

**Città Metropolitana di Torino
Comune di Brandizzo**

**Costruzione di padiglione per ampliamento Scuola
dell'infanzia Pajetta-Andersen**

RELAZIONE GEOTECNICA

Adempimenti normativi: DM 17/01/2018 – NTA PRG vigente

Committente: comune di Brandizzo
via Torino 121
10032 BRANDIZZO

**IL GEOLOGO
Marco Novo**



2 Febbraio 2023

**Studio
PR GEA**

di Marco Novo Geologo

Via Carducci 15, 13044 CRESCENTINO (VC)

Tel. 0161-842055/348-2443334

e-mail: marco.novo@geologipiemonte.it

marco.novo@studioprogea.com

www.studioprogea.com

Domicilio Fiscale: via Piazzone 21 10020 BROZOLO (To)
PIVA 07633500017 CF NVOMRC62B13L219H

1. PREMESSA

In ottemperanza al DM 17/01/2018 ed alle NTA PRG vigente viene redatta una Relazione Geotecnica a supporto del progetto di costruzione di padiglione per ampliamento scuola dell'Infanzia Pajetta-Andersen in via Morandi, comune di Brandizzo

Nell'ambito della presente relazione, utilizzando la ricostruzione del modello geologico, geotecnico e sismico del sito prodotti nell'ambito della Relazione Geologica e a cui si rimanda per i dettagli, sulla base dei carichi di progetto forniti dal progettista strutturale, vengono prodotte le richieste verifiche agli Stati Limite Ultimi e agli Stati Limite di Esercizio delle fondazioni in progetto, sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche (capacità portante e cedimenti attesi).

2 LE INDAGINI GEOGNOSTICHE REALIZZATE

Al fine di determinare le caratteristiche litostratigrafiche del sottosuolo e di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni interessati dall'opera in progetto, sono state realizzate in data 21 Dicembre 2022 con penetrometro Pagani TG 63-100, n. 3 prove penetrometriche dinamiche super pesanti (DPSH); le prove, localizzate sulla planimetria di tavola 1 allegata alla Relazione Geologica, sono state interrotte alla profondità di 7,20 m dal piano campagna, senza aver raggiunto il rifiuto alla penetrazione.

Caratteristiche tecniche del penetrometro Pagani TG 63-100:

Massa battente: **63,50 Kg**

Altezza caduta: **0,75 m**

Angolo punta: **90°**

Area punta: **20 cm²**

Perimetro punta: **50,5 mm**

Nei fori di prova sono state rinvenute acque sotterranee della falda freatica alla profondità di 3,0-3,5 m.

3 IL MODELLO GEOLOGICO, GEOTECNICO E SISMICO DEL SITO

Sulla base dei dati ottenuti dalle prove penetrometriche, è stato ricostruito il modello geologico e geotecnico del sito indagato, che risulta essere rappresentato dalla presenza di tre orizzonti sovrapposti, come graficamente rappresentato sulla sezione di tavola 1 fuori testo.

A partire dalla superficie e con addensamento variabile con la profondità si riconoscono:

Strato 1 = Terreni a granulometria prevalentemente limosa e/o sabbiosa - depositi granulari fini da poco a moderatamente addensati.

Strato 2 = Terreni ghiaiosi - depositi granulari grossolani addensati.

Strato 3 = Terreni prevalentemente sabbiosi con ghiaietto - depositi granulari grossolani moderatamente addensati.

I parametri geotecnici caratteristici per ognuno dei tre strati individuati sono sintetizzati nella seguente tabella:

	N_{SPT}	DR (%)	Φ'	γ_{sat} (t/m ³)	CLASSIFICAZIONE AGI
STRATO 1	13	40	29°	1,9	moderatamente addensati
STRATO 2	36	50	35°	2	addensati
STRATO 3	10	36	27°	1,8	moderatamente addensati

Sulla base delle indagini sismiche dirette prodotte (prova MASW-HVRS) è stata individuata una categoria di sottosuolo di tipo "C".

I parametri sismici del sito sono stati determinati utilizzando il software on-line sul sito Geostru.eu (figura 1).

The screenshot displays the Geostru.eu interface. On the left, a Google Map shows a residential area with a red pin indicating the site location. The map includes street names like Via N. Costa, Via C. Casale, and Via L. Maltoni. The top navigation bar includes 'Indirizzo', 'Coordinate', and 'Isola'. Below the map, there are search bars for 'Indirizzo' and 'Indirizzo' with coordinates: 'WS84: Lat 45.182278 - Long 7.840022' and 'ED86: Lat 45.182232 - Long 7.841108'. The main content area is divided into three panels:

- Stati limite:** A table showing seismic limit states.

Stato Limite	Ti [anni]	a _g [g]	F _o	T _c [s]
Operatività (SLO)	60	0.025	2.625	0.191
Danno (SLD)	101	0.029	2.664	0.212
Salvaguardia vita (SLV)	949	0.052	2.740	0.296
Prevenzione collasso (SLC)	1950	0.059	2.821	0.306
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	100			
- Coefficienti sismici:** A table showing seismic coefficients for different limit states.

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1.50	1.50	1.50	1.50
CC Coeff. funz. categoria	1.81	1.75	1.57	1.55
ST Amplificazione topografica	1.00	1.00	1.00	1.00
Accne massima attesa al sito [v _{vs}]	0.6			
kh	0.007	0.009	0.015	0.018
kv	0.004	0.004	0.008	0.009
A _{max} [m/s ²]	0.362	0.431	0.758	0.874
Beta	0.200	0.200	0.200	0.200

4 LE FONDAZIONI IN PROGETTO

Sulla base delle indicazioni fornite dal Progettista strutturale, è prevista la realizzazione di fondazioni continue a platea con piano di appoggio a profondità diversificate

- 1) Platea 1 = piano di appoggio a -1,16 m
- 2) Platea 2 = piano di appoggio a -1,85 m

Tali settori sono evidenziati sulla pianta di figura 2.

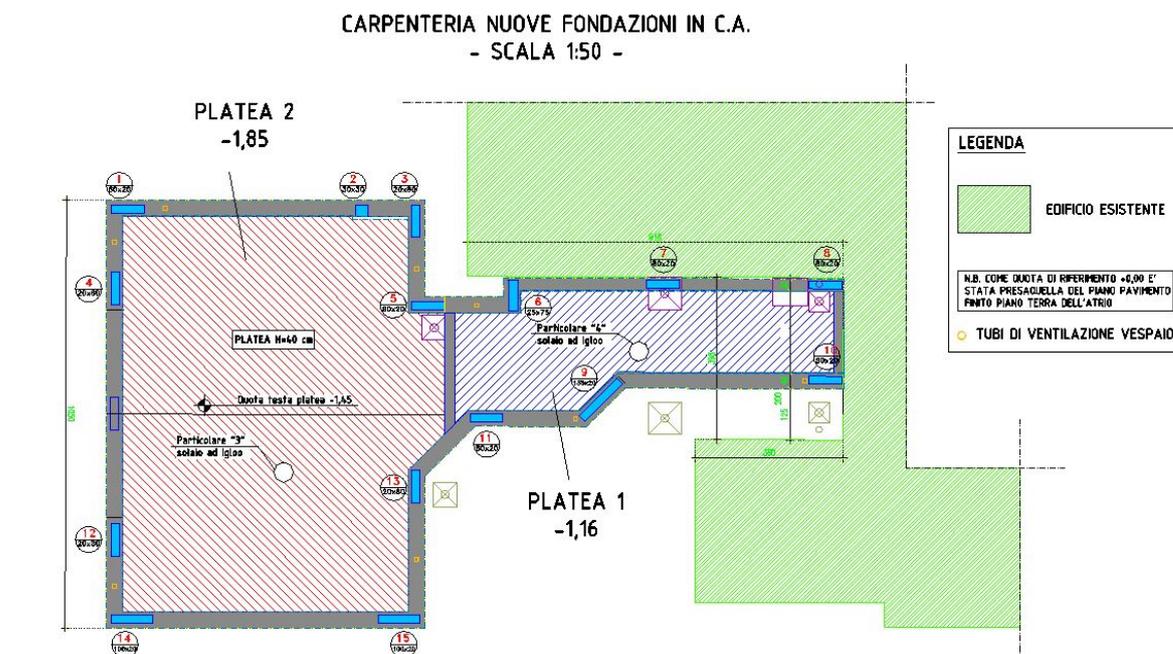


Figura 2 – nuove fondazioni

Le sollecitazioni al piede agli SLU, sono state desunte dalle pressioni del modello strutturale fornite dal Progettista (figure 3 e 4).

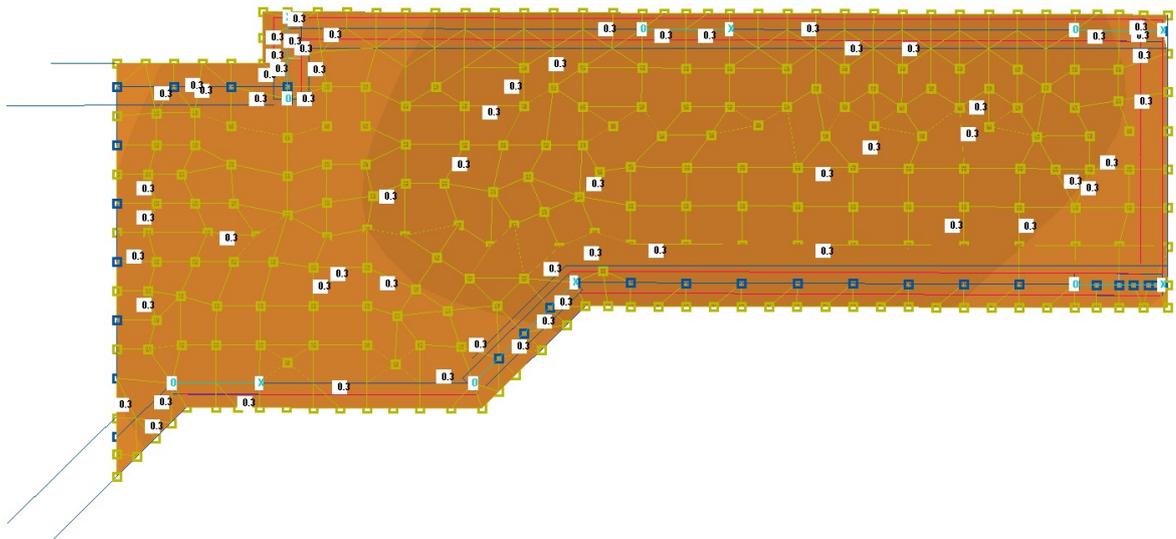


Figura 3 – pressioni Platea 1

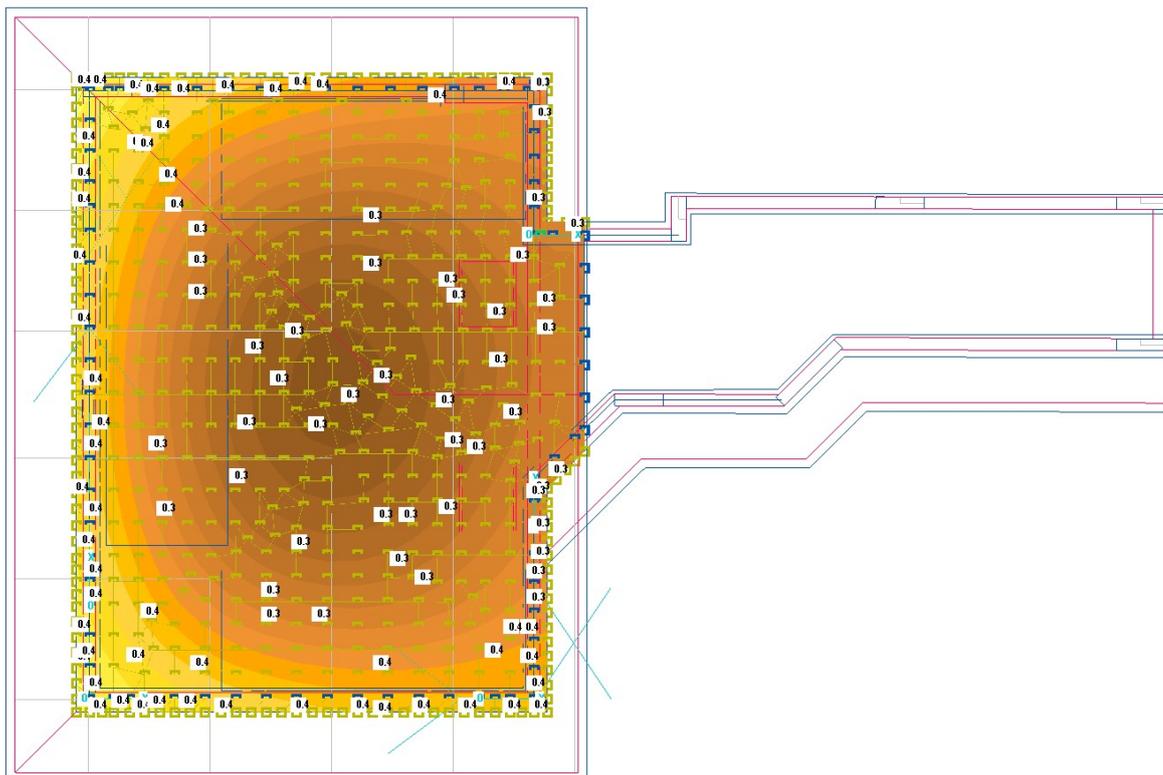


Figura 4 – pressioni Platea 2

5 FONDAZIONI: VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

La verifica geotecnica delle strutture di fondazione ai sensi delle NTC 2018, viene prodotta agli stati limite ultimi, valutando, che le resistenze del terreno (R_d) risultino superiori alle azioni di progetto derivanti dai carichi imposti dalla nuova costruzione (E_d).

Gli stati limite ultimi determinati dalla resistenza del terreno interagente con le fondazioni riguardano principalmente il collasso per carico limite nei terreni di fondazione.

La valutazione della pressione limite per le fondazioni in progetto è stata prodotta in condizioni drenate in termini di tensioni efficaci, utilizzando la formulazione di Brinch-Hansen:

$$q'_{LIM} = 0,5 \gamma B N_\gamma + q' N_q \quad \text{fondazioni a platea}$$

in cui:

γ = peso di volume (kN/m^3)

B = larghezza fondazione (m)

N_γ, N_q = fattori di capacità portante dipendenti da ϕ' (Vesic 1973)

$q' = \gamma d$ = sovraccarico laterale agente alla profondità D

Per tener conto dell'eventuale eccentricità del carico è stato utilizzato il criterio delle dimensioni equivalenti (Meyerhof, 1953), corrispondente alla minima superficie rispetto alla quale la risultante del carico risulta centrata, valutando pertanto il valore della larghezza di fondazione ridotta

$$B_R = B - 2e$$

Dove l'eccentricità $e = M_d/N_d$

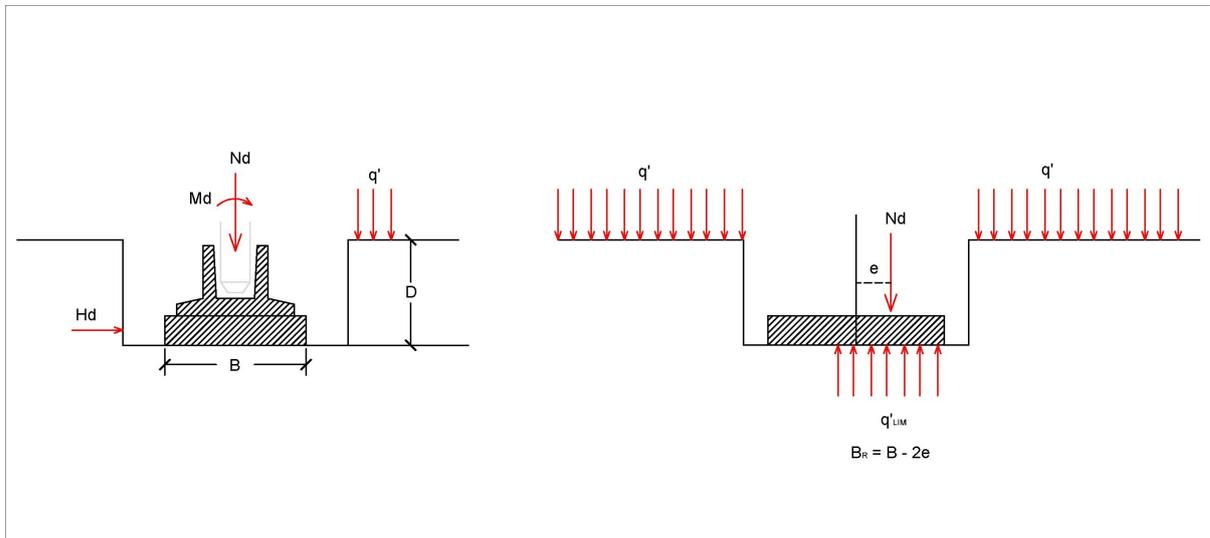


FIGURA 5: schema di calcolo della capacità portante

Per il calcolo sono stati utilizzati i dati di carichi al piede e momenti forniti dal progettista strutturale ed i seguenti parametri:

Terreni

(Strato Geotecnico 1)

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 29^\circ$$

$$c' = 0$$

$$N_\gamma = 19,34$$

$$N_q = 16,04$$

(Strato Geotecnico 2)

$$\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi'_k = 35^\circ$$

$$c' = 0$$

$$N_\gamma = 48,03$$

$$N_q = 33,3$$

La verifica agli SLU effettuata tramite fogli di calcolo appositamente predisposti con l'Approccio 2 (A1+M1+R3), risulta positiva sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche. Di seguito il dettaglio di calcolo.

a) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 1 SLU

(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI STATICHE

RESISTENZE (Rd)						
γ (kN/m ³)	ϕ^*k	$N\gamma$	Nq	d	B	L
19	29	19,34	16,44	1,16	3	9,58
q' 22,04						
Nd (kN)	Mx (kNm)	e_x			B	B_R
1194	0,00	0,00		$B_R = B - 2 e_x$	3,00	3,00
Nd (kN)	My (kNm)	e_y			L	L_R
1194	0,00	0,00		$L_R = L - 2 e_y$	9,58	9,58
$\sin \phi'$ $B (1+\sin \phi')$ $L (1-\sin \phi')$ $\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$ $s\gamma = sq$						
$s\gamma = sq =$	$1+0,1 * \frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$	0,48	4,45	4,94	0,90	1,090

VERIFICA SLU

RESISTENZE							AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)		
Brinch-Hansen							Nd	Mx	My
$q'_{lim} = 0,5 \gamma B N\gamma s\gamma + q' Nq sq$							carico	momento	momento
	γ (kN/m ³)	ϕ^*k	B	$N\gamma$	Nq	d	1194	0	0
	19	29	3,00	19,34	16,44	1,16	kN	kN m	kN m
			B_R	L_R		q'			
			3,00	9,58		22,04			

q'_{LIM} (kPa)	Q'_{LIM} (kN)	Ed (kN)	Ed < Rd VERIFICATO
996,0	Rd 12445,4	1194	

$\gamma_R = 2,3$	$Q'_{LIM} = \frac{q'_{lim} B_R L_R}{\gamma_R}$
------------------	--

CONDIZIONI SISMICHE

b) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 1

(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI SISMICHE

VERIFICA SLU

RESISTENZE							AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)		
γ (kN/m ³)	ϕ^*k	$N\gamma$	Nq	d					
19	35	19,34	16,44	1,85					
q' 35,15									
$Z\gamma = Zq = (1 - k_h / tg \phi)^{0,35}$									
$k_h = S a_g / g$									
Categoria sottosuolo C									
k_n (SLV)									
0,015									
$tg \phi'_k$									
0,700207538									
$k_h / tg \phi'_k$									
0,021422									
$Z\gamma = Zq$									
0,9924494									
Nd (kN)	Mx (kNm)	e_x			B	B_R			
1100	0,00	0,00		$B_R = B - 2 e_x$	3,00	3,00			
Nd (kN)	My (kNm)	e_y			L	L_R			
1100	0,00	0,00		$L_R = L - 2 e_y$	9,58	9,58			
$\sin \phi'$ $B (1+\sin \phi')$ $L (1-\sin \phi')$ $\frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$ $s\gamma = sq$									
$s\gamma = sq =$	$1+0,1 * \frac{B (1+\sin \phi')}{L (1-\sin \phi')}$	0,57	4,72	4,09	1,16	1,116			

Brinch-Hansen (con fattori correttivi effetti inerziali secondo Paolucci & Pecker 1997)

$$q'_{lim} = 0,5 \gamma B N\gamma s\gamma Z\gamma + q' Nq sq Zq$$

q'_{lim} (kPa)	Q'_{LIM} (kN)	Ed (kN)	Ed < Rd VERIFICATO
1222	Rd 15265	1100,0	

$\gamma_R = 2,3$	$Q'_{LIM} = \frac{q'_{lim} B_R L_R}{\gamma_R}$
------------------	--

a) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 2 SLU

(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI STATICHE

RESISTENZE (Rd)						
γ (kN/m ³)	ϕ'_k	N_γ	N_q	d	B	L
19	35	48,03	33,3	1,85	7,75	10,5
				q'		
				35,15		
Nd (kN)	Mx (kNm)	e_x		B	B_R	
4467	0,00	0,00		$B_R = B - 2 e_x$	7,75	7,75
Nd (kN)	My (kNm)	e_y		L	L_R	
4467	0,00	0,00		$L_R = L - 2 e_y$	10,50	10,50
$s_\gamma = s_q = 1+0,1 * \frac{B(1+\sin \phi')}{L(1-\sin \phi')}$				$\sin \phi'$	$B(1+\sin \phi')$	$L(1-\sin \phi')$
				0,57	12,20	4,48
					$\frac{B(1+\sin \phi')}{L(1-\sin \phi')}$	$s_\gamma = s_q$
					2,72	1,272

VERIFICA SLU

Brinch-Hansen

$$q'_{lim} = 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma + q' N_q s_q$$

RESISTENZE

γ (kN/m ³)	ϕ'_k	B	N_γ	N_q	d
19	35	7,75	48,03	33,3	1,85
		B_R	L_R		
		7,75	10,50		
				q'	
				35,15	

AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)

	Nd	Mx	My
carico	4467 kN	0 kN m	0 kN m

q'_{LIM} (kPa)
5988,7

$$Q'_{LIM} = \frac{q'_{lim} B_R L_R}{\gamma_R}$$

$\gamma_R = 2,3$

Q'_{LIM} (kN)	Ed (kN)
Rd 211881,7	4467

Ed < Rd VERIFICATO

CONDIZIONI SISMICHE

b) CAPACITA' PORTANTE FONDAZIONE - PLATEA 2

(APPROCCIO 2 - A1+M1+R3) CONDIZIONI SISMICHE

VERIFICA SLU

RESISTENZE						
γ (kN/m ³)	ϕ'_k	N_γ	N_q	d		
19	35	48,03	33,3	1,85		
				q'		
				35,15		
Nd (kN)	Mx (kNm)	e_x		B	B_R	
4400	0,00	0,00		$B_R = B - 2 e_x$	7,75	7,75
Nd (kN)	My (kNm)	e_y		L	L_R	
4400	0,00	0,00		$L_R = L - 2 e_y$	10,50	10,50
$s_\gamma = s_q = (1-k_h/tg \phi)^{0,35}$				$\sin \phi'$	$B(1+\sin \phi')$	$L(1-\sin \phi')$
$k_h = S a_g / g$				0,57	12,20	4,48
$Z_\gamma = Z_q = (1-k_h/tg \phi)^{0,35}$					$\frac{B(1+\sin \phi')}{L(1-\sin \phi')}$	$s_\gamma = s_q$
k_h (SLV)				0,700207538		
$tg \phi'_k$				0,021422		
$k_h/tg \phi'_k$				0,992449398		
$Z_\gamma = Z_q$						

AZIONI (da carichi e componenti forniti da Progettista Strutturale)

	Nd	Mx	My
carico	4400 kN	0 kN m	0 kN m

Brinch-Hansen

(con fattori correttivi effetti inerziali secondo Paolucci & Pecker 1997)

$$q'_{lim} = 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma Z_\gamma + q' N_q s_q Z_q$$

q'_{lim} (kPa)
5943

$$Q'_{LIM} = \frac{q'_{lim} B_R L_R}{\gamma_R}$$

$\gamma_R = 2,3$

Q'_{LIM} (kN)	Ed (kN)
Rd 210282	4400,0

Ed < Rd VERIFICATO

6 FONDAZIONI: VERIFICHE GEOTECNICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

La verifica agli Stati Limite di Esercizio (SLE) in considerazione dei cedimenti attesi è stata prodotta con il metodo di Burland & Burbidge (1985) ed implementata tramite foglio di calcolo appositamente predisposto.

Il metodo si basa sui dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche, prevedendo la correlazione con l'indice di compressibilità I_c . L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_C \right]$$

nella quale:

q' = pressione efficace lorda;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;

B = larghezza della fondazione;

I_c = indice di compressibilità;

f_s , f_H , f_t = fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità I_c è legato al valore medio N_{av} di N_{spt} all'interno di una profondità significativa z :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Per quanto riguarda i valori di N_{spt} da utilizzare nel calcolo del valore medio N_{AV} va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e $N_{spt} > 15$, secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948)

$$N_c = 15 + 0.5 (N_{spt} - 15)$$

dove N_c è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi f_S , f_H ed f_t sono rispettivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$
$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$
$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

t = tempo in anni > 3 ;

R_3 = costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;

R = 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

La verifica è stata condotta valutando una profondità di influenza z_i con valori costanti con la profondità ($z_i = B^{0,7}$).

I risultati evidenziano una positiva verifica agli SLE con valori massimi di cedimento totale immediato e a 30 anni di pochi millimetri.

VERIFICA SLE (PLATEA 1)

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Metodo di Burland & Burbidge 1985

$$z_i = B^{0,7}$$

B	z _i
3	2,16

valori costanti

PROVA DPSH tipo

N20	N _{SPT}	Profondità
13	19,5	-0,2
9	13,5	-0,4
18	27,0	-0,6
9	13,5	-0,8
9	13,5	-1
9	13,5	-1,2
7	10,5	-1,4
19	28,5	-1,6
23	34,5	-1,8
21	31,5	-2
17	25,5	-2,2
12	18,0	-2,4
22	33,0	-2,6
23	34,5	-2,8
24	36,0	-3
22	33,0	-3,2
27	40,5	-3,4
33	49,5	-3,6
37	55,5	-3,8
33	49,5	-4
34	51,0	-4,2
23	34,5	-4,4
15	22,5	-4,6
12	18,0	-4,8
11	16,5	-5
19	28,5	-5,2
8	12,0	-5,4
10	15,0	-5,6
12	18,0	-5,8
17	25,5	-6
23	34,5	-6,2
33	49,5	-6,4
35	52,5	-6,6
29	43,5	-6,8
25	37,5	-7
32	48,0	-7,2

$$N_{av} = 19,5$$

$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$

$$I_c = 0,026664$$

Cedimenti a fine costruzione

$$w_0 = f_s f_H [\sigma_{vo} B^{0,7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0,7} I_c]$$

$$\sigma_{vo} = \gamma z = 19 \times 1,16 = 22 \text{ kPa}$$

$$q' = N_d / B \cdot B = 853 / 29 = 29,7 \text{ kPa}$$

$$f_s = 1,34$$

$$f_H = 1,00$$

Cedimenti immediati

$$w_0 = 1,0 \text{ mm}$$

Cedimenti dopo 30 anni

$$w_{30} = w_0 \times f_t$$

carichi ciclici

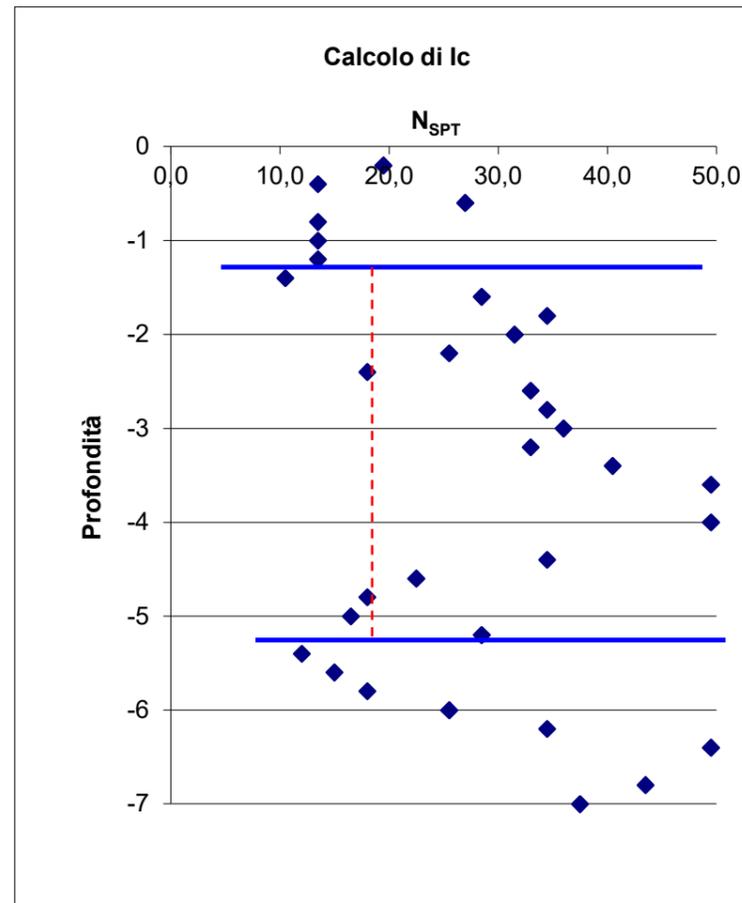
$$R = 0,8$$

$$f_t = (1 + R_3 + R \log t/3)$$

$$R_3 = 0,7$$

$$f_t = (1 + 0,7 + 0,8 \log 30/3) = 2,5$$

$$w_{30} = 2,5 \text{ mm}$$



VERIFICA SLE (PLATEA 2)

VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Metodo di Burland & Burbidge 1985

$$z_i = B^{0.7}$$

B = 7,75
z_i = 4,19

valori costanti

PROVA DPSH tipo

N20	N _{SPT}	Profondità
13	19,5	-0,2
9	13,5	-0,4
18	27,0	-0,6
9	13,5	-0,8
9	13,5	-1
9	13,5	-1,2
7	10,5	-1,4
19	28,5	-1,6
23	34,5	-1,8
21	31,5	-2
17	25,5	-2,2
12	18,0	-2,4
22	33,0	-2,6
23	34,5	-2,8
24	36,0	-3
22	33,0	-3,2
27	40,5	-3,4
33	49,5	-3,6
37	55,5	-3,8
33	49,5	-4
34	51,0	-4,2
23	34,5	-4,4
15	22,5	-4,6
12	18,0	-4,8
11	16,5	-5
19	28,5	-5,2
8	12,0	-5,4
10	15,0	-5,6
12	18,0	-5,8
17	25,5	-6
23	34,5	-6,2
33	49,5	-6,4
35	52,5	-6,6
29	43,5	-6,8
25	37,5	-7
32	48,0	-7,2

$$N_{av} = 30,9$$

$$I_c = \frac{1,706}{N_{AV}^{1,4}}$$

$$I_c = 0,014024$$

Cedimenti a fine costruzione

$$w_0 = f_s f_H [\sigma_{vo} B^{0.7} I_c/3 + (q' - \sigma_{vo}) B^{0.7} I_c]$$

$$\sigma_{vo} = \gamma z = 19 \times 1,85 = 36,3 \text{ kPa}$$

$$q' = N_d / B \cdot B = 2952 / 81,4 = 36,3 \text{ kPa}$$

$$f_s = 1,11$$

$$f_H = 1,00$$

Cedimenti immediati

$$w_0 = 0,8 \text{ mm}$$

Cedimenti dopo 30 anni

$$w_{30} = w_0 \times f_t$$

carichi ciclici

$$R = 0,8$$

$$f_t = (1 + R_3 + R \log t/3)$$

$$R_3 = 0,7$$

$$f_t = (1 + 0,7 + 0,8 \log 30/3) = 2,5$$

$$w_{30} = 1,9 \text{ mm}$$

