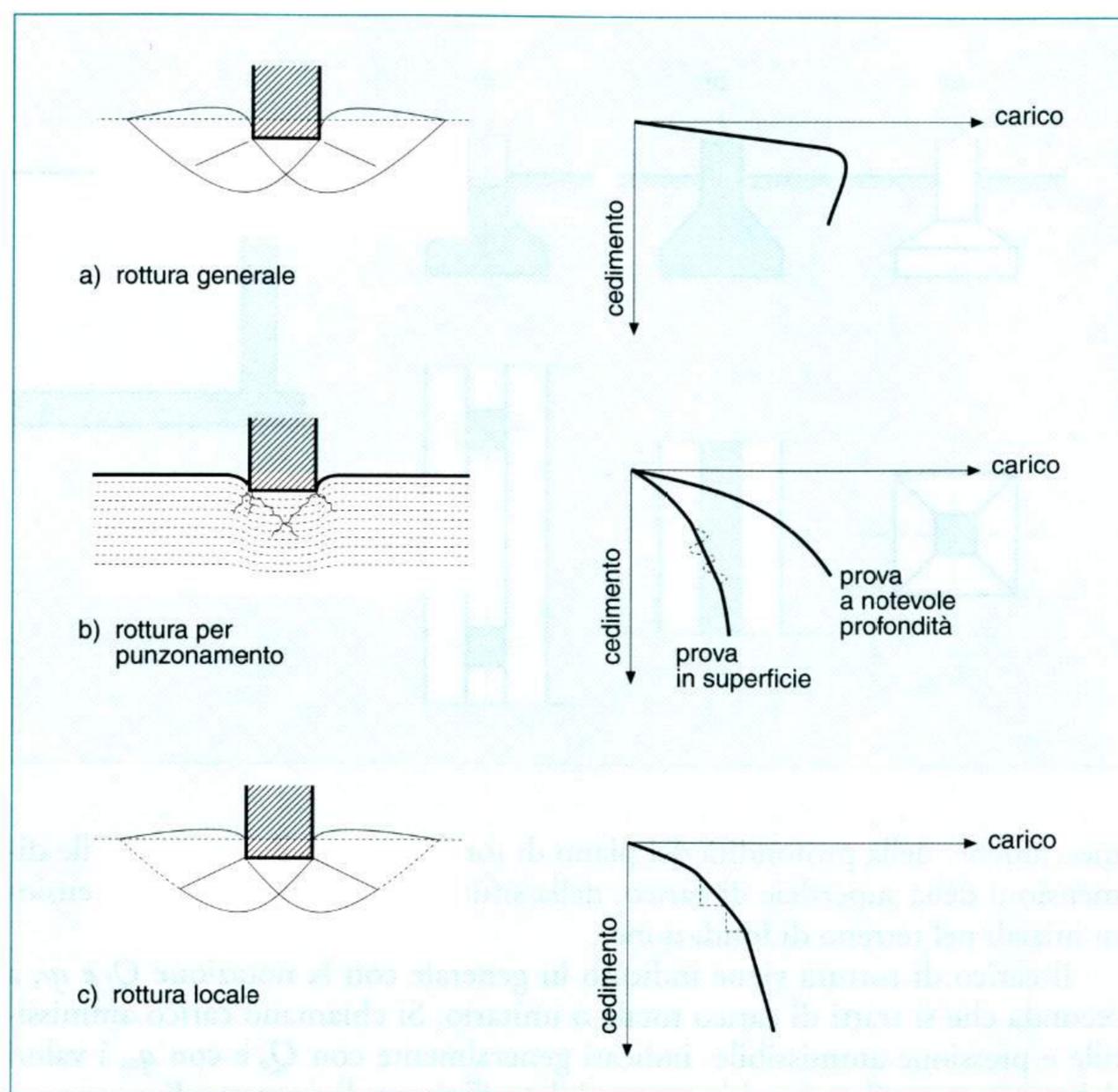


FIGURA 9.3

Si ha invece rottura per punzonamento con fondazione posta in superficie su sabbia sciolta, con fondazione posta su sabbia densa ad una certa profondità e con fondazione posta su argilla, ma applicando lentamente i carichi.

La rottura locale, che corrisponde a un comportamento intermedio tra gli altri due, può verificarsi per situazioni medie per densità del terreno e per posizione della fondazione.

Le teorie, alle quali generalmente si ricorre nel calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale, possono essere suddivise nei tre gruppi: 1) metodo dell'analisi dell'equilibrio plastico; 2) metodo delle linee caratteristiche; 3) metodo dell'equilibrio limite globale. Questi metodi fanno riferimento all'ipotesi di terreno rigido plastico e considerano la stabilità del complesso terreno-fondazione in corrispondenza al modo di rottura generale prima visto.

La maggior parte di questi metodi ipotizzano il terreno isotropo e omogeneo.

L'ipotesi di terreno omogeneo, per l'analisi della capacità portante con argille in assenza di drenaggio, significa ipotizzare c_u costante per tutta la zona di rottura, mentre, per l'analisi della capacità portante in presenza di drenaggio, significa che vengono assunti costanti, per tutta la zona di rottura, il peso di volume effettivo γ' e i parametri Φ' e c' della resistenza al taglio in termini di tensioni effettive.

Abbiamo già visto l'applicazione dell'analisi dell'equilibrio plastico per la spinta delle terre utilizzando il teorema del limite inferiore e il teorema del limite superiore.

L'applicazione di questi teoremi al caso della fondazione diretta, continua, di larghezza B , sottoposta ad un carico centrato verticale Q , agente su terreno coesivo con resistenza al taglio senza drenaggio c_u , espressa quindi in

termini di tensioni totali, e con un sovraccarico p_0 agente ai lati della fondazione, è illustrata nella figura 9.4.

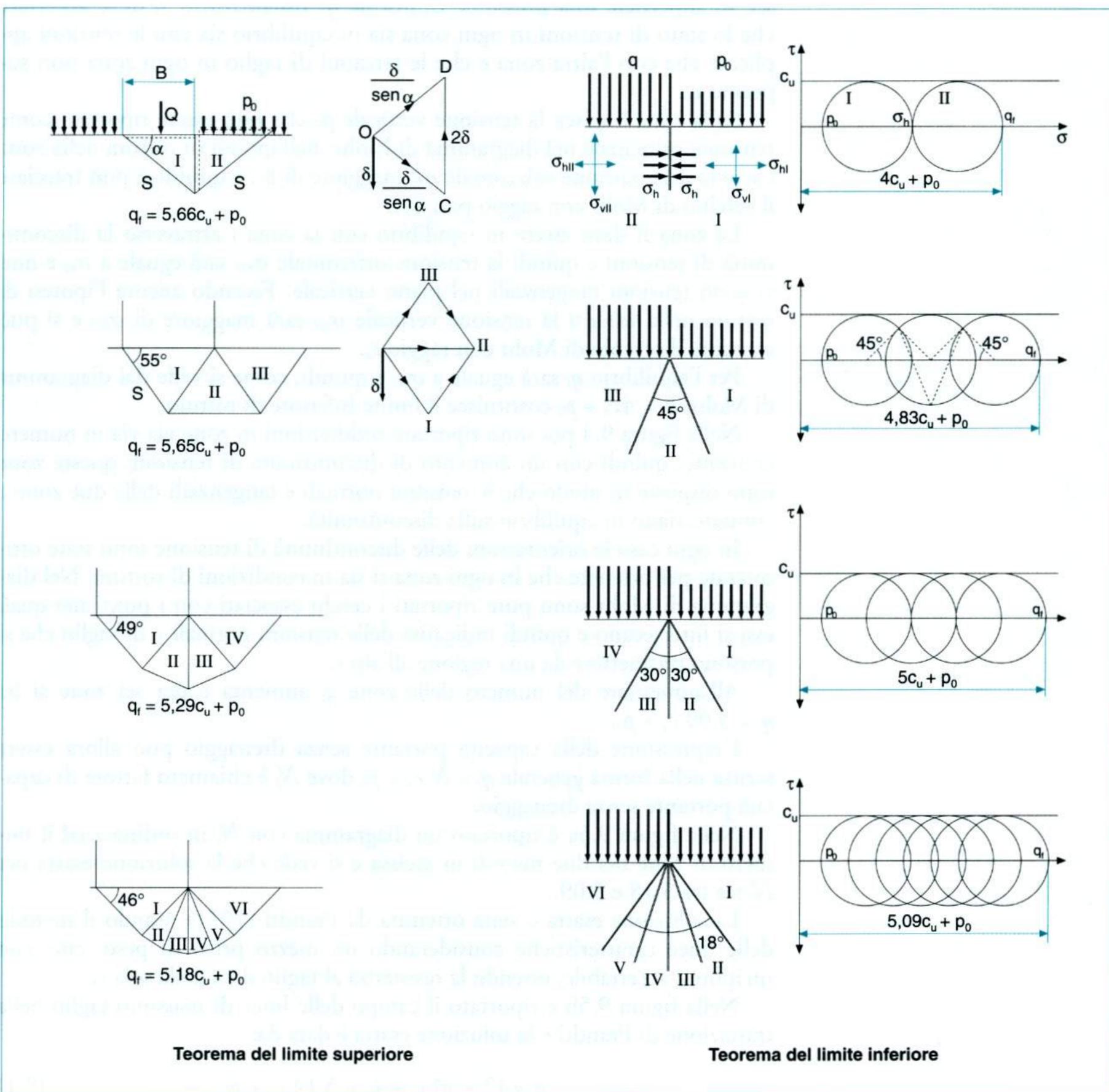
Applicando il teorema del limite superiore (soluzione cinematicamente possibile), cioè con un meccanismo di tipo cinematico, si può iniziare con l'ipotesi che la rottura coinvolga due blocchi I e II che si muovono rispetto al terreno a contatto S .

Se il carico Q dà luogo ad un movimento verticale δ il blocco I si muove parallelamente all'interfaccia S_I con uno spostamento $\delta/\text{sen } \alpha$; analogamente il blocco II si muove di $\delta/\text{sen } \alpha$ parallelamente all'interfaccia S_{II} e quindi II si muove verticalmente di 2δ rispetto a I.

Quindi il lavoro interno totale è dato da:

$$\frac{c_u B \delta}{\cos \alpha \text{ sen } \alpha} + c_u B 2\delta \text{ tg } \alpha + \frac{c_u B \delta}{\cos \alpha \text{ sen } \alpha} = \frac{2B \delta c_u}{\cos \alpha} \left[\frac{1}{\text{sen } \alpha} + \text{sen } \alpha \right]$$

FIGURA 9.4



Il lavoro esterno totale è dato da $Q\delta - p_0 B\delta$.
Eguagliando i due lavori e risolvendo rispetto a Q si ha:

$$\frac{Q}{B} = q = \frac{2c_u}{\cos \alpha} \left[\frac{1}{\sin \alpha} + \tan \alpha \right] + p_0$$

Il valore minimo di q si ha per $\alpha = 35,3^\circ$ e quindi $q_f = 5,66 c_u + p_0$.

Nella figura sono poi riportati meccanismi di rottura cinematicamente più raffinati con i quali si vede che, al crescere del numero dei blocchi, q_f decresce per arrivare al valore $q_f = 5,18 c_u + p_0$ con sei blocchi.

Per applicare il teorema del limite inferiore (soluzione staticamente ammissibile), cioè per individuare un complesso di forze esterne, che sia in equilibrio con uno stato di tensioni interne, che non violi in nessun punto il criterio di rottura, si può iniziare (figura 9.4) dividendo il terreno in una zona I sulla quale agisce un sovraccarico p_0 e in una zona II sulla quale agisce in superficie una pressione uniforme q . Innanzitutto si deve accertare che lo stato di tensioni in ogni zona sia in equilibrio sia con le tensioni applicate che con l'altra zona e che le tensioni di taglio in ogni zona non superino c_u .

Sulla zona I agisce la tensione verticale p_0 che può essere riportata come tensione principale nel diagramma di Mohr; nell'ipotesi di rottura nella zona I si avrà una tensione orizzontale σ_{hI} maggiore di p_0 , e quindi si può tracciare il cerchio di Mohr con raggio pari a c_u .

La zona II deve essere in equilibrio con la zona I attraverso la discontinuità di tensioni e quindi la tensione orizzontale σ_{hII} sarà eguale a σ_{hI} e non vi sono tensioni tangenziali nel piano verticale. Facendo ancora l'ipotesi di rottura nella zona II la tensione verticale σ_{vII} sarà maggiore di σ_{hII} e si può tracciare il cerchio di Mohr con raggio c_u .

Per l'equilibrio q_f sarà eguale a σ_{vII} e quindi, come si vede dal diagramma di Mohr, $q_f = 4c_u + p_0$ costituisce il limite inferiore di rottura.

Nella figura 9.4 poi sono riportate suddivisioni in zone via via in numero crescente, quindi con un aumento di discontinuità di tensioni; queste zone sono disposte in modo che le tensioni normali e tangenziali delle due zone a contatto siano in equilibrio sulla discontinuità.

In ogni caso le orientazioni delle discontinuità di tensione sono state ottimizzate per ottenere che in ogni zona si sia in condizioni di rottura. Nel diagramma di Mohr sono pure riportati i cerchi associati con i punti nei quali essi si intersecano e quindi indicativi delle tensioni normali e di taglio che si possono trasmettere da una regione all'altra.

All'aumentare del numero delle zone q_f aumenta e per sei zone si ha $q_f = 5,09 c_u + p_0$.

L'espressione della capacità portante senza drenaggio può allora essere scritta nella forma generale $q_f = N_c c_u + p_0$ dove N_c è chiamato fattore di capacità portante senza drenaggio.

Nella figura 9.5a è riportato un diagramma con N_c in ordinata ed il numero di zone nei due metodi in ascissa e si vede che la soluzione esatta per N_c sta tra 5,18 e 5,09.

La soluzione esatta è stata ottenuta da Prandtl (1921) usando il metodo delle linee caratteristiche considerando un mezzo privo di peso, cioè con un'ipotesi accettabile, essendo la resistenza al taglio data dalla sola c_u .

Nella figura 9.5b è riportato il campo delle linee di massimo taglio nella trattazione di Prandtl e la soluzione esatta è data da:

$$q_f = (2 + \pi) c_u + p_0 = 5,14 c_u + p_0 \quad (9.1)$$

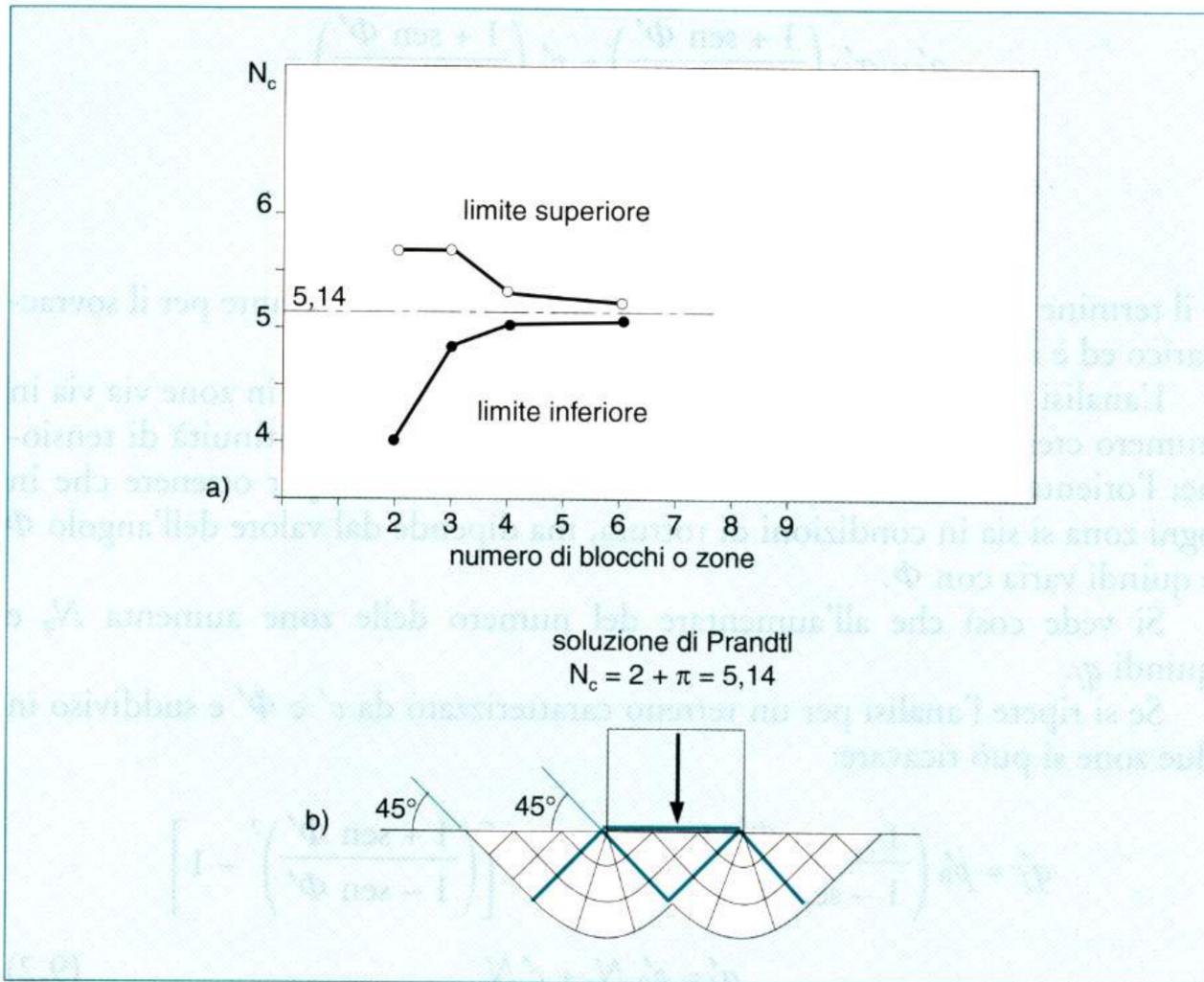


FIGURA 9.5

L'espressione di q_f sopra riportata si riferisce alla capacità portante di una fondazione continua in superficie e con un sovraccarico p_0 ai lati.

Si consideri ora la capacità portante di una fondazione continua in superficie con sovraccarico p_0 ai lati, fondazione che interessa un terreno che sotto l'azione del carico applicato è in situazione di drenaggio completo.

In questo caso la resistenza al taglio del terreno è data in termini di tensioni effettive e quindi da c' e Φ' e pressioni effettive q' e p'_0 .

Il problema anche in questo caso può essere trattato applicando sia il teorema del limite superiore sia quello del limite inferiore.

Si fa ora riferimento a quello del limite inferiore perché risulta più semplice e più evidente.

Si consideri un materiale granulare privo di peso e con $c' = 0$ e angolo di attrito Φ' . Analogamente a quanto fatto per il materiale coesivo dividiamo il terreno in due zone (figura 9.6), nella zona II, sulla cui superficie agisce la pressione uniforme q e nella zona I subito a contatto sulla quale agisce il sovraccarico p'_0 . Accettiamo che lo stato di tensioni in ogni zona sia in equilibrio sia con le tensioni applicate che con l'altra zona e che le tensioni di taglio soddisfino al criterio di rottura.

Considerando il corrispondente diagramma di Mohr con la linea di rottura $\tau = \sigma' \operatorname{tg} \Phi'$ abbiamo che per la zona I si ha una tensione verticale p'_0 che può essere riportata come tensione principale minore nel diagramma e si può tracciare il cerchio di Mohr della zona I che passa per p'_0 ed è tangente alla linea di rottura; la tensione principale orizzontale maggiore σ'_{hl} corrispondente vale, come si vede dalla figura:

$$\sigma'_{hl} = p'_0 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right) = p'_0 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right)$$

Per l'equilibrio tra la zona I e la zona II si ha $\sigma'_{hII} = \sigma'_{hl}$ e quindi si può tracciare il cerchio di Mohr della zona II tangente alla linea di rottura e che passa per σ'_{hII} e quindi individuare $\sigma'_{vII} = q'_f$. Dalla figura risulta che:

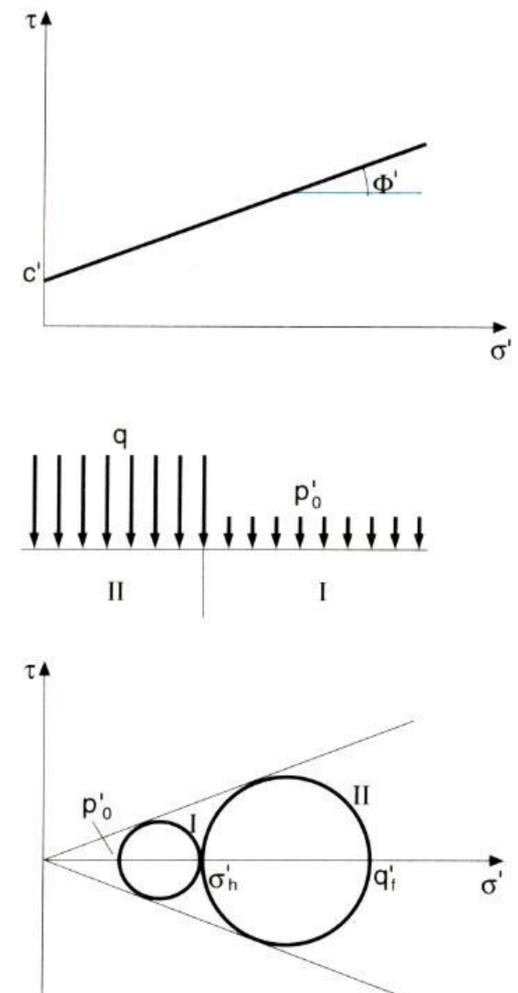


FIGURA 9.6

$$q'_f = \sigma'_{hl} \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right) = p'_0 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right) =$$

$$= p'_0 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) = p'_0 N_q$$

e il termine tra parentesi è chiamato fattore di capacità portante per il sovraccarico ed è in genere indicato con N_q .

L'analisi può essere condotta anche qui con suddivisioni in zone via via in numero crescente e quindi con numero crescente di discontinuità di tensione; l'orientazione delle discontinuità viene ottimizzata, per ottenere che in ogni zona si sia in condizioni di rottura, ma dipende dal valore dell'angolo Φ e quindi varia con Φ .

Si vede così che all'aumentare del numero delle zone aumenta N_q e quindi q_f .

Se si ripete l'analisi per un terreno caratterizzato da c' e Φ' e suddiviso in due zone si può ricavare:

$$q'_f = p'_0 \left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right)^2 + c' \operatorname{cotg} \Phi' \left[\left(\frac{1 + \operatorname{sen} \Phi'}{1 - \operatorname{sen} \Phi'} \right)^2 - 1 \right]$$

$$q'_f = p'_0 N_q + c' N_c \quad (9.2)$$

N_c è legato a N_q con la relazione $N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \Phi'$.

Per Φ tendente a 0, N_c tende verso il valore ottenuto precedentemente per $\Phi = 0$ e pari a 5,14 e N_q verso 1; quindi la relazione corrispondente alla situazione senza drenaggio è un caso particolare del terreno con Φ' e c' .

Anche in questo caso una soluzione esatta è quella di Prandtl, ottenuta usando il metodo delle linee di slittamento e facendo riferimento a un mezzo privo di peso ed a un carico agente sul terreno con una fondazione continua a base liscia.

Non si hanno soluzioni generali esatte che diano la capacità portante per il caso della fondazione diretta continua con un sovraccarico p_0 ai lati e con terreno dotato di γ , c' e Φ' .

Una soluzione pratica per quanto approssimata del problema è quella molto nota, proposta dal Terzaghi nel 1943, soluzione che riguarda il caso di fondazione continua con carico applicato centrato e con piano di fondazione e piano di campagna orizzontali.

Questa soluzione adopera il metodo dell'equilibrio limite e consiste sostanzialmente nell'individuare per tentativi la superficie di scorrimento più critica, nell'ipotizzare una certa distribuzione di tensioni lungo tale superficie e quindi nel risolvere il problema con l'equazione di equilibrio globale del terreno considerato come corpo rigido all'interno della superficie di scorrimento.

Se la base della fondazione è ruvida, l'attrito e l'adesione fra terreno e base di fondazione impediscono l'espansione laterale; perciò il terreno entro la regione ADB rimane in uno stato elastico, agisce come se fosse una parte della fondazione e penetra nel terreno sottostante come un cuneo. Terzaghi (figura 9.7) considera che le due facce del cuneo formino l'angolo Φ con l'orizzontale e che la resistenza offerta dal peso del terreno γ , dal sovraccarico q e dalla coesione c possano essere valutate separatamente l'una dall'altra.

Egli prende in considerazione il fatto che il cuneo ADB non può penetrare nel terreno finché la pressione sui suoi lati inclinati non è uguale alla spinta passiva sviluppata dal terreno adiacente e quindi calcola il carico critico sulla base dell'equilibrio statico del cuneo ADB . Alla rottura la pressione

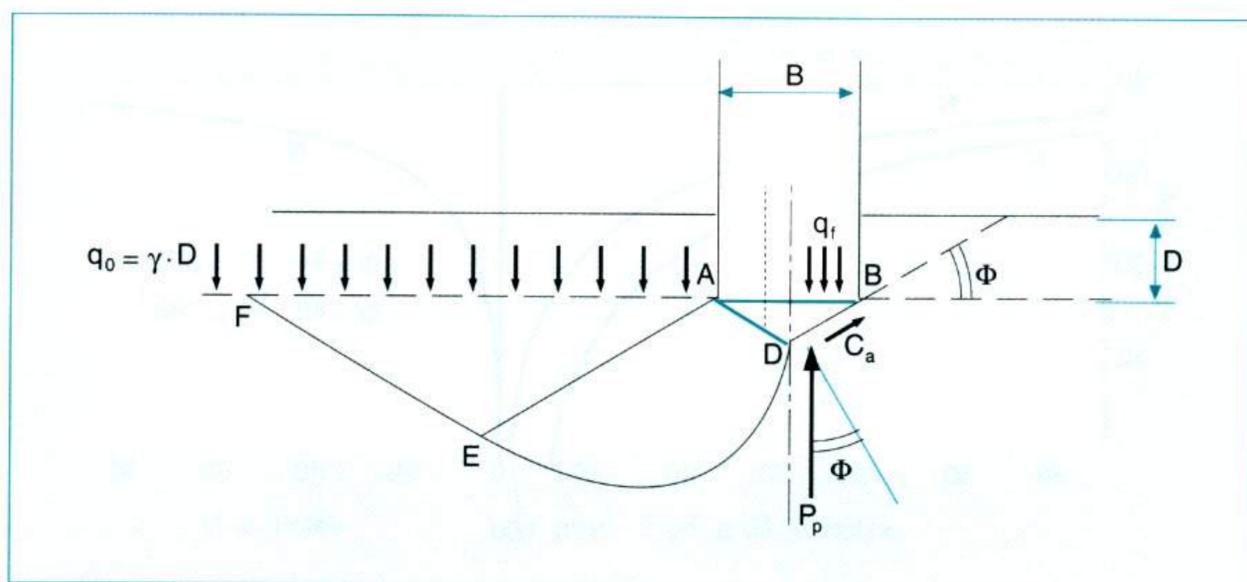


FIGURA 9.7

su ognuna delle due superfici AD e BD è uguale alla risultante della spinta passiva P_p e della forza di coesione C_a . Poiché lo slittamento avviene lungo queste due facce la reazione risultante della spinta della terra agisce formando un angolo Φ con la normale su ogni faccia e di conseguenza agisce verticalmente.

Se il peso del terreno entro ADB viene trascurato, l'equilibrio della fondazione richiede che:

$$Q_f = 2P_p + 2C_a \operatorname{sen} \Phi = 2P_p + Bc \operatorname{tg} \Phi$$

La determinazione di P_p è fatta con il metodo dell'equilibrio limite globale (Coulomb). La spinta passiva P_p richiesta per produrre uno slittamento lungo DEF può essere divisa in due parti $P'_p + P''_p$. La forza P'_p rappresenta la resistenza dovuta al peso della massa $ADEF$ e il punto di applicazione di P'_p è situato nel terzo inferiore di AD . La seconda parte P''_p della pressione passiva, può a sua volta essere divisa in altre due parti; l'una P_c dovuta alla coesione, la seconda P_q dovuta al sovraccarico $q_0 = \gamma D$. Poiché entrambe le pressioni P_c e P_q sono uniformemente distribuite, il loro punto di applicazione cade a metà della faccia AD . Perciò il valore della capacità portante si può calcolare sostituendo, nell'equazione precedente, a P_p la pressione $P'_p + P_c + P_q$ e applicando alla determinazione di questi termini analisi di vario tipo. In questo modo si perviene alla relazione generale per unità di lunghezza e per un terreno dotato di peso, coesione e attrito:

$$Q_f = B \left(cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \right) \quad (9.3)$$

nella quale:

$$* \quad N_c = \frac{2P_c}{Bc} + \operatorname{tg} \Phi \quad N_q = \frac{2P_q}{\gamma DB} \quad N_\gamma = \frac{4P'_p}{\gamma B^2}$$

Per la capacità portante unitaria si ha:

$$q_f = cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma \quad (9.4)$$

Il termine cN_c esprime il contributo della coesione che agisce lungo la superficie di rottura; il termine q_0N_q rappresenta l'effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione; il termine $1/2\gamma BN_\gamma$ rappresenta il contributo della resistenza di attrito dovuta al peso proprio del terreno all'interno della

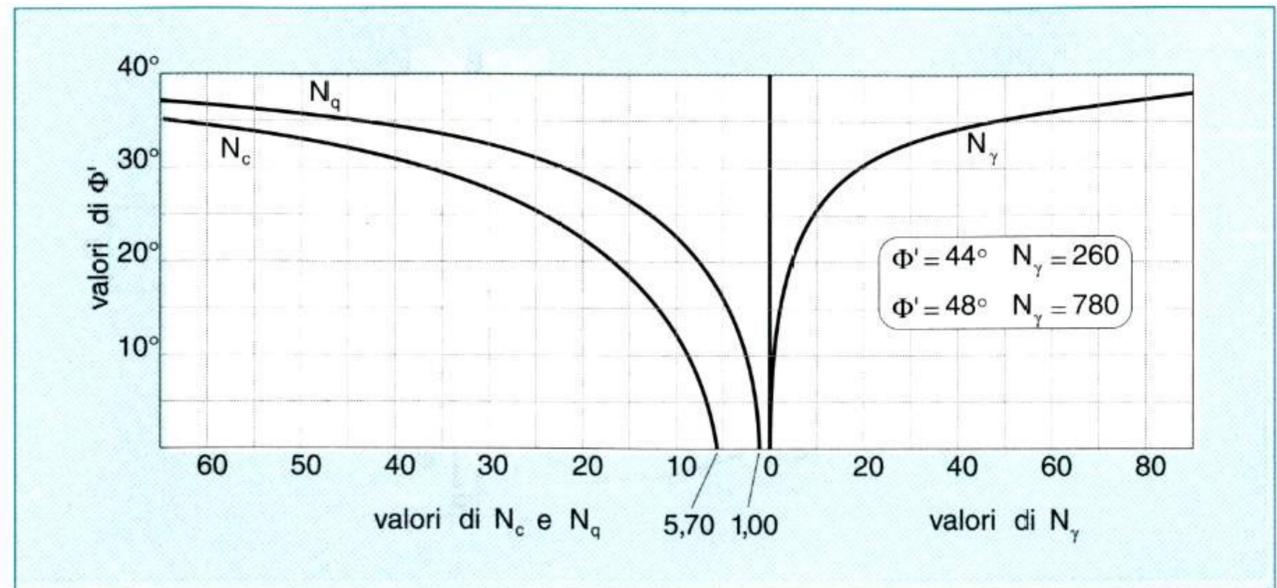


FIGURA 9.8

superficie di scorrimento. Ogni termine è stato calcolato separatamente, cioè considerando per cN_c che il materiale abbia coesione e angolo d'attrito ma nessun peso, per q_0N_q che il materiale abbia solo attrito e sia soggetto al sovraccarico $q_0 = \gamma D$ e infine per $1/2 \gamma BN_\gamma$ che il materiale abbia peso e attrito, ma nessuna coesione. Nella relazione sopraindicata i fattori N_c , N_q e N_γ sono adimensionali.

Essi sono stati calcolati dal Terzaghi, espressi in funzione di Φ e messi in forma di diagramma (figura 9.8).

Osserviamo che se si pone $\Phi_u = 0$ dal diagramma risulta $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ e $N_c = 5,70$, cioè la formula della capacità portante unitaria diviene:

$$q_f = 5,70 c_u + \gamma D$$

Si deve ancora osservare che questi fattori crescono molto rapidamente con l'angolo Φ' , specialmente oltre i 30° . Così si può vedere che per $\Phi' = 30^\circ$, $N_c = 37$, $N_q = 22$ e $N_\gamma = 20$ e per $\Phi' = 35^\circ$, $N_c = 53$, $N_q = 41$ e $N_\gamma = 42$.

Nel termine di attrito della relazione generale γ rappresenta il peso di volume del terreno sotto il piano di fondazione. Se la falda freatica si alza fino al piano di fondazione, o ad un'altezza minore di B sotto il piano di fondazione, bisogna fare riferimento al peso di volume del terreno immerso γ' : quindi, nel caso di sabbia, ad esempio, la capacità portante è ridotta di circa il 50%.

La soluzione di Terzaghi non è esatta soprattutto perché le tre soluzioni sono state calcolate separatamente e con superfici di scorrimento diverse e poi si sono sommati gli effetti; la sovrapposizione degli effetti porta però ad una valutazione cautelativa. Dobbiamo ricordare che la relazione sopraindicata si riferisce a fondazione continua sottoposta a carico verticale centrato. Per le fondazioni si hanno evidentemente molte altre situazioni.

L'espressione più generale per il calcolo della capacità portante e che riguarda pressoché tutte le diverse situazioni delle fondazioni è quella di Brinch Hansen che è ottenuta dalla sovrapposizione di soluzioni relative a casi particolari.

$$q_f = c' N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q_0 N_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \quad (9.5)$$

nella quale:

N_c, N_q, N_γ = fattori di capacità portante, dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio Φ' ;

s_c, s_q, s_γ = fattori di forma della fondazione;

i_c, i_q, i_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;

b_c, b_q, b_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base della fondazione;
 g_c, g_q, g_γ = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del piano campagna;
 d_c, d_q, d_γ = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa.

Per quanto riguarda i fattori di capacità portante N_c, N_q ed N_γ molti studiosi, oltre a Prandtl e a Terzaghi, hanno proposto varie soluzioni e ipotesi (Reissner, Caquot e Kerisel, Buisman, Vesic, ecc.) che però portano a valori che rimangono generalmente dello stesso ordine di grandezza.

Per i fattori N_c e N_q si fa riferimento in genere alle espressioni ricavate da Prandtl e Reissner:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi'}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \Phi'} \tag{9.6}$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{cotg} \Phi' \tag{9.7}$$

Per quanto riguarda N_γ , per il quale si ha una certa dispersione di valori, si fa riferimento alla soluzione proposta da Caquot e Kerisel (1953), approssimabile con un'espressione del tipo (Vesic, 1973):

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \Phi' \tag{9.8}$$

Nella tabella 9.1 sono riportati per N_q, N_γ e N_c i valori di Terzaghi e quelli corrispondenti alla soluzione di Prandtl e Vesic.

Per quanto riguarda i fattori di forma, sulla base di prove su modello e di considerazioni teoriche, per fondazioni circolari e quadrate, viene indicato per condizioni non drenate, un valore di s_c pari a 1,2 o 1,3 e per fondazioni rettangolari $s_c = (1 + 0,2 B/L)$, indicando con B la larghezza e con L la lunghezza della fondazione.

Per s_q in condizioni drenate si suggerisce per fondazioni circolari e quadrate il valore 1 o $1 + \text{sen} \Phi$ e per fondazioni rettangolari $(1 + 1,5 B/L \text{tg} \Phi)$ (Skempton) o $(1 + B/L \text{tg} \Phi)$ (Brinch Hansen); per s_c sono indicati i valori di $0,3 \div 0,6$ per fondazioni circolari e quadrate e $(1 - 0,1 B/L)$ (Skempton) o $(1 - 0,4 B/L)$ (Brinch Hansen) per fondazioni rettangolari. Per le fondazioni con carico eccentrico Meyerhof ha proposto di attribuire alla fondazione (figura 9.9) una larghezza fittizia, centrata sul carico e pari a $B' = B - 2e$, considerando quindi che la parte di fondazione più lontana dal carico non contribuisca alla capacità portante.

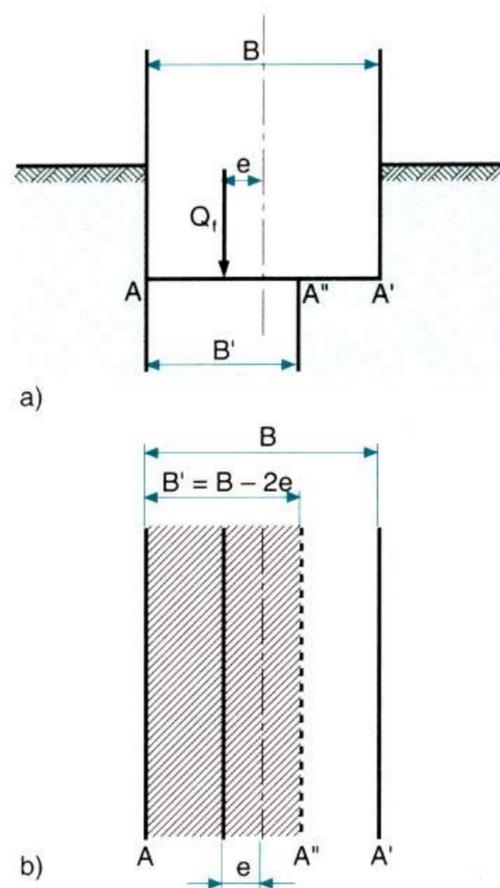


FIGURA 9.9

TABELLA 9.1 Valori di N_q, N_γ e N_c secondo Terzaghi, Prandtl e Vesic

Φ' (°)	N_q		N_γ		N_c	
	Terzaghi	Prandtl-Vesic	Terzaghi	Prandtl-Vesic	Terzaghi	Prandtl-Vesic
0	1	1	0	0	5,7	5,14
20	7,5	6,4	5,0	5,4	18,0	14,8
25	13,0	10,7	10,0	10,9	25,0	20,7
30	22,0	18,4	20,0	22,4	37,0	30,1
35	41,0	33,3	42,0	48,0	53,0	45,0
40	81,0	64,0	100,0	75,0	95,0	73,0

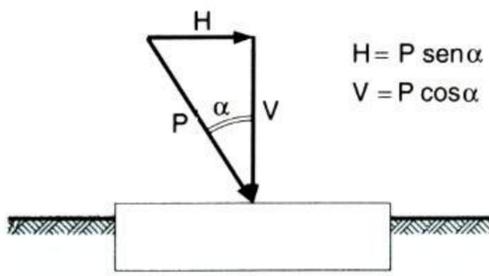


FIGURA 9.10

La formula generale diventa quindi:

$$Q_f = B' \left(cN_c + \gamma DN_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma \right) \quad (9.9)$$

Se in una fondazione rettangolare vi è una doppia eccentricità si riduce di $2e$ sia la larghezza B che la lunghezza L .

Per carichi inclinati, cioè con una componente orizzontale H ed una verticale V (figura 9.10), il valore della capacità portante è influenzato dal rapporto H/V , dalla direzione della risultante e dalla forma della fondazione.

Si può far riferimento alle soluzioni proposte da Meyerhof e da Brinch Hansen modificate da Vesic (1975).

Per Meyerhof-Vesic si ha $i_c = i_q = (1 - \alpha/90^\circ)^2$ e $i_\gamma = (1 - \alpha/\Phi')^2$.

Per Hansen-Vesic si ha:

$$i_c = 1 - \frac{mH}{BLc(\pi + 2)} \quad (\Phi = 0)$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \operatorname{tg} \Phi'} \quad i_q = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \operatorname{cotg} \Phi} \right]^m \quad (\Phi' > 0)$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{H}{V + BLc \operatorname{cotg} \Phi'} \right]^{m+1}$$

$$\text{con } m = m_L \cos^2 \vartheta_n + m_B \sin^2 \vartheta_n, \quad m_B = \frac{2 + B/L}{1 + B/L}, \quad m_L = \frac{2 + L/B}{1 + L/B}$$

dove ϑ_n è l'angolo fra la direzione del carico, proiettata sul piano di fondazione, e la lunghezza L .

Per quanto riguarda i fattori di profondità, da Brinch Hansen vengono date queste relazioni:

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

$$d_q = \begin{cases} 1 + 2 \operatorname{tg} \Phi (1 - \operatorname{sen} \Phi)^2 \frac{D}{B} & (D \leq B) \\ 1 + 2 \operatorname{tg} \Phi (1 - \operatorname{sen} \Phi)^2 \operatorname{tg}^{-1} \frac{D}{B} & (D > B) \end{cases}$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per tutti i casi}$$

Per le fondazioni su un pendio, su una berma di un pendio o sulla sommità di un pendio, la capacità portante è generalmente minore di quella che si ha con terreno orizzontale, perché evidentemente verso valle non può svilupparsi la stessa resistenza che si ha nel caso di piano campagna orizzontale. Meyerhof ha tentato di valutare questa perdita di resistenza ed ha proposto una formula analoga a quella generale:

$$Q_f = B \left(\frac{1}{2} \gamma B N_{\gamma q} + c N_{cq} \right) \quad (9.10)$$

nella quale i fattori $N_{\gamma q}$ e N_{cq} dipendono, oltre che da Φ' , anche dall'angolo β del pendio e dai rapporti D/B , d/B e $c/\gamma h$, fattori che possono essere calcolati con abachi. Altri studiosi francesi hanno pure introdotto nella relazione generale nuovi fattori di capacità portante che sono riportati in diagrammi in funzione di Φ' e di β/Φ' .

9.3 Fondazioni profonde

Le fondazioni profonde differiscono da quelle dirette essenzialmente per il fatto che trasmettono una parte del carico per attrito lungo il fusto, al di sopra della base di fondazione. Lo studio delle fondazioni profonde comprende quindi anche la valutazione dell'attrito laterale.

Il termine attrito, nell'espressione attrito laterale, è usato impropriamente, ma è sanzionato dall'uso; esso rappresenta tutti gli effetti laterali del fusto della fondazione.

Si indicano con pali le fondazioni profonde per le quali la dimensione trasversale è piccola in rapporto all'altezza ($D/B > 10$) e con pozzi e cassoni le fondazioni profonde nelle quali la dimensione trasversale resta importante e il rapporto D/B è più spesso compreso tra 4 e 10.

I pali consentono di trasmettere il carico applicato in sommità a strati di terreno più profondi, più resistenti e meno compressibili.

Il ricorso ai pali di fondazione è motivato talvolta da esigenze prevalentemente idrauliche, quali fondazioni di ponti o di opere al largo in mare, ma principalmente dalla necessità di limitare i cedimenti o di trasmettere il carico in profondità, al di sotto di strati superficiali di terreno con caratteristiche meccaniche molto basse.

I pali si presentano sotto varie forme e possono essere di legno, di acciaio, di calcestruzzo e di calcestruzzo armato. A seconda delle modalità costruttive sono distinti in tre categorie:

- 1) pali prefabbricati ed infissi;
- 2) pali infissi e costruiti in opera senza asportazione di terreno (cioè previa infissione di una tubazione nel terreno);
- 3) pali costruiti in opera con asportazione di terreno (pali trivellati).

Si può anche fare riferimento ad una suddivisione di questo tipo:

- 1) pali infissi con grandi spostamenti del terreno; in questa categoria sono compresi i pali prefabbricati e infissi e i pali infissi e costruiti in opera;
- 2) pali infissi con piccoli spostamenti del terreno e sono caratterizzati dall'aver una piccola sezione strutturale (pali in CAP o pali in acciaio senza punta per i quali il terreno può penetrare all'interno e pali a vite);
- 3) pali senza spostamenti del terreno (pali trivellati di vario tipo);
- 4) pali composti ottenuti accoppiando vari tipi, come ad esempio palo trivellato per una parte e poi palo prefabbricato ed infisso.

Le dimensioni dei pali possono mutare notevolmente sia al variare di categoria sia per pali di una stessa categoria.

Con riferimento al diametro si può fare riferimento a pali di grande, medio e piccolo diametro.

I pali di grande diametro sono quelli che hanno diametro superiore a 700 mm e possono raggiungere i 2000 mm; sono generalmente pali trivellati che possono raggiungere lunghezze spesso dell'ordine di 20 ÷ 40 m.

I pali di medio diametro sono quelli di diametro compreso tra 300 e 700 mm e hanno lunghezze prevalentemente comprese tra i 5 e i 25 m.