

Responsabile del Procedimento:  
Ing. Giovanna Bianco

**COMUNE DI PISTOIA**  
SERVIZIO Lavori Pubblici, Patrimonio, Verde e  
Protezione Civile

Progettisti:  
Arch. Stefano Bartolini  
Ing. Gabriele Passeri

Collaboratori Tecnici:  
geom. Fabrizio Strufaldi  
geom. Manfredi Mariani

Progettista strutturale:  
Ing. Mirko Bianconi

Progetto: 14003/2018

***Intervento di miglioramento sismico  
della scuola d'infanzia "La balena" in  
via Bassa della Vergine a Pistoia***  
CUP C54H17000500002

**PROGETTO ESECUTIVO**  
(art. 23 D.Lgs. n. 50/2016)



## Relazione Geotecnica

## **COMUNE DI PISTOIA**

PROGETTO: Miglioramento sismico della scuola "La Balena"

UBICAZIONE: via bassa della Vergine

COMMITTENTE: Comune di Pistoia

COSTRUTTORE:

### **OPERE STRUTTURALI**

#### **RELAZIONE GEOTECNICA**

**Doc. N°**

**PESTET03**

Commessa:

Form. : A4

File: PESTET03-00.docx

Rev.: 00

Data : 20/01/2018



# SOMMARIO

<b>1</b>	<b><u>RELAZIONE GEOTECNICA</u></b>	<b>5</b>
<b>1.1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>5</b>
<b>1.2</b>	<b>NORMATIVA DI RIFERIMENTO</b>	<b>5</b>
<b>1.3</b>	<b>STRUTTURA GEOLOGICA DEL SITO</b>	<b>5</b>
<b>1.4</b>	<b>DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI INDAGINE</b>	<b>6</b>
1.4.1	INQUADRAMENTO	6
1.4.2	PROVE PENETROMETRICHE STATICHE	6
1.4.3	RILIEVO FREATIMETRICO	6
1.4.4	INDAGINE SISMICA	7
<b>1.5</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO</b>	<b>8</b>
<b>1.6</b>	<b>CATEGORIA DI SOTTOSUOLO</b>	<b>9</b>
<b>1.7</b>	<b>CONDIZIONI TOPOGRAFICHE</b>	<b>9</b>
<b>1.8</b>	<b>VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE</b>	<b>9</b>
<b>1.9</b>	<b>FONDAZIONI DEI MURI ESISTENTI</b>	<b>10</b>
1.9.1	PIANO DI FONDAZIONE	10
1.9.2	IPOTESI DI CALCOLO	10
1.9.3	AZIONI DI CALCOLO	10
1.9.4	VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (BREVE TERMINE)	11
1.9.5	VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI (LUNGO TERMINE)	11
<b>1.10</b>	<b>FONDAZIONE DEI NUOVI MURI</b>	<b>13</b>
1.10.1	PIANO DI FONDAZIONE	13
1.10.2	IPOTESI DI CALCOLO	13
1.10.3	AZIONI DI CALCOLO	13
1.10.4	VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (BREVE TERMINE)	14
1.10.5	VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI (LUNGO TERMINE)	14
<b>1.11</b>	<b>CONFRONTO DELLE PRESSIONI DI CONTATTO IN FONDAZIONE</b>	<b>16</b>



# 1 RELAZIONE GEOTECNICA

## 1.1 PREMESSA

La presente relazione geotecnica è stata redatta sulla base dei risultati della relazione geologica della Dott.ssa Geol. Benedetta Polverosi che fu realizzata in occasione della precedente verifica di vulnerabilità sismica della scuola, e che si ritiene ancora valida per il progetto dell'intervento.

## 1.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le varie calcolazioni sono state condotte con riferimento ai disposti delle seguenti norme:

- Circolare esplicativa del 2 Febbraio 2009, n. 617 – “Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;
- D.M. 14.01.2008 – “Norme tecniche per le costruzioni”;
- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 - "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia";
- L.R. 65/2014;
- D.P.G.R. 36/R del 9 Luglio 2009.

## 1.3 STRUTTURA GEOLOGICA DEL SITO

Dalla relazione geologica:

*L'area di intervento si inserisce nel contesto della piana dell'Ombrone, in area di fondovalle poco a sud del tracciato della tangenziale sud, lungo Via Bassa della Vergine parallela alla Via Fiorentina.*

*L'assetto morfologico risulta caratterizzato da pendenze appena accennate nel complesso, degradanti verso Sud e Sud-ovest, con riporti antropici localizzati nell'area di interesse, in area antropizzata e servita da reti tecnologiche, e posta alla quota di circa 51.7 con riferimento al piano stradale, circa 53 il giardino circostante l'edificio.*

## 1.4 DESCRIZIONE DEL PROGRAMMA DI INDAGINE

### 1.4.1 INQUADRAMENTO

Dalla relazione geologica si conclude che in occasione della verifica di vulnerabilità sismica furono eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- n.2 prove penetrometriche statiche realizzate nell'area;
- n.1 rilievo freatimetrico;
- n.1 prova sismica MASW;
- n.1 prova sismica passiva a stazione singola HVSR.

Le indicazioni sulle prove e i risultati per esteso sono contenuti all'interno della relazione geologica. Si ritiene che le prove effettuate siano sufficienti per la progettazione dell'intervento.

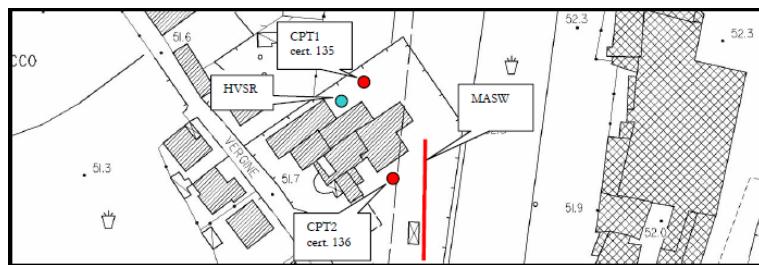


Figura 1 Ubicazione delle indagini in sito

### 1.4.2 PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

Le n.2 prove penetrometriche statiche CPT sono state realizzate entrambe in data 22 Maggio 2013 e sono state spinte fino alle profondità di 7,00 m e 8,60 m. La relazione geologica allegata contiene i risultati delle prove sia in termini numerici che sotto forma di grafici.

### 1.4.3 RILIEVO FREATIMETRICO

E' stato rilevato il livello piezometrico mediante un piezometro installato nel foro della prova CPT n.2, dalla cui lettura è emersa una profondità della falda in Maggio 2013 di -3,30 m dal piano di campagna.

Nella relazione geologica si legge che:

*Sono prevedibili modeste ulteriori oscillazioni positive durante la stagione autunnale e primaverile, tuttavia tali, per le condizioni di alto locale del sito, da non interferire con la struttura in oggetto che non dispone di piani interrati.*

Per quanto non siano presenti piani interrati, nei mesi piovosi la falda potrebbe raggiungere livelli prossimi a quelli delle fondazioni, incidendo quantomeno sulla saturazione del terreno circostante

e quindi instaurando dinamiche di "essiccamiento-ringofiamento" dei terreni a carattere coesivo. Inoltre, la saturazione del terreno potrebbe essere una delle cause delle macchie di umido da risalita capillare presenti nell'intonaco alla base dei muri portanti.

#### **1.4.4 INDAGINE SISMICA**

L'indagine sismica è necessaria per la determinazione della velocità delle onde di taglio del sottosuolo: terreni soffici e quindi più "lenti" amplificano l'ampiezza massima di un sisma. L'indagine è stata fatta il giorno 22 Maggio 2013 mediante uno stendimento sismico MASW associato a prova di rumore con elaborazione HVSR.

## 1.5 MODELLO GEOTECNICO

Dall'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche è stato definito il modello geotecnico costituito da n.4 livelli omogenei:

- Livello 0: coperture e riporti, spessore 0,40m;
- Livello A: alluvioni limose e limo-sabbiose NC umide e di consistenza bassa, spessore 1,00 m;
- Livello B: alluvioni sabbioso-limose NC umide e di consistenza medio-bassa, spessore 0,40-1,20 m;
- Livello C: alluvioni sabbioso-ghiaiose con sottili intercalazioni fini, saturo, addensamento normale, spessore maggiore di 20,00 m.

Al fine di verificare le opere di fondazione ai sensi dell'Approccio 2 delle NTC'08 per analisi di tipo GEO, si illustrano nel seguente prospetto i valori caratteristici dei parametri geometrici e geotecnici dei terreni di fondazione ipotizzati:

STRATO	Litotipo	Prof.base strato da p.c.	Vs,media	$\gamma$	$\Phi$	cu
		[m]	[m/s]	[daN/mc]	[°]	[daN/cmq]
0	Suolo vegetale	0,40	200	1.800,00	-	-
A	Riporti o alluvioni	1,40	216	1.850,00	27	0,50
B	Alluvioni NC sabbioso- limose	2,20	216	1.900,00	30	1,00
C	Alluvioni NC sabbioso- ghiaiose	4,20	343	2.100,00	31	-
C	Alluvioni NC limose	4,80	425	1.850,00	27	0,50
C	Alluvioni NC sabbioso- ghiaiose	>10,00	425	2.100,00	31	-

## 1.6 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO

Dai risultati delle indagini geofisiche è stata assegnata la **Categoria di sottosuolo B**.

## 1.7 CONDIZIONI TOPOGRAFICHE

L'area è caratterizzata da pendenze poco accennate nel complesso. La **Categoria topografica** assegnata è la **T1**.

## 1.8 VERIFICA DELLA LIQUEFAZIONE

Le conclusioni della relazione geologica escludono il pericolo della liquefazione del terreno in caso di eccitamento sismico:

*"...Dall'analisi dei dati litotecnici descritti risulta la presenza di una falda superficiale, tale da garantire un grado di imbibizione costante al di sotto dei 3-5 m circa, mentre non risultano a queste profondità depositi incoerenti monogranulari fini, tali da comportare problematiche significative in questo senso. Ne consegue quindi che nella zona esaminata le possibilità di liquefazione sono da considerare moderate, e se ne ometteranno pertanto le relative verifiche, con riferimento al comma 5 del § 7.11.3.4.2 delle NTC 2008..."*

## 1.9 FONDAZIONI DEI MURI ESISTENTI

### 1.9.1 PIANO DI FONDAZIONE

Il piano di fondazione dei muri esistenti si trova a una profondità di ca. 1,60 m dal piano di campagna attuale, dato che i primi 40cm sono costituiti dal riporto fatto in occasione della costruzione del fabbricato. Il livello di fondazione su cui insistono le fondazioni esistenti è dunque il **livello B** costituito da terreni sabbioso-limosi normal-consolidati di cui si ricordano i parametri geotecnici caratteristici così come desunti dalla interpretazione delle prove penetrometriche di sito:

- Angolo di resistenza al taglio  $\phi = 30^\circ$ ;
- Coesione non drenata  $c_u = 1,00 \text{ daN/cmq}$ ;
- Peso di volume  $\gamma = 1.900,00 \text{ daN/mc}$ .

### 1.9.2 IPOTESI DI CALCOLO

Per quanto attiene alla modalità di rottura del terreno attesa in condizioni drenate è stata ipotizzata una **rottura di tipo generale**, caratterizzata dalla formazione di una superficie di scorrimento con il terreno che rifluisce lateralmente e verso l'alto; a questo meccanismo è associato un comportamento di tipo plastico-fragile. Tale assunzione si ritiene accettabile data la media consistenza degli strati di fondazione e dato il rapporto

$$D/B = 1,60/0,60 = 2,67 < 3,00$$

con

$D$  = profondità del piano di posa

$B$  = larghezza della fondazione.

La rottura in condizioni non drenate può avvenire esclusivamente senza variazioni volumetriche, e quindi è possibile asserire che sarà una rottura di tipo generale senza ulteriori considerazioni.

La capacità portante del terreno di fondazione è stata determinata la formula trinomia di Vesic (1975).

### 1.9.3 AZIONI DI CALCOLO

Le azioni di calcolo sul piano di posa della fondazione sono state espresse in termini di:

$N$ , sforzo normale di compressione

$V$ , taglio orizzontale di scorrimento

$M$ , momento flettente.

In aggiunta ai pesi della sovrastruttura, derivanti dalla integrazione delle sollecitazioni alla base degli elementi finiti bidimensionali del modello di calcolo, sono stati calcolati manualmente con approssimazioni il peso proprio della fondazione e i pesi dei solai di piano terra. Le eccentricità di calcolo comportano una parzializzazione del piano di appoggio di cui si è debitamente tenuto conto riducendo l'area efficace della fondazione. Laddove la fondazione in cls proseguiva oltre il muro è stata considerata la collaborazione di una ulteriore porzione di trave ipotizzando una trasmissione degli sforzi per compressione con angolo di diffusione di 30°.

Sono stati verificati quegli elementi ritenuti maggiormente significativi e sollecitati.

Le verifiche sono state esplicite per la sola condizione statica perché in condizione sismica le azioni sollecitanti sono meno penalizzanti in termini di capacità portante.

#### **1.9.4 VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (BREVE TERMINE)**

Le verifiche geotecniche (GEO) sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 (combinazione unica):

A1+M1+R3

Coefficiente parziale sulla resistenza per capacità portante  $\gamma_r, q_{lim} = 2,30;$

Coefficiente parziale sulla resistenza per scorrimento  $\gamma_r, scorr = 1,10;$

Coefficiente parziale sulla coesione non drenata cu  $\gamma_m, cu = 1,00.$

La verifica in termini di tensioni totali simula il comportamento del terreno subito dopo l'applicazione del carico di progetto, ovvero quando le sovrappressioni interstiziali  $\Delta u$ , di difficile e incerta valutazione, non si sono ancora dissipate. La resistenza è stata valutata attraverso il parametro di comportamento cu.

Le verifiche sono state svolte mediante un foglio di calcolo elettronico, messo a punto dal progettista, che consente di determinare i fattori di sicurezza di un collasso per carico limite e scorrimento del piano di posa.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per l'analisi delle calcolazioni.

#### **1.9.5 VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI (LUNGO TERMINE)**

Le verifiche geotecniche (GEO) sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 (combinazione unica):

A1+M1+R3

Coefficiente parziale sulla resistenza per capacità portante  $\gamma_{r,qlim} = 2,30;$

Coefficiente parziale sulla resistenza per scorrimento  $\gamma_{r,scorr} = 1,10;$

Coefficiente parziale sulla tangente dell'angolo  $\phi$   $\gamma_{m,\phi} = 1,00.$

La verifica in termini di tensioni efficaci simula la capacità portante di un terreno in cui le eventuali sovrappressioni interstiziali conseguenti all'applicazione del carico si sono dissipate. Il parametro che governa la resistenza in questa condizione è l'angolo di attrito interno, caratteristica intrinseca del materiale.

Le verifiche sono state svolte mediante un foglio di calcolo elettronico, messo a punto dal progettista, che consente di determinare i fattori di sicurezza di un collasso per carico limite e scorrimento del piano di posa.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per l'analisi delle calcolazioni.

## 1.10 FONDAZIONE DEI NUOVI MURI

### 1.10.1 PIANO DI FONDAZIONE

Il piano di fondazione dei nuovi muri sarà portato alla profondità di 1,60 m dal piano di campagna, ovvero alla stessa profondità di quello delle fondazioni esistenti, così da realizzare un unico piano di fondazione ed evitare comportamenti anomali e cedimenti differenziali della compagine muraria sovrastante. Il livello di fondazione su cui insisteranno le nuove travi di fondazione sarà dunque il **livello B** costituito da terreni sabbioso-limosi normal-consolidati di cui si ricordano i parametri geotecnici caratteristici così come desunti dalla interpretazione delle prove penetrometriche di sito:

- Angolo di resistenza al taglio  $\phi = 30^\circ$ ;
- Coesione non drenata  $c_u = 1,00 \text{ daN/cmq}$ ;
- Peso di volume  $\gamma = 1.900,00 \text{ daN/mc}$ .

### 1.10.2 IPOTESI DI CALCOLO

Per quanto attiene alla modalità di rottura del terreno attesa in condizioni drenate è stata ipotizzata una **rottura di tipo generale**, caratterizzata dalla formazione di una superficie di scorrimento con il terreno che rifluisce lateralmente e verso l'alto; a questo meccanismo è associato un comportamento di tipo plastico-fragile. Tale assunzione si ritiene accettabile data la media consistenza degli strati di fondazione e dato il rapporto

$$D/B = 1,60/0,60 = 2,67 < 3,00$$

con

$D$  = profondità del piano di posa

$B$  = larghezza della fondazione.

La rottura in condizioni non drenate può avvenire esclusivamente senza variazioni volumetriche, e quindi è possibile asserire che sarà una rottura di tipo generale senza ulteriori considerazioni.

La capacità portante del terreno di fondazione è stata determinata la formula trinomia di Vesic (1975).

### 1.10.3 AZIONI DI CALCOLO

Le azioni di calcolo sul piano di posa della fondazione sono state espresse in termini di:

$N$ , sforzo normale di compressione

$V$ , taglio orizzontale di scorrimento

M, momento flettente.

In aggiunta ai pesi della sovrastruttura, derivanti dalla integrazione delle sollecitazioni alla base degli elementi finiti bidimensionali del modello di calcolo, sono stati calcolati manualmente con approssimazioni il peso proprio della fondazione e i pesi dei solai di piano terra. Le eccentricità di calcolo comportano una parzializzazione del piano di appoggio di cui si è debitamente tenuto conto riducendo l'area efficace della fondazione. Laddove la fondazione in cls proseguiva oltre il muro è stata considerata la collaborazione di una ulteriore porzione di trave ipotizzando una trasmissione degli sforzi per compressione con angolo di diffusione di 30°.

Sono stati verificati quegli elementi ritenuti maggiormente significativi e sollecitati.

Le verifiche sono state esplicite per la sola condizione statica perché in condizione sismica le azioni sollecitanti sono meno penalizzanti in termini di capacità portante.

#### **1.10.4 VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI TOTALI (BREVE TERMINE)**

Le verifiche geotecniche (GEO) sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 (combinazione unica):

A1+M1+R3

Coefficiente parziale sulla resistenza per capacità portante  $\gamma_r, q_{lim} = 2,30;$

Coefficiente parziale sulla resistenza per scorrimento  $\gamma_r, scorr = 1,10;$

Coefficiente parziale sulla coesione non drenata cu  $\gamma_m, cu = 1,00.$

La verifica in termini di tensioni totali simula il comportamento del terreno subito dopo l'applicazione del carico di progetto, ovvero quando le sovrappressioni interstiziali  $\Delta u$ , di difficile e incerta valutazione, non si sono ancora dissipate. La resistenza è stata valutata attraverso il parametro di comportamento cu.

Le verifiche sono state svolte mediante un foglio di calcolo elettronico, messo a punto dal progettista, che consente di determinare i fattori di sicurezza di un collasso per carico limite e scorrimento del piano di posa.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per l'analisi delle calcolazioni.

#### **1.10.5 VERIFICA GEO-SLU IN TERMINI DI TENSIONI EFFICACI (LUNGO TERMINE)**

Le verifiche geotecniche (GEO) sono state condotte utilizzando l'Approccio 2 (combinazione unica):

A1+M1+R3

Coefficiente parziale sulla resistenza per capacità portante  $\gamma_{r,qlim} = 2,30;$

Coefficiente parziale sulla resistenza per scorrimento  $\gamma_{r,scorr} = 1,10;$

Coefficiente parziale sulla tangente dell'angolo  $\phi$   $\gamma_{m,\phi} = 1,00.$

La verifica in termini di tensioni efficaci simula la capacità portante di un terreno in cui le eventuali sovrappressioni interstiziali conseguenti all'applicazione del carico si sono dissipate. Il parametro che governa la resistenza in questa condizione è l'angolo di attrito interno, caratteristica intrinseca del materiale.

Le verifiche sono state svolte mediante un foglio di calcolo elettronico, messo a punto dal progettista, che consente di determinare i fattori di sicurezza di un collasso per carico limite e scorrimento del piano di posa.

Si veda il fascicolo dei calcoli allegato per l'analisi delle calcolazioni.

## **1.11 CONFRONTO DELLE PRESSIONI DI CONTATTO IN FONDAZIONE**

Gli interventi di consolidamento delle murature esistenti non comportano un incremento rilevante dei carichi in fondazione e comunque contenuto entro il 10% delle pressioni di contatto preesistenti.