



REGIONE PUGLIA

REGIONE PUGLIA

PROVINCIA DI BRINDISI



COMUNE DI SAN PANCRAZIO SALENTINO

AUTORIZZAZIONE UNICA EX D.Lgs 387/2003

VALUTAZIONE IMPATTO AMBIENTALE EX. ART. 23

D.Lgs 152/2006

INSTALLAZIONE DI UN IMPIANTO DI PRODUZIONE DI ENERGIA DA FONTE SOLARE DENOMINATO "FATTORIA SOLARE SANTINO" DI POTENZA IN IMMISSIONE PARI A 5.999,00 kW E POTENZA DI PICCO PARI A 10.064,99 kW

Codice di rintracciabilità: 242111521 - POD: IT001E752928550 - Id AU: 82SHKJ7



Codice identificativo elaborato:

82SHKJ7_RelazioneGeotecnica	DATA
	Gennaio 2022

Titolo elaborato

R03_Relazione geotecnica	SCALA
	-

REVISIONI

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO

Progettazione:



STUDIO ENERGY SRL
Via delle Comunicazioni snc
75100 Matera
C/F. e P.IVA 01175590775

Tecnici:

Dott. Ing. Calbi Francesco Rocco



Il Proponente:



REN 172 S.R.L.
Salita Santa Caterina 2/1- 16123 Genova (GE)
C.F./P.IVA 02644690998

LEGALE RAPPRESENTANTE



Impianto fotovoltaico P = 10,06499 MW_p
“FATTORIA SOLARE SANTINO”
Comune di San Pancrazio Salentino (BR)

RELAZIONE GEOTECNICA

Fase di Valutazione d’Impatto Ambientale. ai sensi

D.Lgs. 152/06 e ss.mm.ii

REVISIONE	N°	DATA/DATE
Prima emissione	00	Gennaio 2022

INDICE

1.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
2.	STRUTTURE DI SUPPORTO DEI MODULI.....	4
2.1	Premessa	4
2.2	Criteri di verifica	4
2.3	Modello di Calcolo del palo	4
3.	PLATEA DI FONDAZIONE DELLE CABINE	10
3.1	Premessa	10
3.2	Modello per il calcolo del carico limite.....	10
3.3	Modello terreno misto per il calcolo dei cedimenti	13
3.4	Risultati dell'analisi	16

1. 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. 17/01/2018.**

Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018

2. STRUTTURE DI SUPPORTO DEI MODULI

2.1 Premessa

La seguente relazione geotecnica è stata redatta in base alle risultanze della relazione geologica redatta dal dott. Francesco Caldarone, pertanto le caratteristiche dei terreni attraversate dai pali sono state fornite dallo studio geologico suddetto. Si allega anche una verifica di tre pali costituenti il nostro apparato fondale.

2.2 Criteri di verifica

Per la verifica a carico limite si adotta l'approccio 2 con una unica combinazione di carico A1+M1+R3, secondo le modalità esposte al p.to 6.4.3 NTC.

2.3 Modello di Calcolo del palo

Carico limite verticale

La valutazione del carico limite verticale del palo è effettuata attraverso le formule statiche. Ai fini del calcolo, il carico limite di un palo Q_{lim} viene convenzionalmente suddiviso in due aliquote, la resistenza alla punta P e la resistenza laterale S :

$$Q_{lim} = P + S = \frac{\pi d^2}{4} p + \int_0^L s(z) dz$$

dove con 'p' si indica la resistenza unitaria alla punta, con 's' la resistenza allo scorrimento all'interfaccia laterale palo-terreno, con 'd' il diametro e con 'L' la lunghezza del palo. La suddivisione è convenzionale in quanto gli sforzi laterali ed alla punta vengono mobilitati con il cedimento secondo leggi alquanto diverse e non necessariamente monotonicamente crescenti; pertanto non è detto che, a rottura, siano contemporaneamente agenti le resistenze massime P ed S . Nel calcolo di 'p' ed 's' si prescinde dall' interazione dei due fenomeni di rottura.

Resistenza alla punta

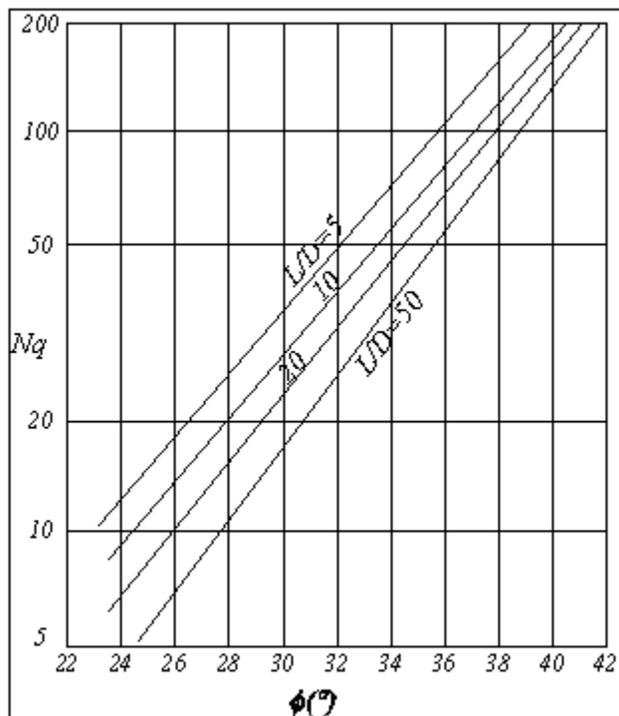
Come per le fondazioni dirette si pone:

$$p = N_q \sigma_{vl} + N_c c$$

dove σ_{vl} rappresenta la tensione litostatica verticale alla profondità L , e cioè quella che agisce sul piano orizzontale passante per la punta del palo. Per N_c vale la formula di trasformazione:

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

Il valore di N_q è dato dall' abaco di Berentzantzev:



Esso è valido per pali di piccolo diametro.

Resistenza Laterale

Detta $\sigma'_h = k\sigma'_{vz}$ la tensione normale orizzontale agente alla profondità z si pone:

$$s = a + k\mu\sigma'_{vz}$$

nella quale 'a' è un termine coesivo, μ un coefficiente di attrito tra palo e terreno, 'k' un coefficiente di spinta e σ'_{vz} la tensione effettiva litostatica alla profondità z .

Il coefficiente μ dipende dalla scabrezza dell'interfaccia tra palo e terreno ed ha come limite superiore $\tan(\phi)$, I valori di 'k' adottati sono individuati nella tabella seguente:

Tipo di palo	Valori di k per stato di addensamento		Valori di μ
	Sciolto	denso	
Prefabbricato	1	2	$\tan(3\phi/4)$
Gettato in opera	1	3	$\tan(\phi)$
Trivellato	0,5	0,4	$\tan(\phi)$
Trivellato - pressato con elica continua	0,7	0,9	$\tan(\phi)$

Per il termine coesivo si assume:

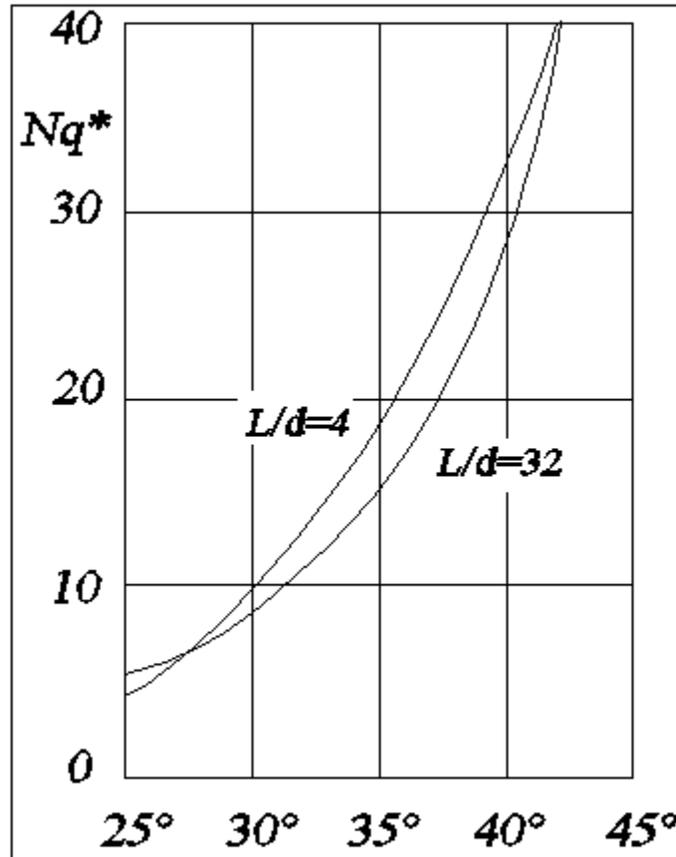
$$s = \alpha * c$$

con α dato da:

Tipo di palo	Valori di c (kPa)	Valori di α
Battuto	$c \leq 25$	1,0
	$25 < c < 70$	$1 - 0,011(c - 25)$
	$c > 70$	0,5
Trivellato	$C \leq 25$	0,7
	$25 < c < 70$	$0,7 - 0,008(c - 25)$
	$c > 70$	0.35

Carico limite di pali trivellati

Per pali trivellati di grande diametro si adotta l'abaco ridotto di Berezantzev (AGI). Si è osservato che la resistenza laterale dei pali raggiunge il suo valore limite in corrispondenza di cedimenti del palo relativamente ridotti dell'ordine di 1-2 cm ed indipendenti dal diametro del palo. La resistenza alla punta al contrario si mobilita per spostamenti proporzionali al diametro pari a circa il 10% di questo per pali battuti ed al 25% per i pali trivellati. Nel caso di pali trivellati di grande diametro, pertanto, la resistenza alla punta si mobilita per spostamenti dell'ordine di 15-20 cm. In corrispondenza di spostamenti così elevati la resistenza laterale potrebbe addirittura assumere valori minori di quelli massimi, nel caso di andamento instabile. In ogni caso, applicando gli usuali valori dei coefficienti di sicurezza al carico limite calcolato come somma di P + S sotto i carichi di esercizio il palo avrebbe dei cedimenti troppo elevati. Per questi motivi il progetto dei pali di grande diametro è basato sulla considerazione di uno stato limite di servizio e non di rottura, pertanto, il carico limite del palo di grande diametro non è tanto quel carico che produrrebbe la rottura del terreno, ma quello che produrrebbe cedimenti troppo elevati incompatibili con la stabilità della struttura.



Abaco Berezantzev

Analogamente ai pali di piccolo diametro il valore di 'p' è dato dalla relazione:

$$p = N_q^* \sigma_{vl} + N_c c$$

In entrambi i casi, in condizioni non drenate, si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$.

Per pali trivellati il valore dell'angolo ϕ da introdurre nei calcoli sarà $\phi = \phi' - 3^\circ$, dove ϕ' rappresenta l'angolo di attrito del terreno indisturbato.

Carichi orizzontali

Il calcolo del carico limite orizzontale del palo è condotto attraverso la teoria di Broms, essa assume che il comportamento dell'interfaccia palo terreno sia di tipo rigido perfettamente plastico, inoltre il valore della pressione mobilitata sia indipendente dalla forma della sezione ma dipenda solo dalla dimensione trasversale 'd' (diametro del palo, lato di una sezione quadrata ecc.). Immaginando di imprimere una traslazione orizzontale al palo per effetto della resistenza mobilitata nel terreno, lungo il fusto del palo si destano momenti flettenti e la rottura del complesso terreno palo può presentare diverse caratteristiche anche in funzione del vincolo che si ha in testa al palo.

Se il momento di plasticizzazione del palo è talmente grande che in nessun punto del fusto non è superato dal valore massimo del momento flettente, il comportamento è di 'Palo Corto'; se il palo è libero di ruotare in testa e se il momento massimo supera il momento di plasticizzazione della sezione del palo, lungo il fusto si forma una cerniera plastica ed il comportamento del palo è quello di 'Palo Lungo'; per i pali impediti di ruotare in testa può accadere che si formi una sola cerniera plastica in testa ed il palo ha comportamento di 'Palo Intermedio', ovvero si formano due cerniere plastiche una in testa e l'altra lungo il fusto, in questo caso il palo ha il comportamento di 'Palo lungo'.

La valutazione della pressione di contatto palo-terreno è valutata secondo la relazione:

$$p = 9cd + 3k_p yz$$

il primo termine, costante, è esteso tra le profondità 1,5d ed L; il secondo variabile linearmente è esteso tra 0 ed L. Il valore di k_p (coefficiente di spinta passiva) è dato dalla relazione $k_p = \tan(45 + \phi/2)$. In condizioni non drenate si porrà $c = c_u$ e $\phi = 0$, quando si individua che $\phi = 0$ si trascura automaticamente il secondo termine (esso potrebbe essere trascurato imponendo $\phi = 0$, ma il calcolo automatico condurrebbe ad una errata valutazione del carico limite verticale), per terreni incoerenti si porrà $c = 0$.

Simbologia

D	Diametro del palo
e	Eccentricità della forza orizzontale (solo pali liberi)
L	Lunghezza del palo
Hf	profondità della falda
Mu	Momento ultimo della sezione del palo
V	Azione verticale in testa al palo
H	Azione orizzontale in testa al palo/spessore strato
γ_b	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza alla punta
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in compressione
γ_{st}	Coefficiente parziale di sicurezza per la resistenza laterale in trazione
γ_T	Coefficiente di sicurezza per carico limite orizzontale
ξ_3, ξ_4	Coefficienti di correlazione in funzione del numero di verticali indagate
effV,effH	Efficienza di gruppo per carico limite verticale e orizzontale
ϕ	Angolo di attrito interno terreno
c	Coesione
γ	Peso specifico terreno
γ_{sat}	Peso specifico terreno saturo
P	Resistenza alla punta
S	Resistenza laterale
Nd	Carico limite verticale di progetto
Hi	Carico limite orizzontale del palo
Hd	Carico orizzontale di progetto del palo
Z0	Profondità del punto di rotazione (M=0 Teoria di Broms) del palo (solo per pali corti liberi e intermedi vincolati)
Zmax	Profondità in corrispondenza della quale si verifica il momento massimo (Teoria di Broms)
Mmax	Momento corrispondente a Zmax (Teoria di Broms)
PRB	Prefabbricato cls, battuto
GB	Gettato in opera, battuto
TR	Trivellato
TRP	Trivellato Pressato
PRAB	Profilato in acciaio, battuto
TAB	Tubo Acciaio chiuso, battuto

Proprietà di pali

Palo	Tipo	Testa	GD	D	e	L	Mu	V	H
				m	m	m	kg*m	kg	kg
2 (Nodo 9)	TR	Lib.	No	0.20	0.92	5.00	4176.77	2238	2960
3 (Nodo 8)	TR	Lib.	No	0.20	0.92	5.00	5712.32	3429	3085
10 (Nodo 7)	TR	Lib.	No	0.20	0.92	5.00	5709.28	3328	3071

Coefficienti di sicurezza

Palo	γ_b	γ_s	γ_{st}	γ_{Tt}	ξ	effV	effH
2 (Nodo 9)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.50	1.00	1.00
3 (Nodo 8)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.50	1.00	1.00
10 (Nodo 7)	1.35	1.15	1.25	1.30	1.50	1.00	1.00

Stratigrafie

H	ϕ	OCR	c	cu	γ	γ_{sat}	Addens.	Descrizione
m	°		kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc		
Palo n° 2 (Nodo 9): falda assente								
1.00	23.00	--	0.00	--	1.75	--	No	Strato 1
20.00	25.00	--	0.00	--	1.80	--	No	Strato 1
Palo n° 3 (Nodo 8): falda assente								
1.00	23.00	--	0.00	--	1.75	--	No	Strato 1
20.00	25.00	--	0.00	--	1.80	--	No	Strato 1
Palo n° 10 (Nodo 7): falda assente								
1.00	23.00	--	0.00	--	1.75	--	No	Strato 1
20.00	25.00	--	0.00	--	1.80	--	No	Strato 1

Verifica Carico Verticale

$$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \xi$$
 (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	N	P	S	Peso Palo	(*) N_d	N_q	N_c	Verificato
	kg	kg	kg	kg	kg			
2 (Nodo 9)[5]	1630	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI
2 (Nodo 9)[11]	756	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI
3 (Nodo 8)[5]	1822	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI
3 (Nodo 8)[11]	917	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI
10 (Nodo 7)[4]	1720	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI
10 (Nodo 7)[11]	907	1158	2601	393	2080	4.12	15.35	SI

Verifica Carico Orizzontale

$$N_d = (P/\gamma_b + S/\gamma_s) * \text{effV} / \xi$$
 (per pali in trazione $\gamma_s = \gamma_{st}$ e $P=0$)

Palo	H	Hl	Hd	Meccanism o di rottura	Z0	Zmax	Mmax	Verificato
	kg	kg	kg		m	m	kg*m	
2 (Nodo 9)[5]	109	2277	1168	Lungo	--	1.35	4176.77	SI
2 (Nodo 9)[11]	1472	2052	1155	Lungo	--	1.35	4119.95	SI
3 (Nodo 8)[5]	263	2927	1501	Lungo	--	1.53	5712.30	SI
3 (Nodo 8)[11]	1503	2192	1483	Lungo	--	1.52	5625.43	SI
10 (Nodo 7)[4]	2071	2526	1500	Lungo	--	1.53	5709.32	SI
10 (Nodo 7)[11]	1998	2491	1483	Lungo	--	1.52	5625.06	SI

3. PLATEA DI FONDAZIONE DELLE CABINE

3.1 Premessa

La fondazione da realizzare per le cabine di Campo e di consegna sarà una platea alta 50 cm con sottostante magrone.

La seguente relazione geotecnica è stata redatta in base alle risultanze della relazione geologica redatta dal dott. Francesco Caldarone Pertanto le caratteristiche dei terreni interessati dalla platea sono state desunte dalla citata relazione.

3.2 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 pari a 2.3 per il carico limite verticale e pari a 1.1 per il coefficiente di sicurezza a per il carico limite orizzontale. L'effetto del sisma è portato in conto considerando una la forza statica orizzontale; poichè tale forza non è né centrata né verticale è necessario considerare fattori correttivi per l'inclinazione del carico 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

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

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, dipendenti 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
Z_q, Z_c, Z_γ	Coefficienti sismici 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.

Le espressioni dei coefficienti correttivi sono riportate di seguito.

- Coefficienti di forma

$$\zeta_q = 1 + \frac{B}{L} \operatorname{tg}(\phi) \quad \zeta_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c} \quad \zeta_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

- Coefficienti di inclinazione del carico

$$\xi_q = \left[1 - \frac{Htg(\phi)}{Vtg(\phi) + BLc} \right]^m \quad \xi_c = \xi_q - \frac{1 - \xi_q}{N_c tg(\phi)} \quad \xi_\gamma = \left[1 - \frac{Htg(\phi)}{Vtg(\phi) + BLc} \right]^{m+1}$$

essendo

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

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano di posa

$$\alpha_q = (1 - \epsilon tg(\phi))^2 \quad \alpha_c = \alpha_q - \frac{1 - \alpha_q}{N_c tg(\phi)} \quad \alpha_\gamma = \alpha_q$$

con

$$\epsilon < \pi/4$$

- Coefficienti correttivi di inclinazione del piano campagna

$$\beta_q = (1 - tg(\omega))^2 \cos(\phi) \quad \beta_c = \beta_q - \frac{q - \beta_\gamma}{N_c tg(\phi)} \quad \beta_\gamma = \frac{\beta_q}{\cos(\omega)}$$

con

$$\omega < \pi/4; \omega < \phi$$

- Coefficienti di punzonamento

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

$$\psi_c = \psi_q - \frac{1 - \psi_q}{N_q tg(\phi)} \quad \text{se } \phi \neq 0$$

$$\psi_c = 0.32 + 0.12 \frac{B}{L} + 0.6 \log_{10}(I_r) \quad \text{se } \phi = 0$$

$$\psi_\gamma = \psi_q$$

- Coefficienti sismici

$$zq = zc = 1 \quad zg = \left(1 - \frac{kh}{tg(\phi)}\right)^{0.45}$$

con

$$kh = \beta \frac{a_{max}}{g} \text{ (cfr. NT - 7.11.3)}$$

Detto I_r l'indice di rigidezza del terreno (secondo la teoria di Vesic dipendente dal modulo tangenziale $G=0.5 \cdot E/(1+\nu)$ del terreno, dalla coesione c , dalla tensione effettiva alla profondità $B/2$ sotto il piano di posa e 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), 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 dall'eccentricità del carico e consiste nel ridurre 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 dell'espressione del carico limite, in particolare, detta H_f la profondità della falda e D la profondità del piano di posa, si assume che quando:

$H_f \leq D$ 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;

$D < H_f \leq D + B$ il peso del terreno del terzo termine si interpola tra i valori immerso e secco secondo la formula:
 $\gamma^* = \gamma'' + (\gamma - \gamma'') D/B$;

$D + B < H_f$ la falda è trascurata.

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

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

I valori del coefficiente N_γ sono riportati nella tabella seguente in funzione dell'angolo di attrito del terreno.

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	-	-	-

Simbologia carico limite fondazione rettangolare:

B	Base
L	Lunghezza
eb	Eccentricità secondo B
el	Eccentricità secondo L
D	Profondità del piano di posa
Fv	Componente ortogonale dell'azione sulla fondazione
Fh	Componente tangenziale dell'azione sulla fondazione
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

3.3 Modello terreno misto per il calcolo dei cedimenti

Il terreno è modellato come sequenza di strati che possono essere ad elevata permeabilità o praticamente impermeabili, nel seguito queste due tipologie di terreno verranno indicate con terreni a **Grana grossa** e con terreni a **Grana fina**. Per tale modello si assume che il cedimento complessivo sia la somma di un cedimento immediato ed uno di consolidazione, quest'ultimo dovuto alla dissipazione delle sovra-pressioni neutre che nascono per effetto dell'applicazione dei carichi alla fondazione; data la natura dei terreni questa aliquota di cedimento avviene solo negli strati a bassa permeabilità. Il cedimento immediato invece è somma di due contributi: il primo dovuto ai cedimenti per effetto della sola variazione di forma nei terreni a grana fina, la seconda dovuta ai cedimenti per effetto della variazione di forma e volume nei terreni a grana grossa, risulta quindi che per i terreni a grana grossa è assente il cedimento di consolidazione. La ipotesi che si pone alla base del metodo è che i terreni a grana grossa possano drenare verso l'esterno, infatti nel caso contrario, (ad esempio nel caso che uno strato sia confinato entro un volume chiuso di terreno a grana fina) le condizioni idrauliche al contorno degli strati a grana grossa sono determinate dalla applicazione del carico alla fondazione ed in particolare, poiché l'acqua non può drenare verso l'esterno il terreno si comporterebbe come un mezzo elastico con modulo elastico pari a quello dell'acqua. La deformabilità degli strati è individuata attraverso il modulo edometrico ed il modulo elastico non drenato per gli strati di terreno a grana fina. Il cedimento è calcolato in base alla teoria di Skempton e Bjerrum per gli strati a grana fina, e secondo la teoria elastica per i gli strati a grana grossa. Il cedimento di consolidazione è valutato in funzione del cedimento edometrico secondo la relazione **Wc=βWed** dove β è fornito dai diagrammi seguenti espressi in funzione del coefficiente 'A' di Skempton, del rapporto H/B per la striscia ovvero di H/D per il quadrato o cerchio, per valori intermedi si interpola linearmente.

La precedente relazione è applicabile ad uno strato omogeneo di spessore H; nei casi reali di terreno stratificato la precedente non è applicabile, ma assumendo valida l'ipotesi di Steinbrenner possiamo porre il cedimento nella forma:

$$W_c = \sum_{i=1}^n \beta(A_i, z_i + \Delta_i, B, L) W_{ed}(z_i + \Delta_i) - \beta(A_i, z_i, B, L) W_{ed}(z_i)$$

dove:

la sommatoria è estesa ai soli strati a grana fina

A_i coefficiente di Skempton dello strato i^{mo}

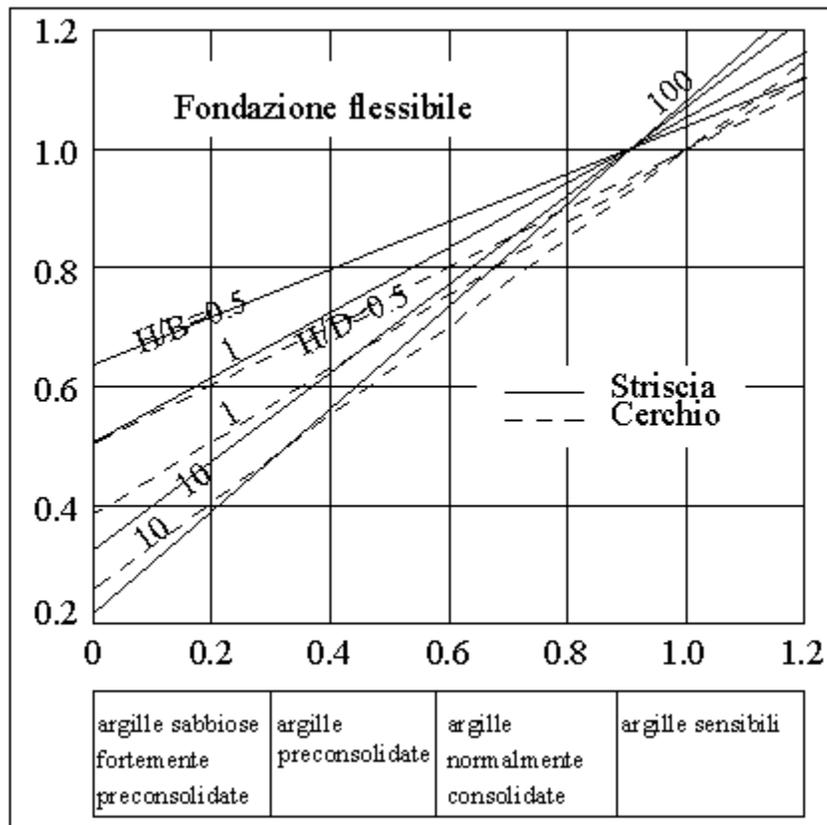
z_i quota superiore dello strato in considerazione

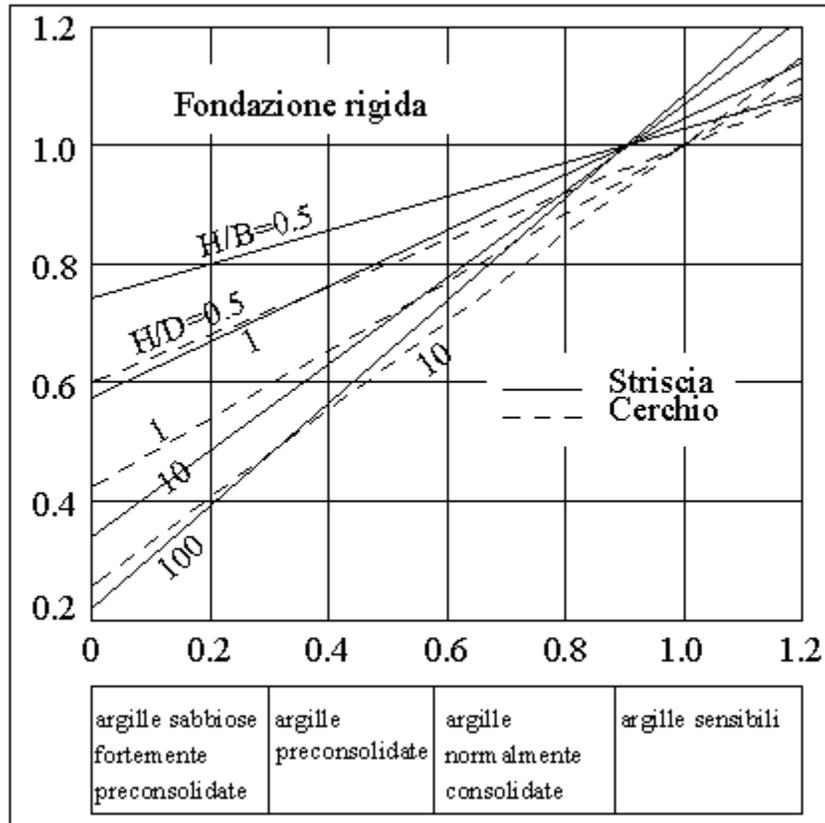
Δz_i spessore dello strato

$W_{ed}(z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore z_i e modulo edometrico $E_{ed,i-1}$

$W_{ed}(z_i + \Delta z_i)$ cedimento di uno strato ideale di spessore $z_i + \Delta z_i$ e modulo edometrico $E_{ed,i}$

β è letto dai diagrammi assumendo z_i come spessore dello strato, ovvero $z_i + \Delta z_i$





Per gli strati a grana grossa si assume che il cedimento sia dato dalla espressione:

$$\Delta w_i = \sum_j \frac{\Delta \sigma_j}{E_{ed i}} \Delta z_j$$

nella quale la somma è estesa al numero di intervalli in cui si divide lo strato i e il cedimento totale degli strati a grana grossa sia:

$$W_g = \sum_i \Delta w_i$$

nella quale la somma è estesa a tutti gli strati a grana grossa.

3.4 Risultati dell'analisi

Platea Cabina di Campo

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B	2.40 m
Lunghezza L	8.25 m
Eccentricità eb	0.30 m
Eccentricità el	0.05 m
Forza Fv	56915 kg
Forza Fh	3872 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
0.60	0.00	0.00	25.00	0.00	220.69	1.80	1.90

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=1.80 m ed L=8.14 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
9.603	19.324	9.440
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
0.880	0.866	0.820
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.098	1.110	0.912
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	0.914
N'_q	N'_c	N'_γ
9.280	18.568	6.448

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico Kh	0.081
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	69.070
Indice di rigidezza I_r	1814.812
Azione verticale sollecitante V	56915 kg
Azione orizzontale sollecitante H	3872 kg
Eccentricità lungo B eb	0.30 m
Eccentricità lungo L el	0.05 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	2.05 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	0.89 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim} 25340 kg
 Carico limite orizzontale di progetto H_d 23037 kg
 Coefficiente di sicurezza γ_n 1.100
 $V=56915 \text{ kg} \leq V_d=130736 \text{ kg}$ **VERIFICATO**
 $H=3872 \text{ kg} \leq H_d=23037 \text{ kg}$ **VERIFICATO**

La fondazione è considerata infinitamente rigida rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

N°	H	Eed	γ	Imp.
	m	kg/cmq	t/mc	
1	0.00	0.00	0.00	No

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione D_f 0.60 m
 Carico netto q_{eff} 0.00 kg/cmq
 Cedimento Immediato (fine) W_{0f} 0 mm
 Cedimento Immediato (grossa) W_{0g} -nan(ind) mm
 Cedimento di consolidazione(fine) W_c 0 mm
 Cedimento totale W_t -nan(ind) mm

Platea Cabina di Campo

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B 2.40 m
 Lunghezza L 8.25 m
 Eccentricità e_b 0.31 m
 Eccentricità e_l 0.07 m
 Forza F_v 57089 kg
 Forza F_h 3871 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
0.60	0.00	0.00	24.00	0.00	220.69	1.70	1.90

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni $B=1.79 \text{ m}$ ed $L=8.12 \text{ m}$. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
9.603	19.324	9.440
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
0.880	0.866	0.820
ψ_{qg}	ψ_{cg}	$\psi_{\gamma g}$
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.098	1.109	0.912
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	0.914
N'_q	N'_c	N'_γ
9.281	18.570	6.454

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico K_h	0.081
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	69.112
Indice di rigidezza I_r	1822.813
Azione verticale sollecitante V	57089 kg
Azione orizzontale sollecitante H	3871 kg
Eccentricità lungo B e_b	0.31 m
Eccentricità lungo L e_l	0.07 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	2.04 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	0.89 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	25418 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	23107 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=57089 \text{ kg} \leq V_d=129021 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=3871 \text{ kg} \leq H_d=23107 \text{ kg}$	VERIFICATO

Verifica a scorrimento globale della fondazione

Combinazione	Combinazione di verifica
N	Sforzo normale
Hd	Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali
R	Resistenza allo scorrimento $R=A*c+N*tg(\phi)$
CS	R/Hd
CSd	Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno $A=19.8000 \text{ m}^2$

Combinazione	N kg	Hd kg	R kg	CS.	CSd	ver
2	77338	0	34433	--	1.10	Si
3	77338	0	34433	--	1.10	Si
4	74203	0	33037	--	1.10	Si
5	74203	0	33037	--	1.10	Si
6	74203	0	33037	--	1.10	Si
7	74203	0	33037	--	1.10	Si
8	74203	0	33037	--	1.10	Si
9	74203	0	33037	--	1.10	Si
10	74203	0	33037	--	1.10	Si
11	74203	0	33037	--	1.10	Si
12	74203	0	33037	--	1.10	Si
13	74203	0	33037	--	1.10	Si
14	74203	0	33037	--	1.10	Si
15	74203	0	33037	--	1.10	Si
(16+17)-I-1	57098	3872	25422	6.56	1.10	Si
(16+17)-I-2	57089	3871	25418	6.57	1.10	Si
(16+17)-I-3	56923	3871	25344	6.55	1.10	Si
(16+17)-I-4	56915	3872	25340	6.54	1.10	Si
(16+17)-II-1	57046	2175	25399	11.68	1.10	Si
(16+17)-II-2	57019	2172	25386	11.69	1.10	Si
(16+17)-II-3	56994	2172	25375	11.68	1.10	Si
(16+17)-II-4	56967	2175	25363	11.66	1.10	Si
(16+17)-III-1	57098	3872	25422	6.56	1.10	Si
(16+17)-III-2	57089	3871	25418	6.57	1.10	Si
(16+17)-III-3	56923	3871	25344	6.55	1.10	Si
(16+17)-III-4	56915	3872	25340	6.54	1.10	Si
(16+17)-IV-1	57046	2175	25399	11.68	1.10	Si
(16+17)-IV-2	57019	2172	25386	11.69	1.10	Si
(16+17)-IV-3	56994	2172	25375	11.68	1.10	Si
(16+17)-IV-4	56967	2175	25363	11.66	1.10	Si
(16+17)-V-1	57098	3872	25422	6.56	1.10	Si
(16+17)-V-2	57089	3871	25418	6.57	1.10	Si
(16+17)-V-3	56923	3871	25344	6.55	1.10	Si
(16+17)-V-4	56915	3872	25340	6.54	1.10	Si
(16+17)-VI-1	57046	2175	25399	11.68	1.10	Si
(16+17)-VI-2	57019	2172	25386	11.69	1.10	Si
(16+17)-VI-3	56994	2172	25375	11.68	1.10	Si
(16+17)-VI-4	56967	2175	25363	11.66	1.10	Si
(16+17)-VII-1	57098	3872	25422	6.56	1.10	Si
(16+17)-VII-2	57089	3871	25418	6.57	1.10	Si
(16+17)-VII-3	56923	3871	25344	6.55	1.10	Si
(16+17)-VII-4	56915	3872	25340	6.54	1.10	Si

Platea Cabina di Consegna

Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B	2.60 m
Lunghezza L	6.90 m
Eccentricità eb	0.00 m
Eccentricità el	0.01 m
Forza Fv	75205 kg
Forza Fh	0 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
0.60	0.00	0.00	24.00	0.00	220.69	1.70	1.90

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=2.59 m ed L=6.88 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
9.603	19.324	9.440
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
1.000	1.000	1.000
ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.168	1.187	0.849
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	1.000
N'_q	N'_c	N'_γ
11.213	22.939	8.018

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	62.023
Indice di rigidezza I_r	1423.749
Azione verticale sollecitante V	75205 kg
Azione orizzontale sollecitante H	0 kg
Eccentricità lungo B eb	0.00 m
Eccentricità lungo L el	0.01 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	3.12 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.36 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	33483 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	30439 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=75205 \text{ kg} \leq V_d=241676 \text{ kg}$	VERIFICATO

$H=0 \text{ kg} \leq H_d=30439 \text{ kg}$
VERIFICATO

La fondazione è considerata infinitamente rigida rispetto al terreno. Il volume di terreno influenzato dalla costruzione è tale che il substrato rigido non influenza il comportamento della fondazione, pertanto l'ultimo strato viene esteso fino alla profondità per la quale sono significativi gli incrementi di tensione indotti dai carichi.

N°	H	Eed	γ	Imp.
	m	kg/cmq	t/mc	
1	0.00	0.00	0.00	No

Si riportano di seguito i risultati ottenuti.

Profondità fondazione Df	0.60 m
Carico netto q_{eff}	0.00 kg/cmq
Cedimento Immediato (fine) W0f	0 mm
Cedimento Immediato (grossa) W0g	-nan(ind) mm
Cedimento di consolidazione(fine) Wc	0 mm
Cedimento totale Wt	-nan(ind) mm

Platea Cabina di Consegna
Dati della fondazione rettangolare

La falda è assente.

Base B	2.60 m
Lunghezza L	6.90 m
Eccentricità eb	0.08 m
Eccentricità el	0.01 m
Forza Fv	55607 kg
Forza Fh	1029 kg

Parametri geotecnici

D	ε	ω	ϕ	c	G	γ_1	γ
m	°	°	°	kg/cmq	kg/cmq	t/mc	t/mc
0.60	0.00	0.00	24.00	0.00	220.69	1.70	1.90

Carico limite

La fondazione data è equivalente a una fondazione rettangolare di dimensioni B=2.44 m ed L=6.87 m. Si riportano di seguito i coefficienti correttivi.

N_q	N_c	N_γ
9.603	19.324	9.440
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
0.968	0.964	0.950
ψ_q	ψ_c	ψ_γ
1.000	1.000	1.000

ζ_q	ζ_c	ζ_γ
1.158	1.176	0.858
z_q	z_c	z_γ
1.000	1.000	0.985
N'_q	N'_c	N'_γ
10.766	21.923	7.579

Di seguito si riporta una sintesi dei valori utilizzati per effettuare la verifica della fondazione.

Coeff. sismico K_h	0.015
Indice di rigidezza critico $I_{r_{crit}}$	62.953
Indice di rigidezza I_r	1484.858
Azione verticale sollecitante V	55607 kg
Azione orizzontale sollecitante H	1029 kg
Eccentricità lungo B_{eb}	0.08 m
Eccentricità lungo L_{el}	0.01 m
Carico limite verticale di calcolo Q_{lim}	2.86 kg/cmq
Carico limite verticale di progetto Q_d	1.24 kg/cmq
Coefficiente di sicurezza γ_v	2.300

Carico limite orizzontale di calcolo H_{lim}	24758 kg
Carico limite orizzontale di progetto H_d	22507 kg
Coefficiente di sicurezza γ_h	1.100
$V=55607 \text{ kg} \leq V_d=208205 \text{ kg}$	VERIFICATO
$H=1029 \text{ kg} \leq H_d=22507 \text{ kg}$	VERIFICATO

Verifica a scorrimento globale della fondazione

Combinazione	Combinazione di verifica
N	Sforzo normale
Hd	Azione orizzontale depurata dalle azioni assorbite da pali e plinti su pali
R	Resistenza allo scorrimento $R=A*c+N*tg(\phi)$
CS	R/Hd
CSd	Coefficiente di sicurezza di progetto

Area delle strutture di fondazione a contatto con il terreno **A=32.7264 m²**

Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
	kg	kg	kg			
2	139931	0	62301	--	1.10	Si
3	139931	0	62301	--	1.10	Si
4	134818	0	60025	--	1.10	Si
5	134818	0	60025	--	1.10	Si
6	134818	0	60025	--	1.10	Si
7	134818	0	60025	--	1.10	Si
8	134818	0	60025	--	1.10	Si
9	134818	0	60025	--	1.10	Si
10	134818	0	60025	--	1.10	Si
11	134818	0	60025	--	1.10	Si
12	134818	0	60025	--	1.10	Si
13	134818	0	60025	--	1.10	Si
14	134818	0	60025	--	1.10	Si
15	134818	0	60025	--	1.10	Si
(16+17)-I-1	103602	1987	46127	23.22	1.10	Si

Combinazione	N	Hd	R	CS.	CSd	ver
(16+17)-I-2	103599	1986	46125	23.22	1.10	Si
(16+17)-I-3	103575	1986	46115	23.21	1.10	Si
(16+17)-I-4	103572	1987	46113	23.21	1.10	Si
(16+17)-II-1	103596	1200	46124	38.43	1.10	Si
(16+17)-II-2	103587	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-II-3	103588	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-II-4	103578	1200	46116	38.43	1.10	Si
(16+17)-III-1	103602	1987	46127	23.22	1.10	Si
(16+17)-III-2	103599	1986	46125	23.22	1.10	Si
(16+17)-III-3	103575	1986	46115	23.21	1.10	Si
(16+17)-III-4	103572	1987	46113	23.21	1.10	Si
(16+17)-IV-1	103596	1200	46124	38.43	1.10	Si
(16+17)-IV-2	103587	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-IV-3	103588	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-IV-4	103578	1200	46116	38.43	1.10	Si
(16+17)-V-1	103602	1987	46127	23.22	1.10	Si
(16+17)-V-2	103599	1986	46125	23.22	1.10	Si
(16+17)-V-3	103575	1986	46115	23.21	1.10	Si
(16+17)-V-4	103572	1987	46113	23.21	1.10	Si
(16+17)-VI-1	103596	1200	46124	38.43	1.10	Si
(16+17)-VI-2	103587	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-VI-3	103588	1200	46120	38.44	1.10	Si
(16+17)-VI-4	103578	1200	46116	38.43	1.10	Si
(16+17)-VII-1	103602	1987	46127	23.22	1.10	Si
(16+17)-VII-2	103599	1986	46125	23.22	1.10	Si
(16+17)-VII-3	103575	1986	46115	23.21	1.10	Si
(16+17)-VII-4	103572	1987	46113	23.21	1.10	Si