



CITTÀ DI SAN BENEDETTO DEL TRONTO



SETTORE LAVORI PUBBLICI, MANUTENZIONE E GESTIONE DEL PATRIMONIO

VIALE DE GASPERI, 120 - TEL. 0735/794325 - FAX. 0735/794711 - CODICE FISCALE E PARTITA IVA 00360140446

(Bando regionale Decreto D.P.F. Edilizia n. 13 del 3/4/2019)
Piano Reg.le triennale 2018/2020 - Edilizia scolastica
Committente : Comune di S.Benedetto del Tronto (AP)

**LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE CON ADEGUAMENTO SISMICO, FUNZIONALE ED
EFFICIENTAMENTO ENERGETICO DEL POLO SCOLASTICO VIA FERRI (2°
STRALCIO) - PALESTRA E CORPO SPOGLIATOI**

S.Benedetto del Tronto, li
MAGGIO 2019

PROGETTO ESECUTIVO

Aggiornamento

STRUTTURALE

B.2

RELAZIONE GEOTECNICA

GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Progettista Architettonico/Impianti e D.L. :
Ing. Marco Cicchi

Settore LL.PP., Manutenzione e Gestione Patrimonio

Collaboratore alla progettazione/Ispettore di cantiere:
Geom. Luigi Montini

Settore LL.PP., Manutenzione e Gestione Patrimonio

Coord. Sicurezza Progettazione/Esecuzione (D.L.81/2008) :
Arch. Alfredo Di Concetto

Settore LL.PP., Manutenzione e Gestione Patrimonio

PROGETTAZIONE SPECIALISTICA:

Studi geologici :
Dott. Geol. Stefano Taffoni

Progettista Strutturale :
Prof. Ing. Luigino Dezi

SEITEC srl - Via di Passo Varano 306/B - 60131 ANCONA



Spazio per pareri/nulla osta

Il Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Marco Cicchi

visto: Il Dirigente del Settore

SOMMARIO

1	Premessa.....	2
2	Stratigrafia	2
3	Caratteristiche geotecniche.....	3
4	Parametri sismici.....	4
5	Calcolo portanza allargamento fondazione.....	4

RELAZIONE GEOTECNICA

1 Premessa

Nella presente relazione sono riportate le verifiche geotecniche delle fondazioni interessate dall'intervento di adeguamento del corpo Palestra e spogliatoi del complesso scolastico di Via Ferri nel Comune di San Benedetto del Tronto.

Le verifiche sono basate sulle stratigrafie e sulle caratteristiche meccaniche dei terreni interessati dall'allargamento della fondazione contenute nella relazione Geologica del Dr. Geol. Stefano Taffoni, il quale, in ottemperanza alla normativa sismica e al D.M. LL.PP.11-03-1988 e D.M. 14-01-2008, ha fatto eseguire anche una prova penetrometrica dinamica pesante e una prova sismica HVSR mediante tomografo digitale, al fine di pervenire alla caratterizzazione sismica del terreno. Per la conoscenza approfondita delle caratteristiche geologiche e geotecniche del sito sono state prese in considerazione anche alcune prove penetrometriche dinamiche pesanti eseguite nelle vicinanze e la stratigrafia di alcuni sondaggi eseguiti in condizioni geologiche e geomorfologiche simili.

2 Stratigrafia

L'area in oggetto è situata ad una quota di 3,20 m circa sul livello del mare. Dall'esame della relazione geologica si riscontra la seguente successione dei terreni:

- da 0.0 m a 1.2 m dal p.c.: Riporto storico di varia natura;
- da 1.20 m a 2.2 m dal p.c.: Limo argilloso sabbioso di colore nocciola chiaro, terreno plastico e coesivo normalconsolidato;
- da 2,2 m a 3,6 m dal p.c.: Sabbie gialle - grigie monogranulari sciolte in scarsa matrice limosa mediamente addensate;
- da 3,6 m a 6,0 m dal p.c.: Ghiaie poligeniche in matrice sabbiosa ben addensate e compatte;
- da 6.0 m a 15 m circa: Alternanze di sabbie compatte e livelli di ghiaia mediamente addensata;
- oltre 15,0 m: substrato geologico delle Argille Grigie Pleistoceniche sovraconsolidate.

3 Caratteristiche geotecniche

Ai terreni presenti nel sottosuolo dell'area in oggetto si possono attribuire i seguenti parametri geotecnici ricavati dalla prova penetrometrica dinamica pesante realizzata in situ e dalla correlazione con prove simili e dalla analisi di prove geotecniche (analisi di laboratorio su campioni indisturbati) effettuate su terreni identici per età e ambiente di sedimentazione.

- *Terreno limoso argilloso sabbioso di colore nocciola chiaro, terreno plastico coesivo normalconsolidato*

Da 1.2m a 2.2 m dal piano del giardino

N spt (numero di colpi piede)	= 4
Peso di volume γ	= 1,9 t/ m ³
Coesione non drenata C_u	= 0,35 kg/cm ²
Modulo edometrico E_d	= 20 kg/cm ²
Coefficiente di sottofondo (Winkler) K	= 1,5 kg/cm ³

- *Terreno Sabbioso In Matrice Limosa, Incoerente, Poco Addensato*

da 2,2 m a 3,6 m

N spt (numero di colpi piede)	= 8 ÷ 10
Peso di volume γ	= 1.9 t/ m ³
Peso di volume immerso γ'	= 0.9 t/m ³
Angolo di attrito interno ϕ'	= 29 °
Densità relativa	= 30%
Modulo elastico	= 88 Kg/cm ²
Coefficiente di sottofondo (Winkler) K	= 3,0 kg/cm ³

- *Ghiaie Poligeniche In Matrice Sabbiosa – Terreno Ben Addensato*

da 3,6 m a 6,0 m

Nspt (numero di colpi piede)	= 25
Peso di volume γ	= 2.0 t/m ³
Peso di volume immerso γ'	= 1.0 t/m ³
Angolo di attrito ϕ'	= 35°
Densità relativa	= 60%
Modulo elastico	= 200 Kg/cm ²

- *Sabbie E Ghiaie*

da 6,0 m fino al sub strato (circa 15 metri)

Nspt (numero di colpi piede)	= 12 ÷ 16
Peso di volume γ	= 2.0 t/mc
Angolo di attrito interno ϕ'	= 30° ÷ 32°
Densità relativa	= 40÷45%
Modulo elastico	= 70 ÷ 120 Kg/cm ²

Per i parametri geotecnici sono stati assunti, a favore di sicurezza, i valori minimi.

La falda è posizionata a -2,2 m da piano campagna.

4 Parametri sismici

Si specifica che per la definizione della categoria di sottosuolo il sottoscritto ha fatto realizzare dalla ditta GEODRILL di Cerreto d'Esì una prova sismica HVSR nel cortile interno del plesso scolastico. Dalla prova HVSR risulta che i valori di VS30 misurati sono di 239m/s. Pertanto la categoria di sottosuolo ricavabile dal D.M. 14-01-2008 è: **CATEGORIA C**.

5 Calcolo portanza allargamento fondazione

Alla base dei nuovi telai trasversali in acciaio è necessario realizzare un allargamento della fondazione esistente, poiché gli assi dei nuovi pilastri sono eccentrici ed escono dallo spessore dell'anima della trave. A tale scopo si realizza un nuovo cordolo di fondazione di dimensioni 35x80 cm collegato sia lateralmente all'anima che alla base della fondazione esistente con barre inghisate (Fig. 1).

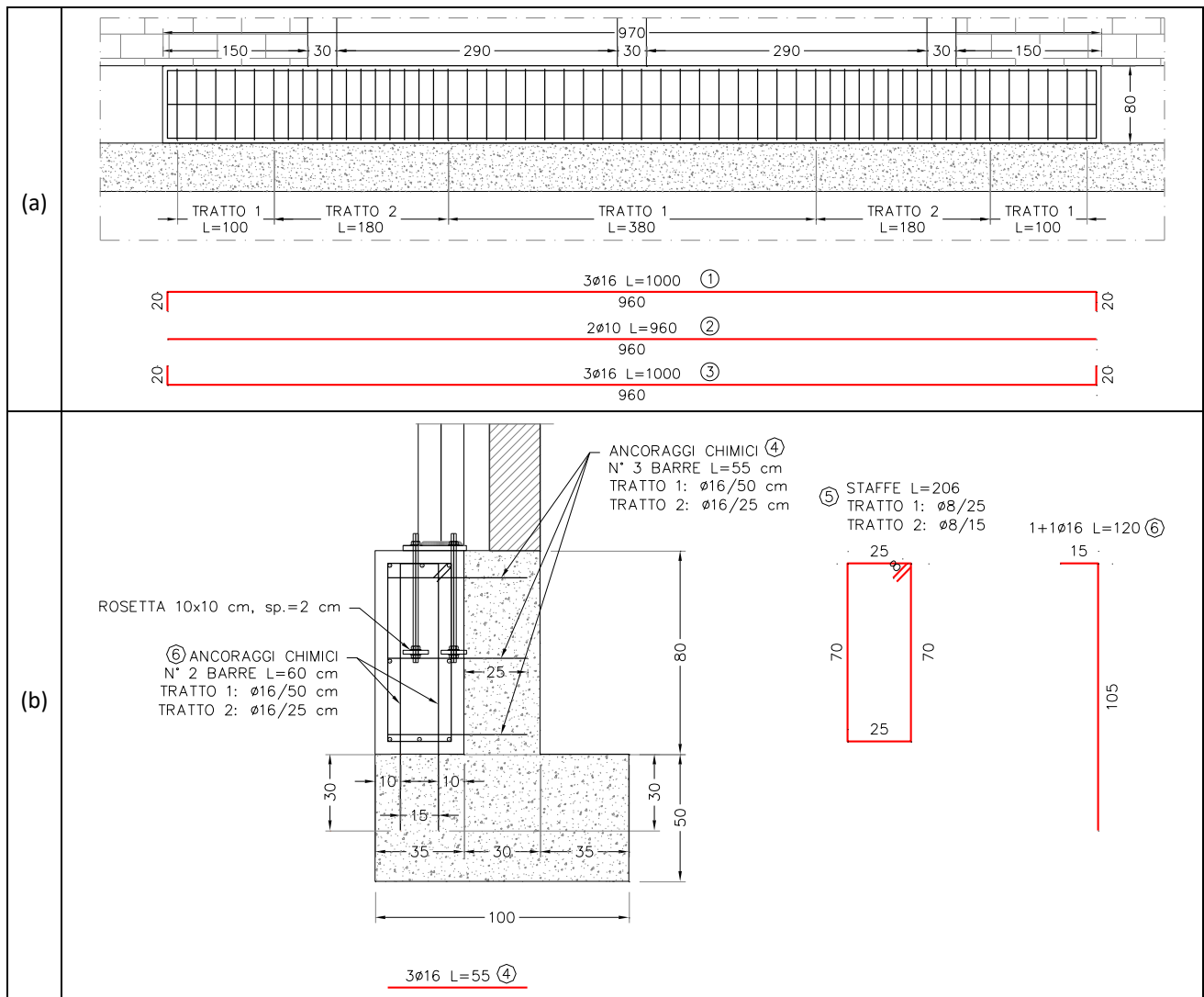


Fig. 1 – Nuovo cordolo di fondazione - sezione frontale (a) e trasversale (b)

Le sollecitazioni da confrontare con la portanza limite del sistema di fondazione, vengono estrapolate direttamente dal modello di calcolo in cui le fondazioni sono modellate con elementi frame vincolati a terra su un letto di molle. La costante elastica per le molle è stata assunta pari al valore dichiarato dal Geol. Taffoni per lo strato di fondazione ossia: 1,5 kg/cm³.

Si riporta di seguito l'immagine del modello da cui è possibile vedere l'assegnazione delle molle eseguita dividendo il frame in 4 parti ed assegnando ad ogni nodo una molle con costante elastica pari a 15000 kN/m.

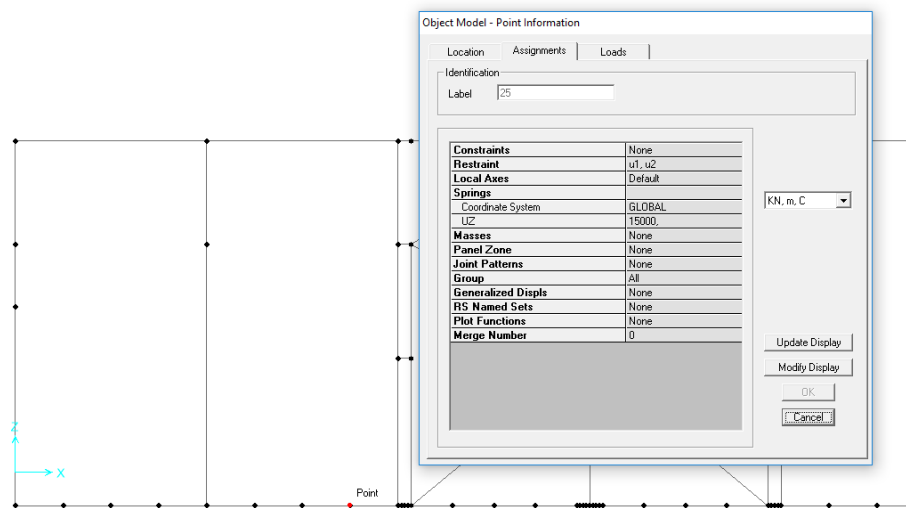


Fig. 2 – Assegnazione molle terreno di fondazione

Le verifiche di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi devono rispettare la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell'azione deriva da un'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento non dissipativo (NTC 2018 cap.7.2.5), mentre il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico valutata come $R_d = R/\gamma_R$.

Nel caso in esame si vuole fare un controllo sulla capacità portante delle nuove fondazioni per cui si procede alla verifica di tipo:

- SLU di tipo geotecnico (GEO): collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno

Tale verifica viene effettuata confrontando lo stato tensionale dato dalle reazioni vincolari alla base delle nuove pareti e la portanza ultima del terreno, con la combinazione prevista dall'approccio 2 (A1+M1+R3).

Con i coefficienti γ_M delle caratteristiche meccaniche del terreno pari a 1.0 "M1", la resistenza alla portanza R_d corrisponde al q_{lim}/γ_R . Il valore q_{lim} viene determinato con la formula di Terzaghi:

$$q_{lim} = c \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

con B larghezza della fondazione e D approfondimento della fondazione.

Le caratteristiche geotecniche assunte per la determinazione della portanza limite, riferite al profondità di circa -2,20 m dal piano campagna, ovvero quello interessato dalla fondazione nella sua interezza, sono: $\gamma = 19 \text{ KN/mc}$; $C_u = 0 \text{ KPa}$; $\phi = 29^\circ$.

Con le caratteristiche meccaniche definite sopra si ha $N_\gamma = 19,34$ e $N_q = 16,44$; inoltre si considera un approfondimento della fondazione pari a $D = 1,30 \text{ m}$. Il calcolo della resistenza del sistema geotecnico pari $R_d = q_{lim}/\gamma_R$. con $\gamma_R = 2,3$ risulta pari a:

$$R_d = 256,43 \text{ KPa}$$

Le verifiche vengono svolte confrontando la reazione delle molle, divisa per la rispettiva superficie d'influenza, con la portanza R_d della trave di fondazione.

Di seguito si riporta l'immagine con le reazioni vincolari nel caso peggiore ovvero con l'azione sismica allo SLV non abbattuta del fattore di struttura q , agente in direzione Y, nel telaio trasversale:

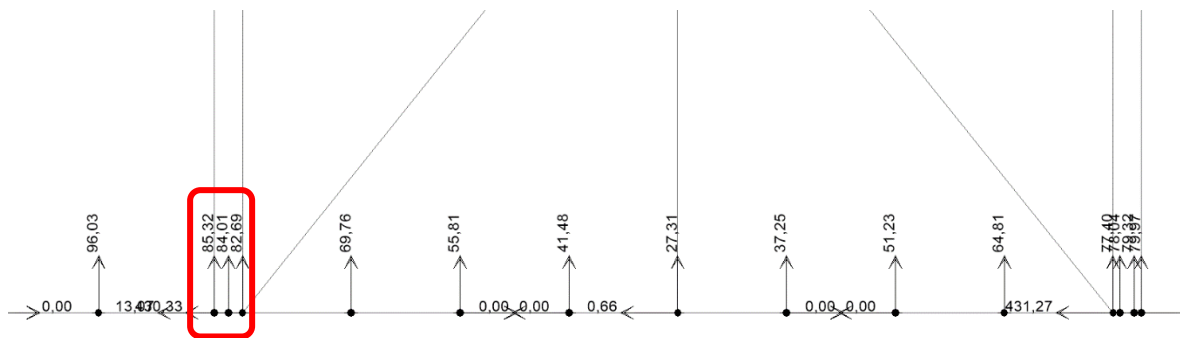


Fig. 3 – Reazione molle terreno di fondazione

La massima reazione da considerare è pari alla somma delle due evidenziate, che corrispondono agli assi del pilastro in c.a. esistente e del montante del telaio in acciaio. Tale somma risulta pari a 167,96 KN. Dividendo questa sollecitazione per la superficie di influenza della molla stessa, considerata a favore di sicurezza pari a 1 mq, si ottiene:

$$E_d = \frac{R_{molla}}{A_{inf}} = \frac{167,96 \text{ KN}}{(1,00 \text{ m} \cdot 1,00 \text{ m})} = 167,96 \text{ KN/m}^2$$

La verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$E_d = 167,96 \text{ KN/m}^2 < R_d = 256,43 \text{ KN/m}^2$$