

Normativa di riferimento

- Legge nr. 1086 del 05/11/1971.

Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica.

- Legge nr. 64 del 02/02/1974.

Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

- D.M. LL.PP. del 11/03/1988.

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

- D.M. LL.PP. del 14/02/1992.

Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.

- D.M. 9 Gennaio 1996

Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche relative ai 'Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi'

- D.M. 16 Gennaio 1996

Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche

- Circolare Ministero LL.PP. 15 Ottobre 1996 N. 252 AA.GG./S.T.C.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche di cui al D.M. 9 Gennaio 1996

- Circolare Ministero LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996.

- Norme Tecniche per le costruzioni D.M.14/01/2008.

Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 14 Gennaio 2008

Modello per il calcolo del carico limite

Il terreno di fondazione è considerato costituito da due strati uno superiore ed uno inferiore al piano di posa della fondazione. La presenza della falda è presa in considerazione in base alla sua profondità dal piano campagna. Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, in cui i coefficienti parziali di sicurezza per le resistenze sono unitari ed il coefficiente di sicurezza globale è 2.3 per il carico limite verticale e 1.1 per il coefficiente di sicurezza a carico orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando che la forza applicata a causa del sisma non è né centrata né verticale cioè comporta l'applicazione di fattori correttivi per l'inclinazione e una riduzione delle dimensioni della fondazione in funzione dell'eccentricità. Di seguito si riporta il calcolo per le combinazioni più gravose; in calce è riportato un riepilogo per tutte le combinazioni.

Carico limite

Il calcolo del carico limite è valutato secondo la formula di Terzaghi-Meyerof

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

dove :

N_q, N_c, N_γ = Coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia indefinita

$\zeta_q, \zeta_c, \zeta_\gamma$ = coefficienti correttivi di forma funzione del rapporto B/L

ξ_q, ξ_c, ξ_γ = coefficienti correttivi di inclinazione del carico dipendente da H/V

$\alpha_q, \alpha_c, \alpha_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$\beta_q, \beta_c, \beta_\gamma$ = coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti sismimici per considerare l'effetto cinematico, considerati solo in presenza di sisma

$\psi_q, \psi_c, \psi_\gamma$ = coefficienti correttivi di punzonamento dipendenti da un indice di rigidezza del terreno, in particolare detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa, dall'angolo di attrito del terreno di fondazione) ed I_{rcrit} l'indice di rigidezza critico (dipendente dall'angolo di attrito del terreno e dal rapporto B/L) risulta che i coefficienti di punzonamento sono uguali alla unità quando $I_r \geq I_{rcrit}$, mentre sono minori dell'unità quando $I_r < I_{rcrit}$.

Oltre a queste correzioni un'altra deriva dalla eccentricità del carico riducendo le dimensioni della fondazione in modo che il carico risulti centrato rispetto alla fondazione ridotta, dette e_b ed e_l le eccentricità del carico nella direzione di B ed L il carico limite si calcola per una fondazione di dimensioni ridotte $B' = B - 2e_b$ e $L' = L - 2e_l$

Altra correzione deriva dalla presenza della falda inserendo i pesi del terreno immerso nel primo e terzo termine, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si ha:

per $H_f < D$ si valuta la pressione effettiva sul piano di posa considerando che parte del terreno superiore è immerso, mentre nel terzo termine si userà il peso immerso

per $H_f > D$ ed $H_f < D+B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:

$$\gamma = \gamma' + (\gamma - \gamma') \cdot D/B$$

per $H_f > D+B$ la falda è trascurata.

I coefficienti di Terzaghi - Meyerof per la striscia ed i coefficienti correttivi sono dati dalle relazioni:

$$N_q = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} e^{\pi \tan(\phi)}$$

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

Il coefficiente N_γ non è suscettibile di una espressione in forma analitica chiusa, ed è stato calcolato per via numerica da diversi Autori. I valori del coefficiente sono riportati nella seguente tabella in funzione dell'angolo ϕ :

ϕ°	0	1	2	3	4	5	6	7	8
N_γ	0	0.07	0.15	0.24	0.34	0.45	0.57	0.71	0.86
ϕ°	9	10	11	12	13	14	15	16	17
N_γ	1.03	1.22	1.44	1.69	1.97	2.29	2.65	3.06	3.53
ϕ°	18	19	20	21	22	23	24	25	26
N_γ	4.07	4.68	5.39	6.2	7.13	8.2	9.44	10.88	12.54

ϕ°	27	28	29	30	31	32	33	34	35
N_γ	14.47	16.72	19.34	22.4	25.99	30.22	35.19	41.06	48.03
ϕ°	36	37	38	39	40	41	42	43	44
N_γ	56.31	66.19	78.03	92.25	109.41	130.22	155.55	186.54	224.64
ϕ°	45	46	47	48	49	50			
N_γ	271.76	330.75	403.67	496.01	613.16	762.89			

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \tan(\varphi)$$

$$\zeta_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$$

$$\zeta_r = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

$$\xi_q = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^m$$

$$\xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c \cdot \tan(\varphi)}$$

$$\xi_r = \left[1 - \frac{H \tan(\phi)}{V \tan(\varphi) + BLc} \right]^{m+1}$$

$$\psi_q = \exp \left(0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \tan(\phi) + \frac{3.07 \sin(\phi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\phi)}$$

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q \tan(\varphi)} \text{ se } \varphi \neq 0; \quad \psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \text{ se } \varphi = 0$$

$$\psi_r = \psi_q$$

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

$$\alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c \tan(\phi)}$$

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

$$\beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_\lambda}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\beta_c = \beta_\lambda - \frac{q - \beta_\lambda}{N_c \tan(\phi)}$$

$$\varepsilon < \pi/4; \quad \omega < \pi/4; \quad \omega < \varphi$$

$$zq = zc = 1$$

$$zg = (1 - kh / \tan(\phi))^{0.45}$$

$$kh = \beta \frac{\alpha_{\max}}{g} \cdot (vedi \cdot NT - 7.11.3)$$

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa
ε	Inclinazione del piano di posa
ω	Inclinazione del piano campagna
ϕ	Angolo di attrito del terreno di fondazione
c	Coesione del terreno di fondazione
G	Modulo tangenziale del terreno di fondazione
γ_1	Peso specifico terreno superiore
γ	Peso specifico terreno di fondazione
γ_{1Sat}	Peso specifico terreno saturo superiore
γ_{Sat}	Peso specifico terreno saturo di fondazione
Hf	Profondità della falda
W0	Peso specifico acqua
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione

Modello terreno per il calcolo dei cedimenti per terreno incoerente:

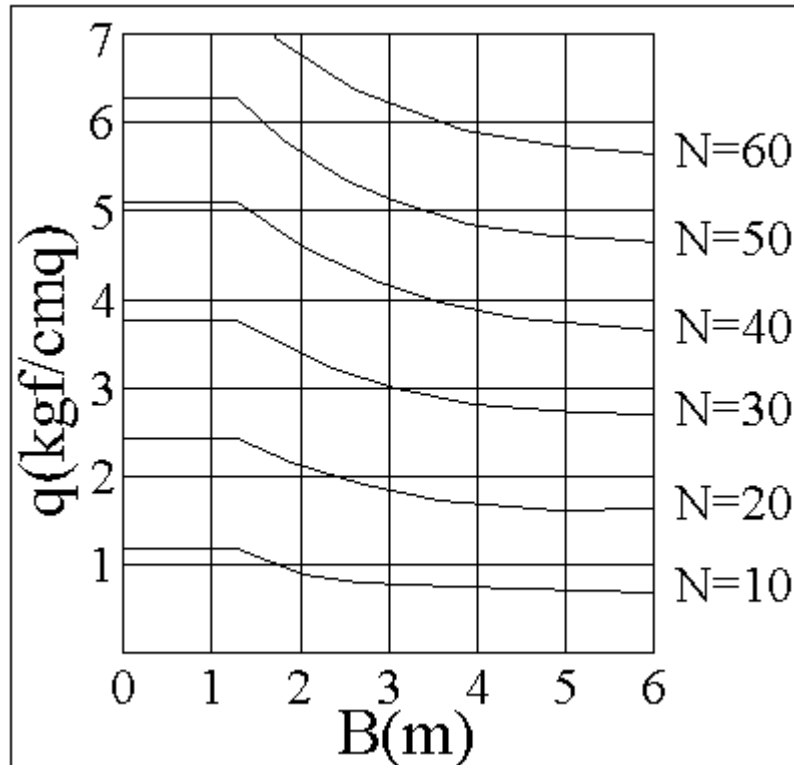
Il terreno è modellato come sequenza di strati di tipo incoerente (terreni ad elevata permeabilità). Per i terreni incoerenti non è possibile prelevare campioni intatti; per la valutazione dei parametri meccanici occorre riferirsi a prove in sito quali CPT ed SPT e quindi far uso di correlazioni empiriche per la loro valutazione. Per tali terreni, quindi, i metodi per la valutazione dei cedimenti sono empirici o semiempirici.

Simbologia terreno incoerente:

Metodo di Terzaghi e Peck

H	Spessore dello strato
Df	Profondità della fondazione rispetto allo scavo del cassone della struttura
γ	Peso specifico del terreno dello strato
γ_{Sat}	Peso specifico del terreno saturo dello strato
N_{SPT}	Numero di colpi Standard Penetration Test
Sfine	Indica se la frazione fina è rilevante, per cui il numero di colpi deve essere corretto se lo strato si trova sotto falda, il suo valore è significativo solo se lo strato è sotto falda

Il cedimento viene calcolato con il metodo di Terzaghi e Peck, in base a prove SPT. Gli A.A. propongono un abaco in funzione di B, base della fondazione ed N, numero di colpi, in cui forniscono il carico q che provoca un cedimento di 2.5 cm, assumendo che tale valore fosse un cedimento accettabile. Il metodo nasce come metodo di verifica, in seguito il metodo è stato usato per il calcolo dei cedimenti istituendo una proporzionalità diretta tra q e w secondo la relazione $w(\text{cm}) = 2.5 * q/q_{\text{abaco}}$.



Il valore di N da introdurre è quello compreso tra le profondità D e D+B esso va corretto in presenza di sabbie fini e/o limose sotto falda per tener conto del fittizio aumento di resistenza per l'insorgere di sovrappressioni neutre che si hanno durante l'infissione dello strumento di prova.

La correzione da apportare è data da: $N' = 15 + 0.5 * (N - 15)$ solo se $N > 15$

Il valore del carico che si legge sull'abaco va corretto in base alla profondità della falda e della profondità del piano di posa.

Per $H_f = D$ q_{abaco} va dimezzato.

Per $H_f \geq D+B$ q_{abaco} è intero.

Per $D < H_f < D+B$ si interpola linearmente.

Al valore così calcolato si applica un coefficiente di profondità dato dalla relazione $C_D = (1 - 0.25 * D/B)$ per $0 < D < B$, $C_D = 1$ per $D > B$.

Plinto

Dati della fondazione rettangolare

Falda assente

B	1.50 [m]
L	1.50 [m]
eb	0.40 [m]
el	0.13 [m]
D	4.20 [m]
ε	0.00 [°]
ω	0.00 [°]
ϕ	33.00 [°]
c	0.00 [kg/cm ²]
G	13.75 [kg/cm ²]
γ_1	1.90 [t/m ³]
γ	1.90 [t/m ³]
Fv	11892 [kg]
Fh	0 [kg]

Carico limite

N_q	N_c	N_γ
26.092	38.638	35.190
α_q	α_c	α_γ
1.000	1.000	1.000
β_q	β_c	β_γ
1.000	1.000	1.000
ξ_q	ξ_c	ξ_γ
1.000	1.000	1.000
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
0.446	0.413	0.446
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.367	1.381	0.774
zq	zc	zg
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
15.897	22.047	12.143

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}} = 136.546$ Indice di rigidezza $I_r = 24.490$

V = 11892 [kg]

H = 0 [kg]

eb = 0.40 [m]

el = 0.13 [m]

 $Q_{lim} = 15.897 \cdot 0.80 [\text{kg/cm}^2] + 12.143 \cdot 1.90 [\text{t/m}^3] \cdot 0.70 [\text{m}] / 2 = 13.49 [\text{kg/cm}^2]$ $Q_{amm} = 5.87 [\text{kg/cm}^2]$ $\eta_{vAmm} = 2.300$ $H_{lim} = 7722 [\text{kg}]$ $H_{amm} = 7020 [\text{kg}]$

$$\eta_{hAmm}=1.100$$

$$V=11892 \text{ [kg]} \leq V_{amm}=50608 \text{ [kg]}$$

$$H=0 \text{ [kg]} \leq H_{amm}=7020 \text{ [kg]}$$

VERIFICATO**VERIFICATO**

N°	H[m]	γ [t/mc]	N _{SPT}	Sfine
1	8.00	1.90	0	No
2	12.00	1.90	24.2	No

Profondità fondazione

Df = 4.20 [m]

Carico Totale

q_{tot}=0.53[kg/cmq]

Valore medio di NSPT

NSPTmed= 0.000

Valore di q(2.5 cm)

q_{2.5}=0.487101[kg/cmq]

Valore di q(2.5 cm) ridotto

q_{2.5rid}=0.3653[kg/cmq]

CD

CD=0.750

CW

Cw=1.000

Cedimento

W=36[mm]

Verifica a scorrimento globale delle fondazione

Comb. = Combinazione di verifica

N[kg] = Sforzo normale

Hd[kg] = Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali

R[kg] = Resistenza allo scorrimento $R=Area \cdot c + N \cdot \tan(\phi)$

CS = R/Hd

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=2.2500 m²**

Comb.	N	Hd	R	CS.	CS.Amm	ver
	kg	kg	kg			
1	11892	0	7722	--	1.10	Si