

PROGETTO

CENTRO PER L' EDUCAZIONE SPORTIVA ED AMBIENTALE MEISINO
Cluster 2 - Rigenerazione ex Galoppatoio

CLIENTE
Città di Torino
Dipartimento Manutenzioni e Servizi Tecnici
Divisione Manutenzioni
Servizio Infrastrutture per il Commercio e lo Sport
Dipartimento Grandi Opere, Infrastrutture e Mobilità
Divisione Verde e Parchi

RUP/CP
Arch.Maria Vitetta

GRUPPO DI PROGETTAZIONE

Determina D.D. N°5382 DEL 27/09/2023

SOCIETÀ MANDATARIA / Coordinatore del Gruppo di Progettazione / Progettista



1AX srl
Via F.Crispi, 69
67051 - Avezzano (AQ)
info@1ax.it

PROGETTISTA IMPIANTI



Proimpianti srl
Via Garibaldi, 89
67051 - Avezzano (AQ)
c.granata@proimpianti.it

GEOLOGO

Dott. Geologo Andrea Piano
Via Provenzale 6
14100 - Asti
andrea@actispianogeologi.it

CONSULENTI

PAESAGGIO
Arch.Paesaggista Diego Colonna
AMBIENTE
Studio Biosfera - Dott. Biologo Gianni Bettini
Myrica s.r.l.- Dott. Agronomo Giordano Fossi
Dott. Agronomo Tommaso Vai

CUP CODICE OPERA
C13I22000080006 5057

FASE PROGETTUALE

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

Relazione Geotecnica

CODICE ELABORATO REL.SPEC.								DATA	SCALA
COD.LAVORO	FASE DI PROGETTAZIONE	AUTORE	AREA	LIVELLO	TIPO FILE	DISCIPLINA	N. DOCUMENTO	05/04/24	1:20
104-2	ESECUTIVO	1AX	STR		PDF	STR	64	REV. 00	1:50

NOME FILE 64-104_2_ESE_5057_STR-REL.SPEC.-64-00

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	3
2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA.....	4
3. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI.....	4
3.1. Normative e documenti di riferimento.....	4
3.2. Codici di calcolo	4
3.1. Unità	5
4. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	6
5. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO	7
6. IDROGEOLOGIA	8
7. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE	9
8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI	10
8.1. Verifica SLU per capacità portante (metodo Brinch-Hansen).....	10
8.2. Verifiche a scorrimento.....	13
8.3. Verifiche a ribaltamento	13
8.4. Metodo di verifica SLE per cedimenti: Burland-Burbidge	13

1. INTRODUZIONE

La presente relazione geotecnica riguarda le indagini, la caratterizzazione e modellazione geotecnica del volume significativo per le opere in oggetto e valuta l'interazione opera/terreno ai fini del dimensionamento delle relative fondazioni.

Questa relazione è stata redatta sulla base dei dati risultanti dalle prove di campagna e/o di laboratorio.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELL'OPERA

Gli interventi di recupero edilizio e funzionale dell'area ex-Galoppatoio (cluster 2) prevedono risanamenti strutturali e conservativi dei corpi di fabbrica esistenti al fine di inserire le nuove funzioni didattiche di carattere naturalistico e di avviamento alla pratica sportiva.

3. CONSIDERAZIONI PRELIMINARI

3.1. Normative e documenti di riferimento

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

- **Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".
- **Legge 2 febbraio 1974 n. 64** (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- Indicazioni progettuali per le nuove costruzioni in zone sismiche a cura del Ministero per la Ricerca scientifica - Roma 1981.
- **D. M. Infrastrutture Trasporti 17/01/2018** (G.U. 20/02/2018 n. 42 - Suppl. Ord. n. 8) "Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni". Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione della norma precedente e per quanto con esse non in contrasto, sono state utilizzate le indicazioni contenute nella:
 - **Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 C.S.LL.PP.** (G.U. Serie Generale n. 35 del 11/02/2019 - Suppl. Ord. n. 5) Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.
 - **Eurocodice 7** - "Progettazione geotecnica" - EN 1997-1 per quanto non in contrasto con le disposizioni del D.M. 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

3.2. Codici di calcolo

Le verifiche delle strutture di fondazione sono state condotte con il programma CDM DOLMEN - Versione 2022 prodotto, distribuito ed assistito dalla CDM DOLMEN srl, con sede in Torino, Via Drovetti 9/F.

Questo programma permette l'analisi statica non lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà utilizzando un solutore F.E.M. Gli elementi considerati sono travi, con possibilità di rilasciare le traslazioni o rotazioni delle estremità, e gusci, sia rettangolari che triangolari, che si comportano come membrane/piastre. I carichi sono applicati ai nodi come forze puntuali o alle travi come forze distribuite. I vincoli sono espressi dalle sei costanti di rigidità elastica.



3.1. Unità

Le unità di misura utilizzate, dove non espressamente specificato vanno intese come di seguito:

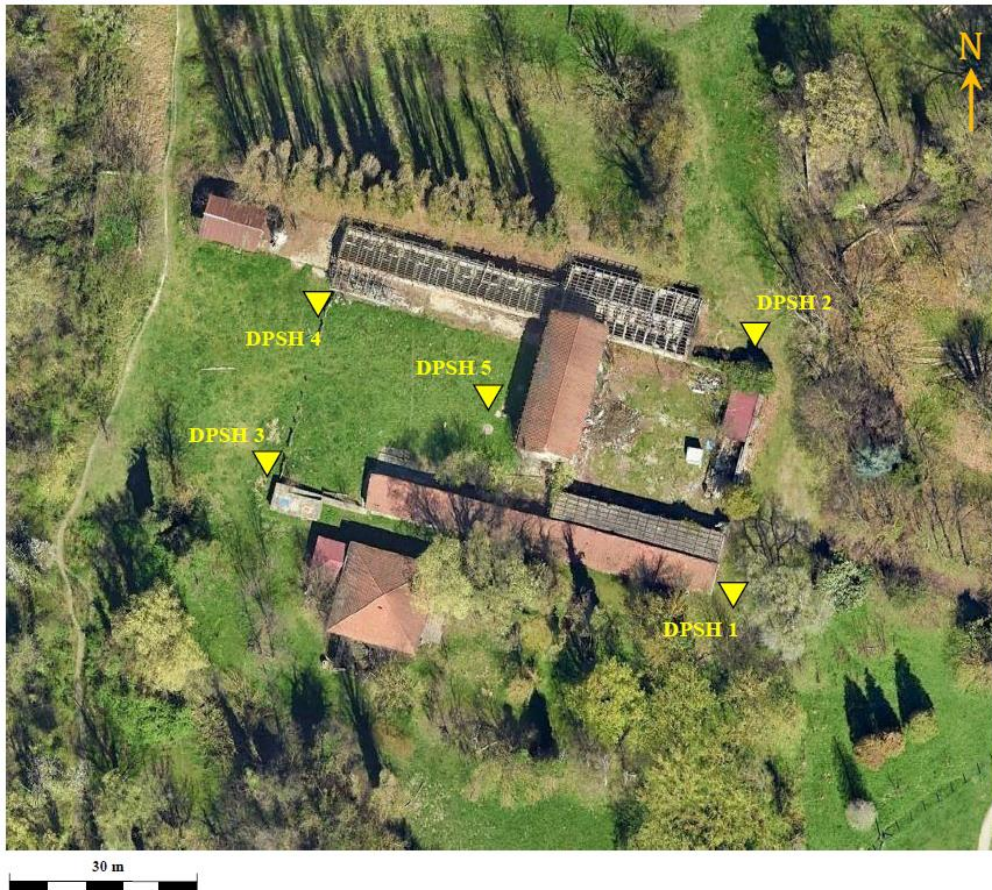
Lunghezza:	m
Tempo:	s
Massa:	kg
Forza:	kN
Tensione:	MPa
Momenti:	kNm
Area:	m ²
Modulo elastico/plastico:	m ³
Momento d'inerzia:	m ⁴
Sezioni trasversali:	m ²

4. INDAGINI E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica dell'area di sito, è stata eseguita una campagna di indagini geognostiche finalizzata alla determinazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni interessati dal "volume significativo" delle opere in esame.

La campagna indagini geognostiche è consistita nella realizzazione delle seguenti indagini:

- n°5 prove penetrometriche dinamiche continue super pesanti (DPSH n)



Ubicazione delle prove penetrometriche eseguite.

L'indagine geognostica (costituita in particolare dalle prove penetrometriche sito specifiche), anche sulla scorta dei dati bibliografici, ha evidenziato nell'area indagata la presenza in superficie, con una sottile copertura di terreno vegetale, di depositi alluvionali e materiali di riporto / rimaneggiati costituiti da sabbie fini o molto fini, con limo o limose, talora debolmente argillose, contenenti talora ghiaie e frammenti antropici, matrix supported, da molto sciolte a sciolte (**Complesso 1**). Tali materiali sono stati rinvenuti tra il p.c. e profondità di circa 1,5-2,0 m da p.c.

Al di sotto di tali materiali si rinvengono i depositi alluvionali (fluviali) rappresentati presumibilmente nella porzione sommitale dal margine della superficie terrazzata più recente di depositi del F. Po (Unità del Meisino di Forno et al., olocenici-attuali), rilevata di pochi metri sull'alveo attuale, e presumibilmente dai sottostanti depositi alluvionali-fluvioglaciali pleistocenici-olocenici, costituiti da alternanze di sabbie e sabbie fini limose o

argillo-limose e di livelli di sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose debolmente limose o limoso-argillose talora con ciottoli; il grado di addensamento va da sciolto ad addensato (**Complesso 2**).

COMPLESSO 1 – Terreno vegetale, depositi alluvionali e materiali di riporto / rimaneggiati

sabbie fini o molto fini, con limo o limose, talora debolmente argillose, contenenti talora ghiaie e frammenti antropici da molto sciolte a sciolte

Profondità da p.c. a 1,5-2,0 m dal p.c. ca.

Peso di volume naturale $\gamma_n = 1,7 \div 1,9$ t/mc

Angolo di res. al taglio $\Phi = 23^\circ$

Coesione efficace $c' \approx 0$ kPa (cautelativo)

Modulo elastico $E_s = 2 \div 4$ MPa

COMPLESSO 2B - Depositi fluviali - fluvioglaciali pleistocenici - olocenici

alternanze di sabbie e sabbie fini limose o argillo-limose e di livelli di sabbie ghiaiose e ghiaie sabbiose debolmente limose o limoso-argillose talora con ciottoli da sciolte a mediamente addensate

Profondità da 1,5-2,0 m a 10,0 m dal p.c.

Peso di volume naturale $\gamma_n = 1,9 \div 2,1$ t/mc

Angolo di res. al taglio $\Phi = 27^\circ$

Angolo di res. al taglio a vol. costante $\Phi_{cv} = 25^\circ$

Coesione efficace * $c' \approx 0$ kPa (cautelativo)

Modulo elastico $E_s = 5 \div 15$ MPa

5. MODELLAZIONE GEOTECNICA E PERICOLOSITA' SISMICA DEL SITO

Le indagini effettuate, permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di **categoria E** [Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m"].

La categoria topografica ai sensi del punto 3.2.2 NTC 2018 è la **T1**, definita come "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$ ".

6. IDROGEOLOGIA

Sulla base di quanto dettagliato nella relazione geologica, si riscontra la presenza di una falda superficiale con una soggiacenza media di circa $3 \div 4$ m dal p.c.

La morfologia della superficie piezometrica sembra essere condizionata dalla topografia data la direzione di deflusso circa SW-NE, con un gradiente idraulico medio pari a circa 0,004; condizione che mostra l'azione drenante che il F. Po e la Stura di Lanzo esercitano nei confronti della falda superficiale.

Pertanto in concomitanza con periodi caratterizzati da intensi e/o prolungati apporti meteorici la superficie piezometrica può approssimarsi al p.c.

Per le verifiche delle opere di fondazione è stata considerata cautelativamente la presenza di una falda superficiale in corrispondenza del piano campagna.

7. SCELTA TIPOLOGICA DELLE OPERE DI FONDAZIONE

La tipologia delle opere di fondazione è consona alle caratteristiche meccaniche del terreno definite in base ai risultati delle indagini geognostiche.

Nel caso in esame, la struttura di fondazione è costituita da:

- fondazioni dirette su pozzi di magrone

8. CRITERI DI VERIFICA GEOTECNICI

Nelle verifiche allo stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Le verifiche strutturali e geotecniche delle fondazioni, sono state effettuate con l'**Approccio 2** come definito al §2.6.1 del D.M. 2018, attraverso la combinazione **A1+M1+R3**. Le azioni sono state amplificate tramite i coefficienti della colonna A1 (STR) definiti nella tabella 6.2.I del D.M. 2018.

Tabella 6.2.I - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni [cfr. D.M. 2018]

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	A1 (STR)	A2 (GEO)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	1,00	1,00
	Sfavorevole		1,30	1,00
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,80	0,80
	Sfavorevole		1,50	1,30
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,00	0,00
	Sfavorevole		1,50	1,30

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

I valori di resistenza del terreno sono stati ridotti tramite i coefficienti della colonna M1 definiti nella tabella 6.2.II del D.M. 2018.

Tabella 6.2.II - Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno [cfr. D.M. 2018]

PARAMETRO GEOTECNICO	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza a taglio	$\tan\phi_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	γ_r	γ_r	1,00	1,00

I valori calcolati delle resistenze totali dell'elemento strutturale sono stati divisi per i coefficienti R3 della tabella 6.4.I del D.M. 2018 per le fondazioni superficiali.

Tabella 6.4.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

Verifica	Coefficiente Parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

8.1. Verifica SLU per capacità portante (metodo Brinch-Hansen)

Condizione drenata

Nel caso di terreni a grana grossa (sabbie e ghiaie) la condizione critica si verifica in condizioni drenate a causa della loro elevata permeabilità. Nei terreni a grana fine (limi e argille) le condizioni drenate si verificano molto tempo dopo l'applicazione dei carichi.

L'assunzione dell'applicazione del principio di "Sovrapposizione degli effetti", ha permesso la definizione della formula trinomia di Terzaghi per il calcolo della capacità portante di un terreno.

$$q_{lim} = \frac{1}{2} N_\gamma \gamma' B + N_q q' + N_c c'$$

dove:

- il primo termine è relativo al contributo delle forze di attrito, dovute al peso proprio γ' del terreno interno alla superficie di scorrimento con B la base della sezione trasversale della fondazione (il lato minore nel caso di plinti e/o platee di fondazione)
- il secondo termine è relativo all'effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione q' (ad esempio a causa dell'approfondimento del piano di fondazione rispetto al piano campagna);
- il terzo addendo si riferisce al contributo dato dalla coesione c' lungo la superficie di scorrimento.

N_γ , N_q , N_c i fattori di capacità portante in funzione dell'angolo di attrito del terreno sottostante e assumono le seguenti espressioni:

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) * e^{\pi \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q + 1) * \tan \varphi$$

La formula base derivata da Terzaghi, può essere estesa ad altre condizioni (diversa forma della fondazione, meccanismo di punzonamento, carichi inclinati e/o eccentrici, ecc.) mediante l'introduzione di coefficienti correttivi.

Le limitazioni imposte nell'ipotesi iniziali di Terzaghi possono essere superate applicando la formula di Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q' N_q s_q d_q i_q b_q g_q$$

che adotta opportuni fattori correttivi che tengono conto di:

- forma della fondazione (s)
- inclinazione ed eccentricità del carico (i)
- inclinazione del piano di posa della fondazione (b)
- inclinazione del piano campagna (g)
- profondità del piano di posa (d)

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \frac{D}{B} \quad (D \leq B)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 \tan^{-1} \frac{D}{B} \quad (D > B)$$

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan \varphi'} \frac{B}{L}$$

$$i_y = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot \varphi'}\right)^{m+1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{N + BLc' \cot \varphi'}\right)^m$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan \varphi'}$$

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

$$b_y = b_q = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan \varphi'}$$

$$g_q = (1 - \tan \omega)^2$$

Nel caso di carico eccentrico il valore della dimensione B della fondazione (introdotto all'interno delle precedenti formule) corrisponde, secondo Meyerhof, a quello relativo alla minima superficie rispetto alla quale il carico risulta centrato.

Nel caso, ad esempio, di fondazione rettangolare si ha:

$$B = B_R - 2e$$

Condizione non drenata

Nel caso di fondazioni su terreni a grana fine saturi, le condizioni critiche nei confronti della rottura si verificano immediatamente dopo l'applicazione del carico. In questi casi si effettua l'analisi in condizioni non drenate, in termini di tensioni totali (essendo difficile valutare nel tempo l'andamento delle pressioni neutre), dove: $c=c_u$ (coesione non drenata) e $\phi=0$.

L'equazione della capacità portante diventa:

$$q_{lim} = c_u N_c s_c d_c i_c b_c g_c + q$$

dove:

- il primo termine rappresenta il contributo stabilizzante data dalla resistenza al taglio non drenata c_u in cui
- il secondo termine tiene conto dell'effetto stabilizzante del sovraccarico agente ai lati della fondazione q .

$$N_c = 2 + \pi = 5.14$$

$$s_c = 1 + 0.2 \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \frac{B}{L} \quad \text{se } D \leq B$$

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \left(\frac{B}{L} \right) \quad \text{se } D > B$$

$$i_c = 1 - \frac{m H}{B L c_u N_c} \quad \text{dove } m = \frac{(2 + B/L)}{(1 + B/L)}$$

$$b_c = 1 - \frac{2 \alpha}{\pi + 2}$$

$$g_c = 1 - \frac{2 \omega}{\pi + 2}$$

8.2. Verifiche a scorrimento

La verifica a scorrimento consiste nel verificare che la forza orizzontale agente sulla fondazione T_{ed} non superi l'attrito opposto da quest'ultima al suo moto T_{rd} .

La resistenza a scorrimento, viene ottenuta sommando i contributi del carico normale al piano di posa moltiplicato per il coefficiente d'attrito, e dell'area del piano di posa (eventualmente ridotta per carico verticale eccentrico) per l'adesione fondazione-terreno. In condizioni drenate, l'attrito fondazione terreno è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno moltiplicato per il coefficiente 0.75, l'adesione fondazione terreno è trascurata (assunta pari a 0). Si considera il contributo della pressione del terreno a lato della fondazione. La resistenza laterale del terreno è assunta pari alla resistenza passiva disponibile moltiplicata per 0.50.

8.3. Verifiche a ribaltamento

La verifica a ribaltamento appartiene all'insieme delle verifiche di equilibrio (EQU), e consiste nel verificare che il momento ribaltante M_{inst} , calcolato rispetto al punto più sfavorevole (spigolo della base di fondazione) non superi il momento stabilizzante M_{stab} .

8.4. Metodo di verifica SLE per cedimenti: Burland-Burbidge

L'impossibilità di prelevare campioni indisturbati fa sì che, nel caso dei terreni sabbiosi, i metodi di calcolo dei cedimenti siano basati su prove in sito.

Il metodo Burland-Burbidge si basa sullo studio delle prove penetrometriche dinamiche SPT per la determinazione dei cedimenti.

Il calcolo del cedimento risulta:

$$s = \sigma'_{v0} z_I \frac{I_c}{3} + (q' - \sigma'_{v0}) z_I I_c$$

nel caso di sabbie preconsolidate con $q' > \sigma'_{v0}$;

$$s = q' z_I \frac{I_c}{3}$$

nel caso di sabbie preconsolidate con $q' = \sigma'_{v0}$;

$$s = q' z_I I_c$$

nel caso di sabbie normalconsolidate, in cui:

- q' è il carico unitario espresso in kN/m^2 ;
- σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale del piano di posa della fondazione;
- z_I è la profondità d'influenza, pari a $B^{0.7}$ se i valori N_{SPT} sono costanti o crescenti con la profondità; pari a $2B$ se i valori di N_{SPT} diminuiscono con la profondità
- I_c è l'indice di compressibilità.

L'indice di compressibilità è ricavato dalle seguenti relazioni:

$$I_c = \frac{1.7}{N_{AV}^{1.4}}$$

dove N_{AV} è pari alla media dei valori N_{SPT} contenuti nella profondità d'influenza

$$N_{AV} = \frac{\sum_{i=1}^{n \leq z_I} N_{\text{SPT } i}}{n}$$

Per tener conto degli effetti dovuti alla forma della fondazione, allo spessore H dello strato compressibile e dell'aliquota dovuta ai cedimenti differiti nel tempo;

$$s_{dif} = f_s f_H f_t s$$

Dove:

$$f_s = \left[\frac{\frac{1.25 L}{B}}{\frac{L}{B} + 0.25} \right]^2 > 1$$

$$f_H = \frac{H}{z_I} \left(2 - \frac{H}{z_I} \right) < 1$$

$$f_t = 1 + 0.3 + 0.2 \log \frac{t}{3}$$