

FONDAZIONI SOLUZIONI COSTRUTTIVE

Scheda N°:

2

Libro I

1 Casi particolari

Fondazioni sotto pressione

L'incidenza dell'acqua che non riesce a risalire liberamente al di sopra delle fondazioni è da prendere in considerazione nell'elaborazione dei calcoli.

Fondazioni in prossimità di altri edifici

Le fondazioni superficiali non devono esercitare alcuna azione pericolosa sui pali di fondazione vicini e le adiacenze in generale.

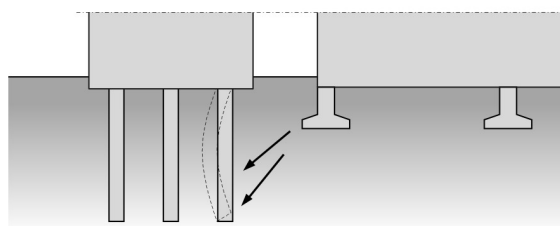


Figura 1

Azione di una fondazione superficiale su un palo di fondazione vicino.

Prossimità di scavi

Bisogna assicurarsi della stabilità d'insieme del terreno sul quale sarà edificata la costruzione tenendo conto della presenza di uno scavo o di un sostegno preesistente.

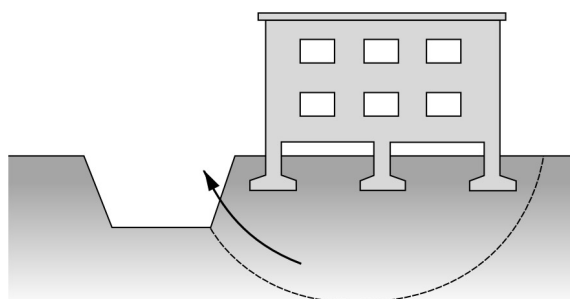


Figura 2

Esempio di stabilità d'insieme in prossimità di scavi.

Fondazioni su terreno in pendenza

Bisogna assicurarsi della stabilità d'insieme del terreno sul quale sarà edificata la costruzione tenendo conto dei carichi apportati da quest'ultima.

Le superfici di scorrimento critiche sono più spesso delimitate all'interno di una zona d'influenza definita nella figura 3a; a monte e a valle di un cambio di pendenza, la zona si estende per una distanza sostanzialmente pari a tre volte l'altezza della scarpata considerata.

Nelle zone sismiche, questo studio di stabilità deve essere condotto prendendo in considerazione i coefficienti sismici orizzontali e verticali.

Quando il terreno di posa non può dare luogo a uno scorrimento d'insieme, i livelli delle fondazioni successive devono essere tali che una pendenza massima di base 3 per 2 d'altezza colleghi gli spigoli dei plinti di fondazione più vicini (Fig. 3b).

Nelle zone sismiche, la pendenza massima tende a modificarsi (fino ad arrivare a 3 per 1) ma deve comunque essere verificata in base alla normativa aggiornata.

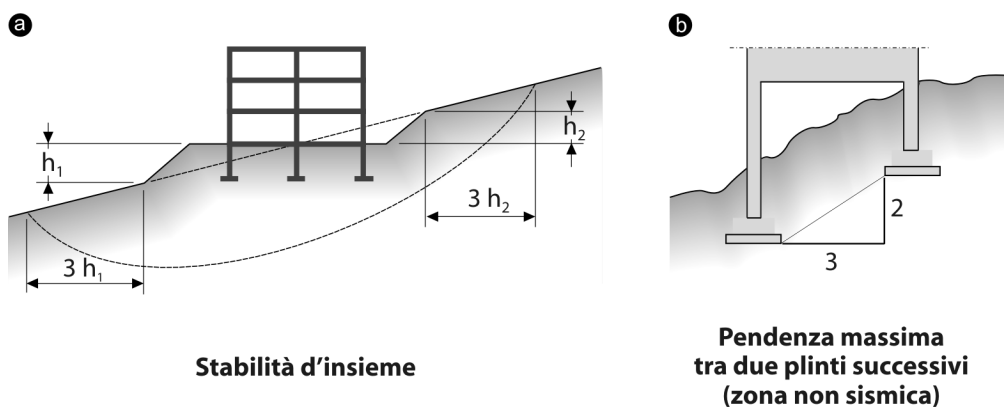


Figura 3

Soluzioni da adottare per le fondazioni su terreno in pendenza

Terreni rigonfianti

Certe argille insature, se non addirittura secche, a una data profondità al di sotto del terreno naturale hanno la tendenza a rigonfiarsi quando vengono intrise nuovamente sia per azione della acqua piovana, sia per risalita della falda o della frangia capillare, il che può verificarsi riducendo l'evaporazione superficiale, come avviene nel caso della costruzione di un edificio (Fig. 4).

In caso di fondazioni superficiali, tale fenomeno di rigonfiamento può provocare degli inconvenienti ed è quindi consigliabile utilizzare fondazioni profonde, solidamente ancorate agli strati in cui il grado di umidità rimane invariabile.

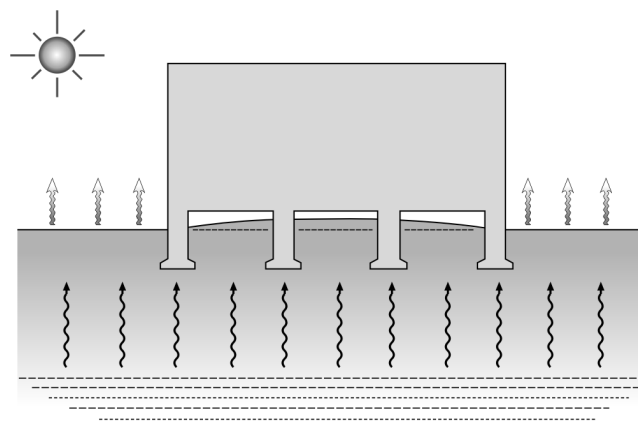


Figura 4

Effetto delle variazioni della falda freatica in un terreno rigonfiante.

2 Giunti

Un giunto di separazione deve essere predisposto tra due parti d'opera vicine quando le differenze di carico e di cedimento sono importanti.

Lo stesso vale nel caso il cui il terreno presenta una variazione brusca della compressibilità al di sotto della stessa opera.

In un terreno omogeneo e ben consolidato, i giunti di separazione possono essere evitati e i giunti di dilatazione si fermano al di sopra dei plinti di fondazione.



Figura 5

Giunti di separazione e di dilatazione.

3 Esecuzione

Qui di seguito sono definite la composizione del calcestruzzo e le armature normalmente necessarie ma da verificare comunque caso per caso.

Calcestruzzo

- Calcestruzzo di regolarizzazione:
 - dosaggio > 150 kg/m³ di cemento;
 - spessore > 0,04 m.
- Calcestruzzo di fondazioni non armate:
 - dosaggio > 200 kg/m³ di cemento e > 300 kg/m³, se il calcestruzzo è gettato in presenza d'acqua.
- Calcestruzzo di fondazioni continue con incatenamento semplice:
 - dosaggio > 250 kg/m³ di cemento e > 350 kg/m³, se il calcestruzzo è gettato in presenza d'acqua.
- Calcestruzzo di fondazioni armate:
 - dosaggio > 300 kg/m³ di cemento e > 400 kg/m³, se il calcestruzzo è gettato in presenza d'acqua.

Armature

Le fondazioni continue richiedono normalmente un'armatura d'incatenamento con le seguenti caratteristiche:

- 2 cm² nel caso di barre di tipo ad aderenza migliorata Fe E 400;
- 1,60 cm² nel caso di reti elettrosaldate o di barre di tipo ad aderenza migliorata Fe E 500.

Il rivestimento delle armature è di almeno 4 cm.

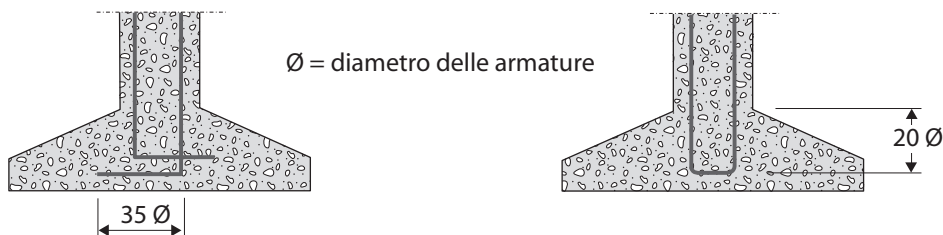


Figura 6

Armatura di un plinto di fondazione sollecitato.

In flessione o in trazione

Senza flessione o trazione

4 Soluzioni particolari in zone sismiche

Di norma, i punti d'appoggio di un medesimo blocco di costruzione dovrebbero essere resi solidali da una rete bidimensionale di travi che tende a opporsi allo spostamento relativo dei punti d'appoggio nel piano orizzontale.

FONDAZIONI CALCOLI

Scheda N°:

3

Libro I

1 Determinazione della sollecitazione di calcolo (q)¹

Sotto la struttura, la reazione del terreno è caratterizzata da un valore ultimo (q_u).

La sollecitazione di calcolo (q) è il più basso tra i due valori $\frac{q_u}{2}$ e quello che evita di prendere

in considerazione i cedimenti differenziali della struttura. È da confrontare con la sollecitazione risultante dalle combinazioni d'azione allo stato limite ultimo (SLU).

(q) è calcolata in base alle prove geotecniche. La tabella qui di seguito riporta gli ordini di grandezza della sollecitazione di calcolo in funzione della natura del terreno.

Natura del terreno	Valori di q (in MPa)
Rocce poco fessurate sane, non disaggregate e con stratificazione favorevole	da 0,75 a 4,5
Terreni non coerenti di buona compattezza	da 0,35 a 0,75
Terreni non coerenti di compattezza media	da 0,2 a 0,4
Argille (*)	da 0,1 a 0,3
(*)Alcune argille molto plastiche non sono considerate nella tabella.	

2 Determinazione del valore ultimo (q_u)

Il procedimento e i valori riportati fanno riferimento alla norma francese DTU 13.12; il riferimento nazionale deve essere considerato per l'estensione dei risultati.

Prove di laboratorio

La resistenza alla rottura del terreno (q_u) può essere ottenuta a partire dalla coesione (C) e dall'angolo d'attrito interno (Φ), misurati in laboratorio per mezzo di prove di taglio; i tipi di prova da considerare sono:

- per l'equilibrio a breve termine: la prova di taglio rapida su campioni consolidati che permette di ottenere (C_{uu}) e (Φ_{uu}) (parametri di taglio);
- per l'equilibrio a lungo termine: la prova di taglio lenta su campioni non consolidati che permettono di ottenere (C') e (Φ') (parametri di taglio).

¹ I lavori per le fondazioni superficiali sono trattati nel DTU 13.12 per quanto concerne i calcoli e nel DTU 13.11 per quanto concerne la messa in opera. Se il rapporto tra la larghezza e l'altezza di una fondazione è inferiore a 1/6 e l'altezza è superiore a 3 m, le fondazioni sono considerate profonde e trattate in altra sezione.

Per una fondazione sottoposta a un carico verticale (Fig. 1), si ha:

$$q_u = S_c C N_c + \frac{1}{2} S_\gamma \gamma B N_\gamma + S_q \gamma D N_q$$

con:

- $S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L}$;
- $S_\gamma = 1 - 0,2 \frac{B}{L}$;

$S_q = 1$.

N_c , N_γ e N_q sono parametri adimensionali, rispettivamente di coesione, di forma e di profondità, dipendenti da Φ , e denominati "fattori della capacità portante". Sono riportati nella tabella seguente.

Φ	N_c	N_γ	N_q
0	5,14	0	1,00
5	6,50	0,10	1,60
10	8,40	0,50	2,50
15	11,00	1,40	4,00
20	14,80	3,50	6,40
25	20,70	8,10	10,70
30	30,00	18,10	18,40
35	46,00	41,10	33,30
40	75,30	100,00	64,20
45	134,00	254,00	135,00

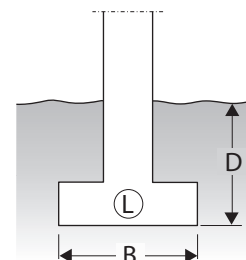


Figura 1

Caratteristiche dimensionali di una fondazione.

Nel caso di un carico inclinato dell'angolo (δ) sulla verticale, ognuno dei tre termini della formula precedente è modificato da un coefficiente di riduzione (i), vale a dire:

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\Phi}\right)^2$$

Nel caso di carichi eccentrici con eccentricità (e), la larghezza da prendere in considerazione, al posto di B , è:

$$B' = B - 2e$$

(dove (e) è l'eccentricità rispetto all'asse della fondazione).

Prove pressiometriche

Queste prove permettono di determinare, a diversi livelli:
 la pressione limite (p_l);
 il modulo pressiometrico (E_M).

Si calcola poi, per ciascun livello, la pressione limite netta (p_l^*) corrispondente:

$$p_l^* = p_l - p_o$$

dove p_o è la sollecitazione totale orizzontale nel terreno.

Per una fondazione sotto un carico verticale centrato di larghezza B , di lunghezza L e di incastro D , si ha:

$$q_u = K_p \cdot p_{le}^* + \gamma D$$

dove:

γ : massa volumica del terreno;

p_{le}^* : pressione limite netta equivalente, calcolata come valore medio delle pressioni limite nette presenti a una profondità di $1,5 B$ e limitata a 1,5 volte il valore minimo misurato nell'intervallo di profondità;

K_p : fattore di portanza.

Il fattore di portanza (K_p) è dato dal grafico della figura 2 in funzione dell'incastro relativo $\left(\frac{D}{B}\right)$ della fondazione.

Nel caso di carico inclinato di un angolo (δ) sulla verticale, il valore di K_p è affetto da un coefficiente di riduzione (i_δ), che è dato nel grafico della figura 3 in funzione dell'angolo d'inclinazione (δ).

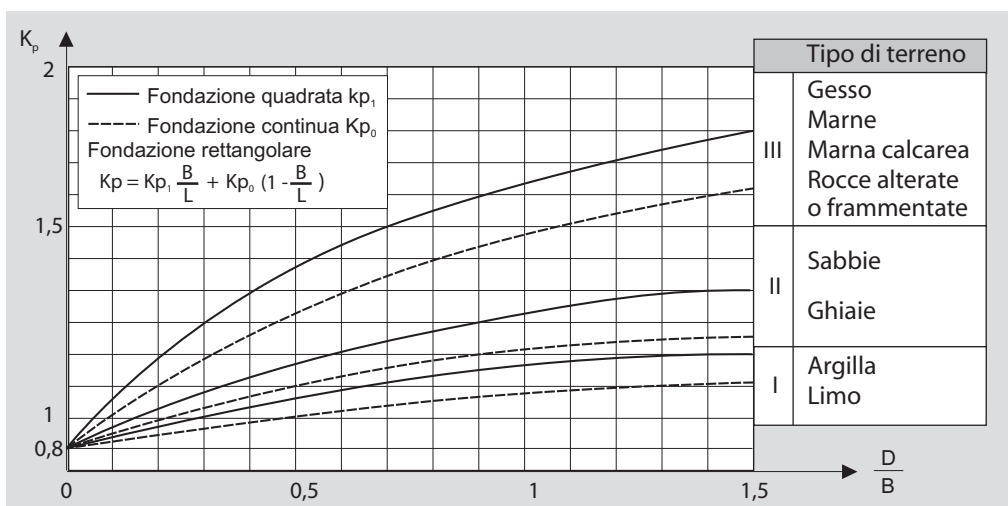


Figura 2

Determinazione del fattore di portanza in funzione dell'incastro relativo della fondazione.

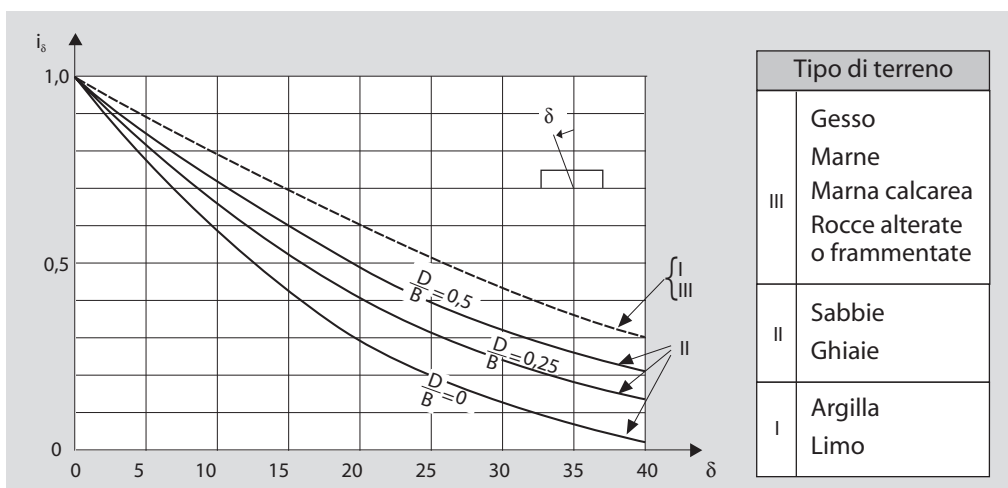


Figura 3

Determinazione del coefficiente di riduzione in funzione dell'angolo d'inclinazione.

Nel caso di carichi eccentrici, in cui (e) rappresenta l'eccentricità rispetto all'asse della fondazione, la larghezza da prendere in considerazione, al posto di B, è:

$$B' = B - 2e$$

Prove penetrometriche

Penetrometro statico

La prova al penetrometro statico fornisce la resistenza di punta (q_c) in funzione della profondità.

Per una fondazione sottoposta a un carico verticale centrato di larghezza B, di lunghezza L e d'incastro D, il valore ultimo (q_u) è dato da:

$$q_u = K_c q_{ce} i_\delta + \gamma D$$

dove:

i_δ è il coefficiente di riduzione del carico che tiene conto dell'inclinazione;

γ è la massa volumica del terreno;

q_{ce} è la resistenza di punta equivalente, calcolata come valore medio delle resistenze di punta in un intervallo di profondità pari a 1,5 B.

Si devono abbassare le resistenze di punta superiori a 1,3 volte il valore medio (Fig. 4); se q_c è inferiore a 0,5 MPa nella profondità d'azione delle fondazioni, è opportuno uno studio aggiuntivo prima di scegliere il tipo di fondazione e la sollecitazione ultima (q_u).

Il fattore di portanza (K_c) è indicato nell'abaco della figura 4 in funzione dell'incastro relativo.

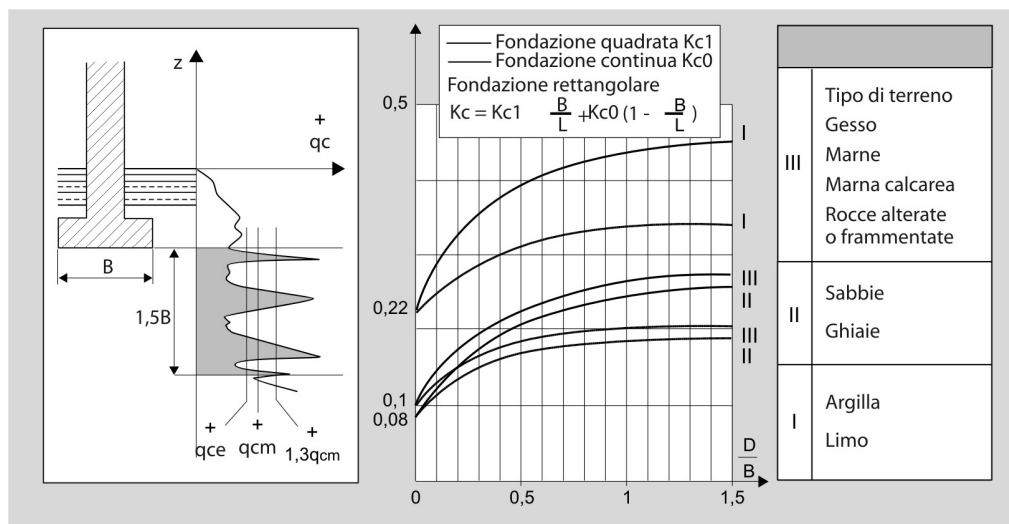


Figura 4

Calcolo della resistenza di punta equivalente (q_{ce}) sotto una fondazione.

Penetrometro dinamico

Questa prova fornisce la resistenza dinamica (q_d) in funzione della profondità. La sollecitazione di calcolo (q_u) si ottiene con la seguente formula:

$$q_u = \frac{q_d}{5 a 7}$$

L'interpretazione dei risultati ottenuti con questo strumento deve essere eseguita con molta prudenza, specialmente nel caso di terreni argillosi.

Standard Penetration Test (SPT)

L'utilizzazione dell'SPT deve essere circoscritto ai terreni fini (coesione nulla).

Il grafico della figura 5 fornisce i fattori di capacità portante (N_γ e N_q) e l'angolo di attrito interno (Φ) in funzione di N , misurato con l'SPT.

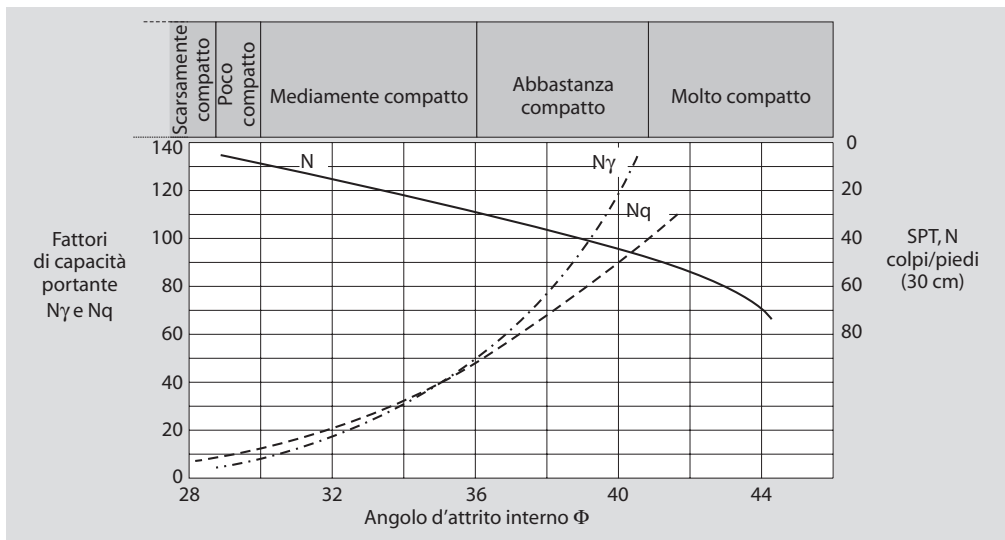


Figura 5

Caratteristiche dei terreni fini, misurati con l'SPT.

3 Valutazione dei cedimenti

Le combinazioni di azioni da considerare sono quelle dello stato limite di esercizio (SLE).

Valutazione in base alle prove di laboratorio

Il cedimento finale è la somma di due termini:

- il cedimento immediato (S_i);
- il cedimento di consolidamento (S_c).

In generale, il termine (S_i) è trascurato.

Le prove di laboratorio, dette "prove edometriche", forniscono, per ogni strato di terreno, i seguenti parametri:

- l'indice dei vuoti iniziale (e_0);
- l'indice di compressione (C_c);
- la pressione di preconsolidamento (σ'_p).

Il cedimento di una sezione ha per valore:

$$S_f = \Delta Z \cdot \frac{C_c}{(1+e_0)} \cdot \log_{10} \left(\frac{\sigma_z}{\sigma'_p} \right)$$

dove (σ_z) è la sollecitazione verticale apportata dalla fondazione e l'azione del peso delle eventuali terre immerse.

Il cedimento totale (S_c) equivale alla somma dei cedimenti (S_f) di tutti gli strati, ognuno dei quali ha al massimo uno spessore pari a metà larghezza della fondazione $\left(\Delta Z \leq \frac{B}{2} \right)$.

Valutazione in base alle prove pressiometriche

Il cedimento finale è la somma di due termini:

- il cedimento di consolidamento (S_c);
- il cedimento detto “deviatorico” (S_d).

Questi due termini hanno per valore:

$$S_c = \left(\frac{\alpha}{9E_M} \right) (\sigma - \gamma D) \lambda_c B$$

$$S_d = \left(\frac{2}{9E_M} \right) (\sigma - \gamma D) B_o \left(\lambda_d \cdot \frac{B}{B_o} \right) \alpha$$

dove:

$B_o = 0,60$ m;

σ è la componente normale della sollecitazione del suolo sotto la fondazione per lo stato limite di esercizio (SLE);

E_M è il modulo pressiometrico;

α è il coefficiente reologico.

Il coefficiente reologico (α) è dato dalla tabella seguente.

Stato del terreno	Torba		Argilla		Limo		Sabbia		Sabbia e ghiaia		Roccia	
	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	$\frac{E_M}{P_l}$	α	Stato di fratturazione	α	
Iperconsolidato troppo costipato	–	>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Scarsamente fratturato	2/3	
Normalconsolidato normalmente costipato	1	9-16	2/3	8-14	1/2	1-12	1/3	6-10	1/4	Normale	1/2	
										Molto fratturato	1/3	
Iperconsolidato alterato rimaneggiato o sciolto	–	7-9	1/2	5-8	1/2	5-7	1/3	–	–	Molto alterato	2/3	

α : coefficiente reologico; E_M : modulo pressiometrico del terreno; P_l .

I coefficienti di sottofondo (λ_c) e (λ_d) sono funzione del rapporto (L/B) e sono indicati nella tabella seguente:

L/B	1		2	3	5	20
	Fondazione circolare	Fondazione quadrata				
λ_c	1	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Il valore del modulo pressiometrico (E_M), utilizzato per il calcolo del cedimento di consolidamento (S_c), è quello del modulo pressiometrico del primo strato. Quello del modulo (E_M), utilizzato per il calcolo del cedimento “deviatorico” (S_d), è definito nella figura 6.

I moduli pressiometrici (E_1) a (E_{16}) sono i valori misurati, per ciascuno strato di spessore $\left(\frac{B}{2} \right)$, a una profondità variabile da 0 a 8 volte B sotto la fondazione.

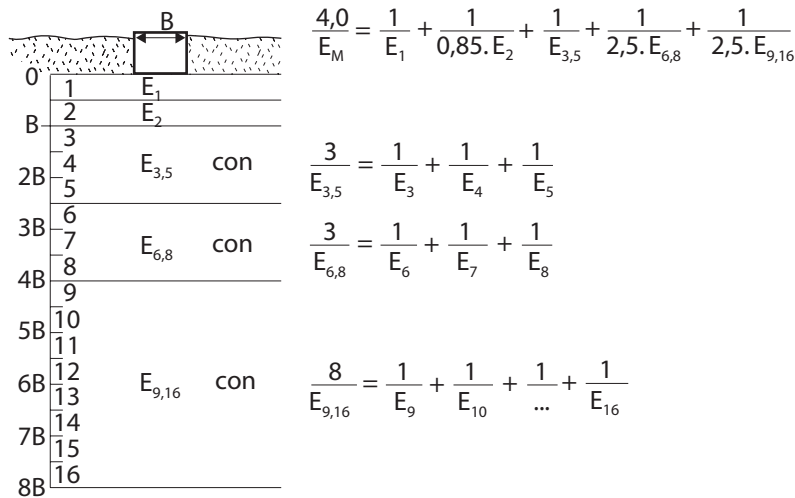


Figura 6

Determinazione del modulo pressiométrico per il calcolo del cedimento "deviatorico".

4 Calcolo delle fondazioni

Giustificazione delle opere

Le opere devono essere dimensionate secondo gli stati limite definiti dalle norme nazionali.

Stato limite ultimo della resistenza

Si prenderanno in considerazione sia una reazione media del terreno (p), basata sulla risultante delle forze e ripartita su una larghezza $B' = B - 2e$ (Fig. 7a), sia una reazione del terreno (p), che varia linearmente sotto la fondazione in funzione del valore dell'eccentricità (e), e il cui valore medio è funzione della sollecitazione massima (p_M) e della sollecitazione minima (p_m) (Fig. 7b). Si dovrà verificare che $p \leq q$. Nel caso di combinazione di azioni per le quali l'azione del vento è l'azione variabile di base, si avrà: $p \leq 1,33 q$.

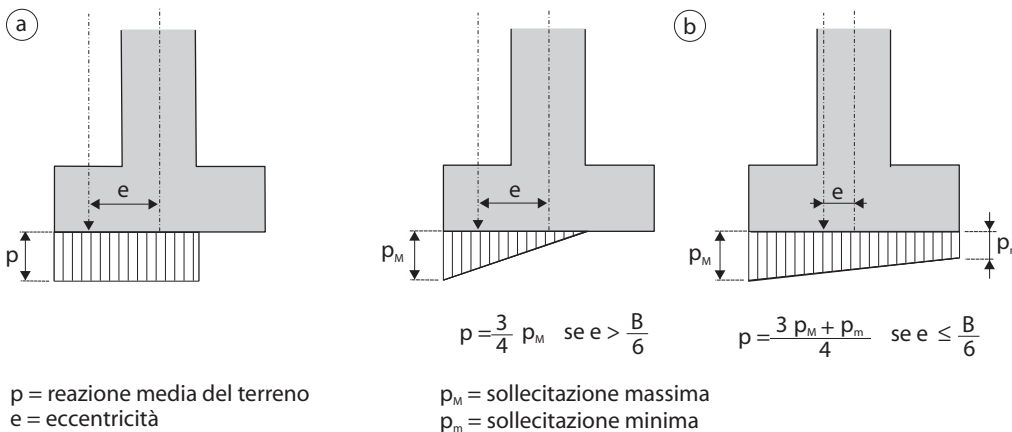


Figura 7

Ripartizione della sollecitazione sotto la fondazione in funzione del valore dello sfasamento (e).

Stato limite ultimo della stabilità del sottofondo

Quando la struttura che sormonta le fondazioni è stata verificata allo stato limite ultimo della stabilità di forma o allo stato di flessione composta con momento complementare, le sollecitazioni da prendere in considerazione nella giustificazione dello stato limite ultimo della resistenza della fondazione devono tenere conto delle eccentricità ulteriori provenienti da effetti di secondo ordine.

Stato limite di esercizio in rapporto alla durabilità

In mancanza di un calcolo preciso, la sezione delle armature deve essere maggiorata del 10 o del 50%, secondo che si tratti di fessurazione pregiudizievole o molto pregiudizievole.

Calcolo delle fondazioni

Fondazioni a base rettangolare sotto pilastri di sezione rettangolare

Qui sarà trattato solo il caso in cui il carico è centrato e la pressione sul terreno è ipotizzata come uniforme.

Le sezioni delle barre d'acciaio sono date dalle seguenti formule:

- secondo l'asse x:

$$A_x = p_u \cdot \frac{Bx - bx}{8d} \cdot \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

- secondo l'asse y:

$$A_y = p_u \cdot \frac{By - by}{8d} \cdot \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}}$$

dove:

bx e by sono le dimensioni del pilastro;

Bx e By sono le dimensioni della fondazione;

d è l'altezza utile media dei corsi delle armature;

p_u è il carico di calcolo;

f_e è il limite elastico dell'acciaio;

σ_s è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio.

A rigore, la formula detta "delle bielle" è valida solo se la sezione di base del pilastro è omotetica con la sezione della fondazione. Questa condizione non si verifica sempre, ma l'esperienza ha comunque legittimato l'estrapolazione del metodo delle bielle a casi simili.

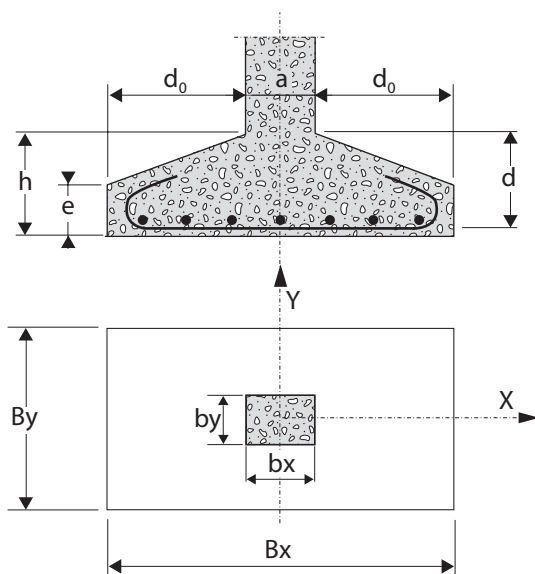


Figura 8

Applicazione della formula detta "delle bielle".

Fondazioni continue sotto muri non armate trasversalmente

Le fondazioni continue sotto i muri possono non richiedere armature perpendicolari al piano medio del muro se sono soddisfatte le seguenti condizioni:
 il muro trasmette alla fondazione un carico verticale uniforme e centrato;
 l'altezza totale (h) della fondazione è pari o superiore al doppio dell'aggetto (d_0) (Fig. 9):

$$h \geq 2d_0 \text{ con } d_0 = \frac{(a' - a)}{2}$$

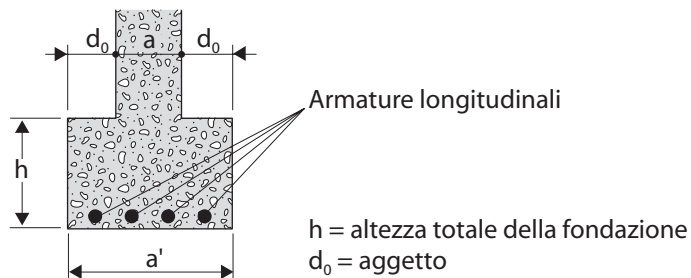


Figura 9

Fondazione senza armature perpendicolari al piano medio del muro.

Fondazioni continue sotto muri, armate trasversalmente e che trasmettono un carico uniformemente centrato

L'area della sezione per unità di lunghezza della fondazione delle armature inferiori disposte trasversalmente rispetto al proprio piano medio (A) è così espressa:

$$A = p_u \frac{d_0}{4d} \cdot \frac{1}{\frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ con } 2d_0 \geq d \geq \frac{d_0}{2}$$

dove:

p_u è il carico di calcolo per unità di lunghezza;

d_0 è l'aggetto;

d è l'altezza utile media del letto delle armature;

f_e è il limite elastico dell'acciaio

γ_s è il coefficiente di sicurezza per l'acciaio.

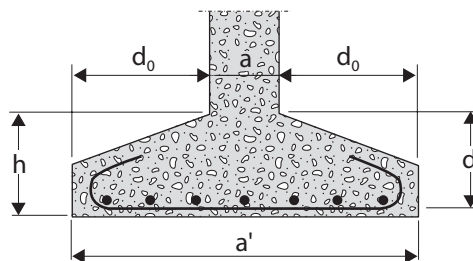


Figura 10

Fondazione continua armata trasversalmente.