



Finanziato  
dall'Unione europea  
NextGenerationEU

Città di  
Figline e Incisa Valdarno  
Città Metropolitana di Firenze

AREA GESTIONE E SVILUPPO DEL TERRITORIO

**PNRR M4C1 INVESTIMENTO 1.1: RICONVERSIONE AD ASILO NIDO DI UNA  
PORZIONE DELLA SCUOLA PRIMARIA "LA MASSA" MEDIANTE  
RISTRUTTURAZIONE CON EFFICIENTAMENTO ENERGETICO**

CUP: F93C24000400006

Località Massa - 50064 - Figline e Incisa Valdarno (FI)

R.U.P.: Arch. Roberto Calussi

Progettazione e coordinamento  
per la sicurezza:

**Fabrica Progetti S.r.l.**  
via G.Pasquali 14 - 50135 Firenze (FI)  
Ing. Emiliano Colonna  
Ing. Jacopo Morganti



Consulenza per la progettazione  
energetica e impiantistica:

**Studio Greenhaus**  
via Togliatti 108 - 50059 Sovigliana, Vinci (FI)  
Ing. Gabriele Barbanti

greenhaus

**PROGETTO ESECUTIVO**

TAV.

**24032E-R-S-08**

OGGETTO:

**Relazione di calcolo geotecnica**

Scala:

-

Edizione:

01

Data:

Settembre 2024

## INDICE

<b>1. PREMESSA.....</b>	<b>3</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>3</b>
<b>3. PROGRAMMA INDAGINI E PROVE.....</b>	<b>4</b>
<b>4. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEL TERRENO .....</b>	<b>4</b>
<b>5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA.....</b>	<b>5</b>
<b>5.1 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA LOCALE.....</b>	<b>5</b>
<b>6. VERIFICHE DI SICUREZZA E PRESTAZIONI AGLI STATI LIMITE .....</b>	<b>6</b>
<b>6.1 STATI LIMITE ULTIMI .....</b>	<b>6</b>
<b>6.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO.....</b>	<b>6</b>
<b>7. APPROCCI PROGETTUALI .....</b>	<b>7</b>
<b>7.1 VALORI DI PROGETTO GEOTECNICI .....</b>	<b>7</b>
<b>7.2 COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICHE SLU .....</b>	<b>7</b>
<b>8. MODELLAZIONE GEOTECNICA E METODO DI ANALISI.....</b>	<b>8</b>
<b>9. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE.....</b>	<b>17</b>
<b>10. CONCLUSIONI .....</b>	<b>19</b>

## 1. PREMESSA

La presente relazione illustra i calcoli relativi alle verifiche geotecniche per il progetto delle strutture per l'intervento di adeguamento sismico della scuola Primaria "La Massa", riconvertita poi in asilo nido, ubicata in Via Nannicione, nel Comune di Figline e Incisa Valdarno (FI). Le opere previste consistono nell'inserimento di alcuni setti in c.a., nell'inserimento di alcuni ringrossi di fondazione, nel rinforzo di alcune travi e nel posizionamento di presidi antiribaltamento per le tamponature esterne.

Nella presente relazione, redatta in ottemperanza alle Leggi vigenti in materia, sono state analizzate le caratteristiche geotecniche dei terreni costituenti l'area oggetto dell'intervento ed è stata valutata l'interazione opera/terreno ai fini della verifica della fondazione dell'edificio.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

In quanto di seguito riportato viene fatto esplicito riferimento alle seguenti Normative:

- **LEGGE n° 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. 14 gennaio 2008:** "Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni";
- **Circolare 2 febbraio 2009, N.617 - C.S.LL.PP:** "Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008";
- **Eurocodice 1 - Parte 1:** "Basi di calcolo ed azioni sulle strutture - Basi di calcolo -.";
- **Eurocodice 7 - Parte 1:** "Progettazione geotecnica - Regole generali -.";
- **Eurocodice 8 - Parte 5:** "Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici -.";
- **D.M. 17/01/2018:** "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni"
- **Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 - C.S.LL.PP:** "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 17 Gennaio 2018".

### 3. PROGRAMMA INDAGINI E PROVE

Per la caratterizzazione stratigrafica e geomeccanica dei terreni di fondazione è stata utilizzata la campagna d'indagine realizzata a cura del Dott. Geol. Michele Cecchi. Per lo studio e la parametrizzazione delle terre locali ci si è avvalsi di:

- *Un sondaggio a carotaggio continuo con prelievo di 2 campioni indisturbati (2024) ;*
- *Due prove SPT (2024);*
- *Installazione di un piezometro a tubo aperto (2024);*
- *Analisi e prove di laboratorio sui campioni indisturbati (2024);*
- *Una prova penetrometrica statica CPT (2015);*
- *Installazione di un tubo micropiezometrico a tubo aperto (2015);*
- *Due prove penetrometriche statiche CPT (2015).*

### 4. CARATTERIZZAZIONE FISICA E MECCANICA DEL TERRENO

L'area in esame è ubicata in località Massa d'Incisa, in sinistra idrografica dell'Arno nei pressi della Strada Regionale n. 69. L'edificio scolastico è posto in corrispondenza della pianura alluvionale dell'Arno, ad una distanza di circa 150 m dal corso d'acqua, in un'area a debole pendenza verso l'Arno, alla quota di circa 125 m sul livello del mare. L'area è geologicamente caratterizzata dalla presenza dei depositi alluvionali recenti e terrazzati originati dall'Arno; in corrispondenza dei versanti collinari posti ad ovest dell'area indagata sono presenti terreni litoidi riferibili alla Formazione del Macigno dei Monti del Chianti.

L'edificio oggetto del presente studio insiste su terreni riferibili alle alluvioni terrazzate, che localmente poggiano per discordanza angolare sul substrato litoide rappresentato da terreni riferibili al Macigno dei Monti del Chianti.

Per le verifiche è stato assunto un valore per la costante di Winkler **pari a 5,0 daN/cm<sup>3</sup>**.

La falda è stata rilevata mediamente ad una profondità di circa 4,40 m dal piano di campagna.

## 5. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

Per la caratterizzazione sismica del terreno di fondazione si rimanda alla relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Michele Cecchi.

In fase di progettazione si dovrà dunque considerare:

- categoria di sottosuolo: **B**
- categoria topografica: **T1**

### 5.1 PARAMETRIZZAZIONE SISMICA LOCALE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "*pericolosità sismica di base*" del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

#### Dati relativi al sito

Comune: **Figline e Incisa Valdarno (FI)**

Coordinate WGS84: Longitudine = **11,4516**; Latitudine = **43,6463**.

Categoria di sottosuolo: **B**

Condizione topografica: **T1** Superficie pianeggiante

#### Dati relativi alle strutture in oggetto

Vita nominale: **> 50 anni**

Classe d'uso: **III**

Periodo di riferimento: **75 anni**

## 6. VERIFICHE DI SICUREZZA E PRESTAZIONI AGLI STATI LIMITE

### 6.1 STATI LIMITE ULTIMI

Gli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno (GEO) e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono la fondazione stessa (STR).

La verifica agli stati limite ultimi (SLU) delle fondazioni è stata eseguita confrontando il valore dell'azione ( $E_d$ ) con la resistenza del sistema geotecnico ( $R_d$ ).

### 6.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Gli stati limite di esercizio delle fondazioni superficiali si riferiscono al calcolo dei valori di cedimento/sollevamento e degli spostamenti trasversali verificandone la compatibilità con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione.

## 7. APPROCCI PROGETTUALI

Il calcolo è stato eseguito applicando l'**Approccio 2 (coefficienti A1-M1-R3)** previsti dal DM 17/01/2018, utilizzando il modello geotecnico riportato al § 4, ricavato dalle indagini geognostiche descritte al § 3.

### 7.1 VALORI DI PROGETTO GEOTECNICI

I valori geotecnici di progetto allo stato limite ultimo corrispondono con i parametri caratteristici ridotti dai coefficienti parziali M1.

**Tabella 6.2.II** – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

### 7.2 COEFFICIENTI PARZIALI PER VERIFICHE SLU

La capacità portante calcolata con i parametri geotecnici di progetto è stata ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo R. Il valore ottenuto è stato confrontato con quello delle azioni trasmesse dalla sovrastruttura incrementata dei coefficienti  $\gamma_G$  e  $\gamma_Q$  del gruppo A1.

**Tabella 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

**Tabella 6.4.I** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,8$	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$	$\gamma_R = 1,1$

## 8. MODELLAZIONE GEOTECNICA E METODO DI ANALISI

Di seguito si elencano le verifiche richieste dalla vigente normativa per le fondazioni superficiali esistenti:

**VERIFICHE STR:** le verifiche di resistenza degli elementi strutturali di fondazione sono riassunte nel documento "**24032E-R-S-03 - Relazione di calcolo opere strutturali\_ED01**", ed esplicitate in forma estesa nel documento "**24032E-R-S-10 - Fascicolo dei calcoli – Fondazioni\_ED01**".

**VERIFICHE GEO:** le verifiche di resistenza del terreno interagente con la struttura (capacità portante e scorrimento) sono state condotte confrontando i valori di resistenza con quelli di progetto, secondo l'Approccio 2, nella quale sono impiegati i coefficienti A1, i coefficienti M1, ed il coefficiente R3. Di seguito si riportano i criteri adottati per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione e per il calcolo dei cedimenti.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SUPERFICIALI SU TERRENI

Per la determinazione del carico limite del complesso terreno-fondazione (inteso come valore asintotico del diagramma carico-cedimento) si fa riferimento a due principali meccanismi di rottura: il "meccanismo generale" e quello di "punzonamento". Il primo è caratterizzato dalla formazione di una superficie di scorrimento: il terreno sottostante la fondazione rifluisce lateralmente e verso l'alto, conseguentemente il terreno circostante la fondazione è interessato da un meccanismo di sollevamento ed emersione della superficie di scorrimento. Il secondo meccanismo è caratterizzato dall'assenza di una superficie di scorrimento ben definita: il terreno sotto la fondazione si comprime ed in corrispondenza della superficie del terreno circostante la fondazione si osserva un abbassamento generalizzato. Quest'ultimo meccanismo non consente una precisa individuazione del carico limite in quanto la curva cedimenti-carico applicato non raggiunge mai un valore asintotico ma cresce indefinitamente. Vesic ha studiato il fenomeno della rottura per punzonamento assimilando il terreno ad un mezzo elasto-plastico e la rottura per carico limite all'espansione di una cavità cilindrica. In questo caso il fenomeno risulta retto da un indice di rigidezza " $I_r$ " così definito:

$$I_r = \frac{G}{c' + \sigma' \cdot \tan(\varphi)}$$

Per la determinazione del modulo di rigidezza a taglio si utilizzeranno le seguenti relazioni:

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}; \quad E = E_{ed} \frac{1 - \nu - 2 \cdot \nu^2}{1 - \nu}; \quad \nu = \frac{k_0}{1 + k_0}; \quad k_0 = 1 - \sin(\varphi)$$

L'indice di rigidezza viene confrontato con l'indice di rigidezza critico " $I_{r,crit}$ ":

$$I_{r,crit} = \frac{e^{\left[ \left( 3.3 - 0.45 \frac{B}{L} \right) \cdot \tan \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right]}}{2}$$

---

01	Emissione	SG	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>24032E-R-S-08</b>	8/19

---



## RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA

La rottura per punzonamento del terreno di fondazione avviene quando l'indice di rigidezza è minore di quello critico. Tale teoria comporta l'introduzione di coefficienti correttivi all'interno della formula trinomia del carico limite detti "coefficienti di punzonamento" i quali sono funzione dell'indice di rigidezza, dell'angolo d'attrito e della geometria dell'elemento di fondazione. La loro espressione è la seguente:

- se  $I_r < I_{r,crit}$  si ha :

$$\Psi_\gamma = \Psi_q = e^{\left[ \left( 0.6 \frac{B}{L} - 4.4 \right) \lg(\varphi) + \frac{3.07 \cdot \sin(\varphi) \log_{10}(2I_r)}{1 + \sin(\varphi)} \right]} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_\gamma = \Psi_q = 1$$

$$\Psi_c = \Psi_q - \frac{1 - \Psi_q}{N_c \cdot \lg(\varphi)} \quad \text{se } \varphi = 0 \Rightarrow \Psi_c = 0.32 + 0.12 \cdot \frac{B}{L} + 0.6 \cdot \log_{10}(I_r)$$

- se  $I_r > I_{r,crit}$  si ha che  $\Psi_\gamma = \Psi_q = \Psi_c = 1$ .

Il significato dei simboli adottati nelle equazioni sopra riportate è il seguente:

- $E_{ed}$  modulo edometrico del terreno sottostante la fondazione
- $\nu$  coefficiente di Poisson del terreno sottostante la fondazione
- $k_0$  coefficiente di spinta a riposo del terreno sottostante la fondazione
- $\varphi$  angolo d'attrito efficace del terreno sottostante il piano di posa
- $c'$  coesione (espressa in termini di tensioni efficaci)
- $\sigma'$  tensione litostatica effettiva a profondità  $D+B/2$
- $L$  luce delle singole travi di fondazione
- $D$  profondità del piano di posa della fondazione a partire dal piano campagna
- $B$  larghezza della trave di fondazione

Definito il meccanismo di rottura, il calcolo del carico limite viene eseguito modellando il terreno come un mezzo rigido perfettamente plastico con la seguente espressione:

$$q_{ult} = \gamma_1 \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot \Psi_q + c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot \Psi_c + \gamma_2 \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot \Psi_\gamma \cdot r_\gamma$$

Il significato dei termini presenti nella relazione trinomia sopra riportata è il seguente:

- $N_q, N_c, N_\gamma$ , fattori adimensionali di portanza funzione dell'angolo d'attrito interno  $\varphi$  del terreno
- $s_q, s_c, s_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di forma
- $d_q, d_c, d_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore dell'approfondimento
- $i_q, i_c, i_\gamma$ , coefficienti che rappresentano il fattore di inclinazione del carico
- $\gamma_1$  peso per unità di volume del terreno sovrastante il piano di posa
- $\gamma_2$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa

Per fondazioni aventi larghezza modesta si dimostra che il terzo termine non aumenta

01	Emissione	SG	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>24032E-R-S-08</b>	9/19

indefinitamente e per valori elevati di "B", sia secondo Vesic che secondo de Beer, il valore limite è prossimo a quello di una fondazione profonda. Bowles per fondazioni di larghezza maggiore di 2.00 metri propone il seguente fattore riduttivo:

$$r_{\gamma} = 1 - 0.25 \cdot \log_{10} \left( \frac{B}{2} \right) \quad \text{dove "B" va espresso in metri.}$$

Questa relazione risulta particolarmente utile per fondazioni larghe con rapporto D/B basso (platee e simili), caso nel quale il terzo termine dell'equazione trinomia è predominante.

Nel caso di carico eccentrico Meyerhof consiglia di ridurre le dimensioni della superficie di contatto ( $A_f$ ) tra fondazione e terreno (B, L) in tutte le formule del calcolo del carico limite. Tale riduzione è espressa dalle seguenti relazioni:

$$B_{rid} = B - 2 \cdot e_B \quad L_{rid} = L - 2 \cdot e_L \quad \text{dove } e_B, e_L \text{ sono le eccentricità relative alle dimensioni in esame.}$$

L'equazione trinomia del carico limite può essere risolta secondo varie formulazioni, di seguito si riportano quelle che sono state implementate:

### Formulazione di Hansen (1970)

$$N_q = tg^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_{\gamma} = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot tg(\varphi) \quad s_{\gamma} = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot tg(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_{\gamma} = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_1} \quad i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot ctg(\varphi)} \right]^{\alpha_2} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_{\gamma} = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_{\gamma} = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_{\gamma} = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

### Formulazione di Vesic (1975)

$$N_q = tg^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot tg(\varphi)} \quad N_{\gamma} = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot tg(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot ctg(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = 1 + \frac{N_q \cdot B}{N_c \cdot L}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

### Formulazione di Brinch-Hansen

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{90^\circ + \varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))} \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B \cdot (1 + \operatorname{sen}(\varphi))}{L \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \operatorname{tg}(\varphi) \cdot (1 - \operatorname{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \cdot \operatorname{tg}(\varphi)}$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \operatorname{arctg}\left(\frac{D}{B}\right)$$

$$i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^m \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} \right]^{m+1} \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{dove: } m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \quad m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_a \cdot N_c}$$

### Formulazione Eurocodice 7

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg}(\varphi)} \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg}(\varphi) \quad N_c = (N_q - 1) \cdot \text{ctg}(\varphi)$$

- se  $\varphi \neq 0$  si ha:

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \text{sen}(\varphi) \quad s_\gamma = 1 - 0.3 \cdot \frac{B}{L} \quad s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \text{tg}(\varphi) \cdot (1 - \text{sen}(\varphi))^2 \cdot \Theta \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$\text{dove: se } \frac{D}{B} \leq 1 \Rightarrow \Theta = \frac{D}{B}, \text{ se } \frac{D}{B} > 1 \Rightarrow \Theta = \arctg\left(\frac{D}{B}\right)$$

- se H è parallela al lato B si ha:

$$i_q = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_\gamma = \left[ 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \right]^3 \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se H è parallela al lato L si ha:

$$i_q = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_\gamma = 1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \text{ctg}(\varphi)} \quad i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

- se  $\varphi = 0$  si ha:

$$s_q = 1.0 \quad s_\gamma = 1.0 \quad s_c = 1 + 0.2 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_q = 1.0 \quad d_\gamma = 1.0 \quad d_c = 1 + 0.4 \cdot \Theta$$

$$i_q = 1.0 \quad i_\gamma = 1.0 \quad i_c = 0.5 \cdot \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \right)$$

Si ricorda che per le relazioni sopra riportate nel caso in cui  $\varphi = 0 \Rightarrow N_q = 1.0$ ,  $N_\gamma = 1.0$  e  $N_c = 2 + \pi$ .

Il significato dei termini presenti nelle relazioni su descritte è il seguente:

- V componente verticale del carico agente sulla fondazione
- H componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\alpha_1, \alpha_2$  esponenti di potenza che variano tra 2 e 5

Nel caso in cui il cuneo di fondazione sia interessato da falda idrica il valore di  $\gamma_2$  nella formula trinomia assume la seguente espressione:

$$\gamma_2 = \frac{\gamma \cdot z + \gamma_{sat} \cdot (h_c - z)}{h_c} \quad h_c = \frac{B}{2} \cdot \text{tg} \left( \frac{90^\circ + \varphi}{2} \right)$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $\gamma$  peso per unità di volume del terreno sottostante il piano di posa
- $\gamma_{sat}$  peso per unità di volume saturo del terreno sottostante il piano di posa
- $z$  profondità della falda dal piano di posa
- $h_c$  altezza del cuneo di rottura della fondazione

Tutto ciò che è stato detto sopra è valido nell'ipotesi di terreno con caratteristiche geotecniche omogenee. Nella realtà i terreni costituenti il piano di posa delle fondazioni sono quasi sempre composti, o comunque riconducibili, a formazioni di terreno omogenee di spessore variabile che si sovrappongono (caso di terreni stratificati). In queste condizioni i parametri vengono determinati con la seguente procedura:

- viene determinata l'altezza del cuneo di rottura in funzione delle caratteristiche geotecniche degli strati attraversati; quindi si determina il numero degli strati interessati da esso
- in corrispondenza di ogni superficie di separazione, partendo da quella immediatamente sottostante il piano di posa della fondazione, fino a raggiungere l'altezza del cuneo di rottura, viene determinata la capacità portante di ogni singolo strato come somma di due valori: il primo dato dall'applicazione della formula trinomia alla quota  $i$ -esima dello strato; il secondo dato dalla resistenza al punzonamento del terreno sovrastante lo strato in esame
- il minimo di questi due valori sarà assunto come valore massimo della capacità portante della fondazione stratificata

Si può formulare il procedimento anche in forma analitica:

$$q'_{ult} = [q''_{ult} + q_{resT}]_{\min} = \left[ q''_{ult} + \frac{P}{A_f} (P_V \cdot K_s \cdot \tan(\varphi) + d \cdot c) \right]_{\min}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $q''_{ult}$  carico limite per un'ipotetica fondazione posta alla quota dello strato interessato
- $p$  perimetro della fondazione
- $P_V$  spinta verticale del terreno dal piano di posa allo strato interessato
- $K_s$  coefficiente di spinta laterale del terreno
- $d$  distanza dal piano di posa allo strato interessato

## VERIFICA A ROTTURA PER SCORRIMENTO DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

Se il carico applicato alla base della fondazione non è normale alla stessa bisogna effettuare anche una verifica per rottura a scorrimento. Rispetto al collasso per scorrimento la resistenza offerta dal sistema fondale viene valutata come somma di due componenti: la prima derivante dall'attrito fondazione-terreno, la seconda derivante dall'adesione. In generale, oltre a queste due componenti, può essere tenuto in conto anche l'effetto della spinta passiva del terreno di ricoprimento esercita

---

01	Emissione	SG	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>24032E-R-S-08</b>	13/19

---

sulla fondazione fino ad un massimo del 30%. La formulazione analitica della verifica può essere esposta nel seguente modo:

$$T_{Sd} \leq T_{Rd} = N_{Sd} \cdot tg(\delta) + A_f \cdot c_a + S_p \cdot f_{Sp}$$

dove i termini dell'espressione hanno il seguente significato:

- $T_{Sd}$  componente orizzontale del carico agente sulla fondazione (sia lungo B che lungo L)
- $N_{Sd}$  componente verticale del carico agente sulla fondazione
- $c_a$  adesione fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $\delta$  angolo d'attrito fondazione-terreno (valore variabile tra il 60% e 100% della coesione)
- $S_p$  spinta passiva del terreno di ricoprimento della fondazione
- $f_{Sp}$  percentuale di partecipazione della spinta passiva
- $A_f$  superficie di contatto del piano di posa della fondazione

La verifica deve essere effettuata sia per componenti taglianti parallele alla base della fondazione che per quelle ortogonali.

## DETERMINAZIONE DELLE TENSIONI INDOTTE NEL TERRENO

Ai fini del calcolo dei cedimenti è essenziale conoscere lo stato tensionale indotto nel terreno a varie profondità da un carico applicato in superficie. Tale determinazione viene eseguita ipotizzando che il terreno si comporti come un mezzo continuo, elastico-lineare, omogeneo e isotopo. Tale assunzione, utilizzata per la determinazione della variazione delle tensioni verticali dovuta all'applicazione di un carico in superficie, è confortata dalla letteratura (Morgenstern e Phukan) perché la non linearità del materiale poco influenza la distribuzione delle tensioni verticali. Per ottenere un profilo verticale di pressioni si possono utilizzare tre metodi di calcolo: quello di Boussinesq, quello di Westergaard oppure quello di Mindlin; tutti basati sulla teoria del continuo elastico. Il metodo di Westergaard differisce da quello di Boussinesq per la presenza del coefficiente di Poisson "u", quindi si adatta meglio ai terreni stratificati. Il metodo di Mindlin differisce dai primi due per la possibilità di posizionare il carico all'interno del continuo elastico mentre i primi due lo pongono esclusivamente sulla frontiera quindi si presta meglio al caso di fondazioni molto profonde. Nel caso di fondazioni poste sulla frontiera del continuo elastico il metodo di Mindlin risulta equivalente a quello di Boussinesq. Le espressioni analitiche dei tre metodi di calcolo sono:

---

01	Emissione	SG	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>24032E-R-S-08</b>	14/19

---

## RELAZIONE DI CALCOLO GEOTECNICA

$$\text{Boussinesq} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{3 \cdot Q \cdot z^3}{2 \cdot \pi \cdot (r^2 + z^2)^{\frac{5}{2}}} \quad \text{Westergaard} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cdot \frac{\sqrt{1-2 \cdot \nu}}{\left( \frac{1-2 \cdot \nu}{2-2 \cdot \nu} + \frac{r^2}{z^2} \right)^{\frac{3}{2}}}$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera del mezzo
- $r$  proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- $z$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

$$\text{Mindlin} \Rightarrow \Delta\sigma_v = \frac{Q}{8 \cdot \pi \cdot (1-\nu) \cdot D^2} \left( -\frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{A^3} + \frac{(1-2 \cdot \nu) \cdot (m-1)}{B^3} - \frac{3 \cdot (m-1)^3}{A^5} - \frac{30 \cdot m \cdot (m+1)^3}{B^7} - \frac{3 \cdot (3-4 \cdot \nu) \cdot m \cdot (m+1)^2 - 3 \cdot (m+1) \cdot (5 \cdot m-1)}{B^5} \right)$$

$$n = \frac{r}{D}; \quad m = \frac{z}{D}; \quad A^2 = n^2 + (m-1)^2; \quad B^2 = n^2 + (m+1)^2$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $Q$  carico puntiforme applicato sulla frontiera o all'interno del mezzo
- $D$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dalla frontiera del mezzo
- $r$  proiezione orizzontale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame
- $z$  proiezione verticale della distanza del punto di applicazione del carico dal punto in esame

Basandosi sulle ben note equazioni ricavate per un carico puntiforme, l'algoritmo implementato esegue un'integrazione delle equazioni di cui sopra lungo la verticale di ogni punto notevole degli elementi fondali estesa a tutte le aree di carico presenti sulla superficie del terreno; questo consente di determinare la variazione dello stato tensionale verticale " $\Delta\sigma_v$ ". Bisogna sottolineare che, nel caso di pressione, " $Q$ " va definito come "pressione netta", ossia la pressione in eccesso rispetto a quella geostatica esistente che può essere sopportata con sicurezza alla profondità " $D$ " del piano di posa delle fondazioni. Questo perché i cedimenti sono causati solo da incrementi netti di pressione che si aggiungono all'esistente pressione geostatica.

## CALCOLO DEI CEDIMENTI DELLA FONDAZIONE

La determinazione dei cedimenti delle fondazioni assume una rilevanza notevole per il manufatto da realizzarsi, in special modo nella fase di esercizio. Nell'evolversi della fase di cedimento il terreno passa da uno stato di sforzo corrente dovuto al peso proprio ad uno nuovo dovuto all'effetto del carico addizionale applicato. Questa variazione dello stato tensionale produce una serie di movimenti di rotolamento e scorrimento relativo tra i granuli del terreno, nonché deformazioni elastiche e rotture

01	Emissione	SG	EC	EC	Elaborato	Pagina
ED.	DESCRIZIONE	Eseguito	Controllato	Approvato	<b>24032E-R-S-08</b>	15/19

delle particelle costituenti il mezzo localizzate in una limitata zona d'influenza a ridosso dell'area di carico. L'insieme di questi fenomeni costituisce il cedimento che nel caso in esame è verticale. Nonostante la frazione elastica sia modesta, l'esperienza ha dimostrato che ai fini del calcolo dei cedimenti modellare il terreno come materiale pseudoelastico permette di ottenere risultati soddisfacenti. In letteratura sono descritti diversi metodi per il calcolo dei cedimenti ma si ricorda che, qualunque sia il metodo di calcolo, la determinazione del valore del cedimento deve intendersi come la miglior stima delle deformazioni subite dal terreno da attendersi all'applicazione dei carichi. Nel seguito vengono descritte le teorie implementate:

**Metodo edometrico**, che si basa sulla nota relazione:

$$w_{ed} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_{ed,i}} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione dello stato tensionale verticale alla profondità " $z_i$ " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_{ed,i}$  modulo edometrico del terreno relativo allo strato i-esimo
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo

Si ricorda che questo metodo si basa sull'ipotesi edometrica quindi l'accuratezza del risultato è maggiore quando il rapporto tra lo spessore dello strato deformabile e la dimensione in pianta delle fondazioni è ridotto, tuttavia il metodo edometrico consente una buona approssimazione anche nel caso di strati deformabili di spessore notevole.

**Metodo dell'elasticità**, che si basa sulle note relazioni:

$$w_{Imp.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \Delta z_i \quad w_{Lib.} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta\sigma_{v,i}}{E_i} \cdot \frac{1-2 \cdot \nu^2}{1-\nu} \cdot \Delta z_i$$

dove i termini dell'espressioni hanno il seguente significato:

- $w_{Imp.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale impedita
- $w_{Lib.}$  cedimento in condizioni di deformazione laterale libera
- $\Delta\sigma_{v,i}$  variazione stato tensionale verticale alla profondità " $z_i$ " dello strato i-esimo per l'applicazione del carico
- $E_i$  modulo elastico del terreno relativo allo strato i-esimo
- $\Delta z_i$  spessore dello strato i-esimo

La doppia formulazione adottata consente di ottenere un intervallo di valori del cedimento elastico per la fondazione in esame (valore minimo per  $w_{Imp.}$  e valore massimo per  $w_{Lib.}$ ).

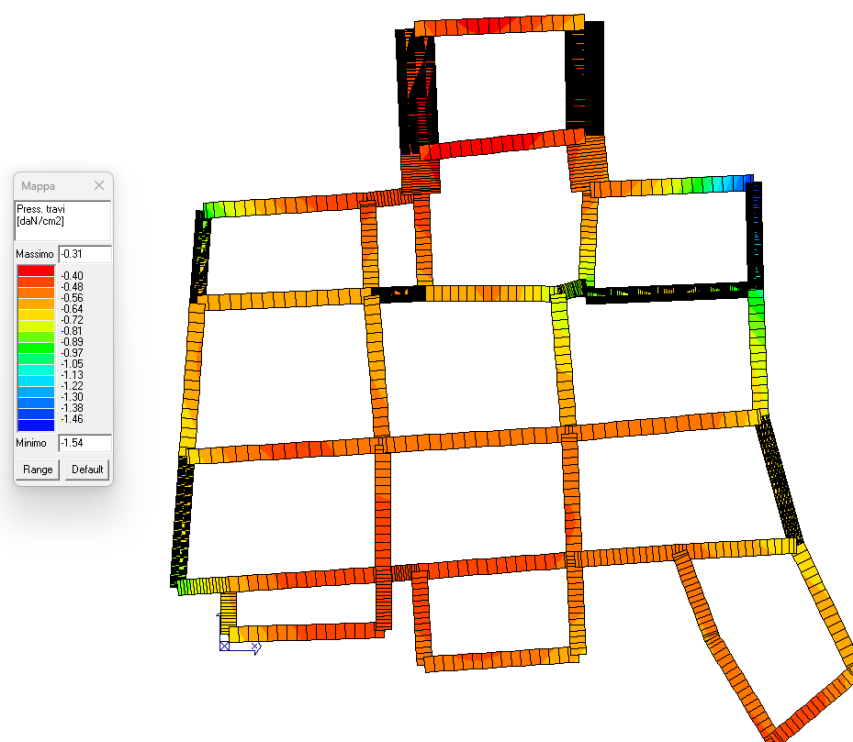


## 9. RISULTATI ANALISI E VERIFICHE

In tutti i casi analizzati  $R_d / \gamma_R > E_d$ , quindi le verifiche sono soddisfatte.

I dettagli delle verifiche sono riportati nei tabulati di calcolo allegati alla presente relazione. Si riporta di seguito una sintesi delle verifiche GEO presentate nei tabulati di calcolo allegati.

### Mappa Pressioni Travi di fondazione (SLU/SLV) – comb.13



Travi di fondazione: Capacità portante	
Pressione massima sul terreno $Q_{max}$ [kg/cm²]	<b>1,54</b>
Carico limite di fondazioni superficiali su terreni $Q_{lim}$ [kg/cm²] – Condizione Drenata	<b>1,91</b>
Tasso di sfruttamento in condizioni drenate	<b>0,79</b>
Carico limite di fondazioni superficiali su terreni $Q_{lim}$ [kg/cm²] – Condizione Non Drenata	<b>1,543</b>
Tasso di sfruttamento in condizioni non drenate	<b>0,99</b>

Considerando il fatto che la struttura non subisce grandi modifiche in fondazione e che il fabbricato è esistente da più di 50 anni, si presume che il terreno al di sotto delle fondazioni sia ben compattato. Detto questo si omettono le verifiche per i cedimenti di fondazione.

## 10. CONCLUSIONI

Dalle analisi geomorfologiche e dalle verifiche geotecniche svolte ne risulta che i valori di verifica sono accettabili secondo quanto disposto dalle normative vigenti in materia.