

Consulente geologo Dr. Cristiano Nericcio  
Via Roma 92/6 - 21020 Mercallo VA

Fax 0331 968868 Tel. 338 3763998 – e mail cnericc@tin.it

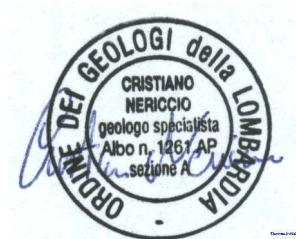
**REGIONE LOMBARDIA – PROVINCIA DI VARESE**

***Comune di Casorate Sempione***

STUDI DI SUPPORTO AL PROGETTO DI RESTAURO E RISANAMENTO  
CONSERVATIVO SOLAI ALA EST ED ATRIO CON INTERVENTO DI  
CONSOLIDAMENTO STRUTTURALE PRESSO SCUOLA “MILITE IGNOTO”  
PRESSO VIA E. DE AMICIS

ELABORATO	<b><i>Relazione Geologica (ai sensi del D.M. 14/01/2008 e del D.G.R. IX/2616 del 30/11/2011) Relazione Geotecnica (ai sensi del D.M. 14/01/2008) DIMENSIONAMENTO MICROPALI</i></b>
COMMITTENTE	Spett.le Amministrazione Comunale di Casorate Sempione Via E. De Amicis n. 7 P.IVA: 00341710127
DATA	Novembre 2016

**Il tecnico: Dr. Geol. Cristiano Nericcio**



## **INDICE**

1. PREMESSA.....	3
1.1 Vincoli .....	3
1.2 Principali normative osservate .....	3
1.3 Obiettivi .....	3
1.4 Note .....	3
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE .....	4
SISMICA .....	4
3. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO .....	10
Indagini pregresse .....	10
3.1 Indagini .....	13
3.2 Peculiarità geo-meccaniche dei terreni .....	15
4. SITUAZIONE GEOTECNICA E SCELTE PROGETTUALI .....	17
5. CONCLUSIONI .....	23

## **1. PREMESSA**

Di seguito si espone una perizia geotecnica inerente 4 pilastri di fondazione intestati su micropali iniettati, oltre ad un inquadramento geologico generale si esporrà un riassuntivo delle indagini geognostiche eseguite in sito e nelle immediate vicinanze oltre che uno sviluppo calcolistico al fine di dimensionare adeguatamente i pali (diametro e lunghezza) in funzione delle condizioni logistiche, di carico progettuali e logistiche.

### **1.1 Vincoli**

L'area oggetto di studio secondo la documentazione geologica allegata al vigente PGT (Novembre 2009, Parmigiani) rientra in una classe di fattibilità geologica II, nella quale sono state riscontrate modeste controindicazioni di natura geologica al cambiamento di destinazione d'uso dei siti.

### **1.2 Principali normative osservate**

Il presente documento è stato redatto seguendo gli estremi del:

Circolare 617 del 2/02/09 Istruzioni per l'applicazione delle NTC di cui al D.M. 14/01/08;

D.M 14/01/08 Norme tecniche per le costruzioni;

D.Lgs. 3/4/2006 n. 152 Norme in materia ambientale;

OPCM n. 3274 del Marzo 2003;

D.P.R 328/01 Competenze in materia di indagini geognostiche dei geologi;

D.M. 16/01/96 Norme tecniche per le costruzioni in aree sismiche;

D.M. 11/3/1988: *“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 ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*;

Delibera 4/02/1977 Criteri, metodologie e norme tecniche generali della legge 10/05/1976 n. 319 recante norme per la tutela delle acque dall'inquinamento, successivi e similari.

### **1.3 Obiettivi**

Pertanto la presente relazione valuta le caratteristiche geomorfologiche, geologiche, idrografiche, idrogeologiche e stratigrafiche locali, ai fini di verificare un equilibrato inserimento delle opere in progetto con il contesto locale.

### **1.4 Note**

Di seguito si elencano per chiarezza d'esposizione gli acronimi citati in relazione:

L. Legge, D.Lgs. Decreto Legislativo, D.M. Decreto Ministeriale, D.P.R. Decreto del Presidente della Repubblica, p.c. piano campagna, SPT standard penetration test, SCPT standard cone penetration test, A.G.I. Associazione Geotecnica Italiana, DPHS Dinamic Penetrometer Super Heavy, PRGC Piano regolatore generale comunale, PGT piano di governo del territorio,  $q_{lim}$  portata limite,  $q_{amm}$  portata ammissibile.

In calcolistica per la capacità portante:  $c$  = coesione del terreno,  $q'$  = tensione efficace nel terreno alla profondità di imposta,  $B$  = larghezza della fondazione,  $\gamma$  = densità del terreno,  $N_c$ -  $N_q$  e  $N_\gamma$  = fattori di capacità portante funzione dell'angolo di attrito  $\phi$ ,  $s_\gamma$ ,  $s_c$ ,  $s_q$  = fattori di forma della fondazione,  $i_\gamma$ ,  $i_c$ ,  $i_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico,  $b_\gamma$ ,  $b_c$ ,  $b_q$  = fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base topografica,  $g_\gamma$ ,  $g_c$ ,  $g_q$  = fattori correttivi che tengono conto della inclinazione del piano campagna,  $d_c$ ,  $d_q$ ,  $d_\gamma$  = fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa. Per i cedimenti:  $q'$  = pressione efficace in kPa,  $\sigma'_{v0}$  = tensione verticale efficace agente al piano di imposta in kPa,  $B$  = larghezza della fondazione in m,  $I_c$  = indice di compressibilità legato ai valori di  $N_{spt}$ ,  $f_s$ ,  $f_H$ ,  $f_t$  = fattori correttivi dipendenti dalla forma, dello spessore dello strato compressibile e della componente viscosa dei cedimenti.

## **2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE**

La scuola di Via Milite Ignoto (quota media 266 m s.l.m.) s'intesta su depositi di origine fluvioglaciale in parte databili al periodo Riss ed in parte al periodo Wurm, si tratta di ghiaie e sabbie massive disposte in lenti sub-orizzontali giustapposte e sovrapposte, costituiscono, gomorfologicamente parlando, il terrazzo di Cardano al Campo, area pianeggiante di transizione tra le colline moreniche settentrionali e la sottostante piana fluvioglaciale/alluvionale posta a meridione.

In queste aree sono prevedibili coltre limose superficiali potenti da 2 a 4 m.

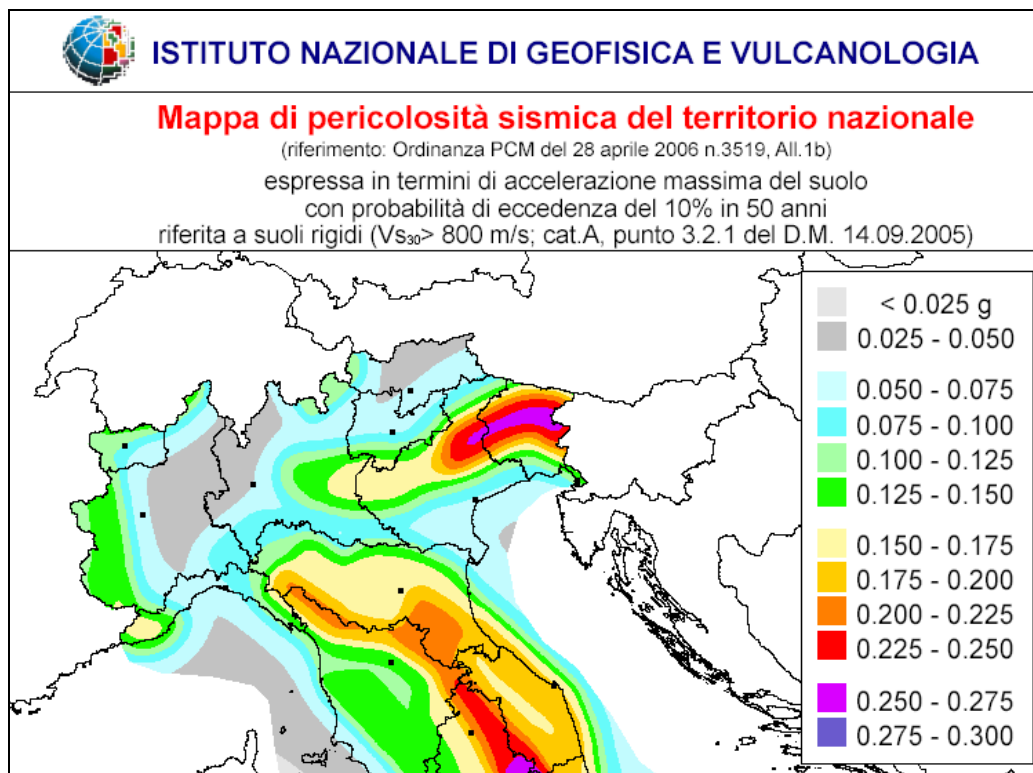
Dal punto di vista idrogeologico, l'area studiata si colloca tra le curve isopiezometriche 205 e 210 m s.l.m riferite alla falda superficiale, ciò si concretizza con una soggiacenza delle acque sotterranee pari a 50 m circa, si evince inoltre una direzione di scorrimento rivolta a SW.

## **SISMICA**

### ***Macrozonazione***

Con l'emanazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 28 aprile 2006 "Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento

degli elenchi delle medesime zone” sono stati approvati i criteri generali e la mappa di pericolosità sismica di riferimento a scala nazionale (macro-zonazione) riportata in figura.



La mappa riportata rappresenta graficamente la pericolosità sismica del territorio nazionale espressa in termini di accelerazione massima del suolo  $a_g$ , con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, riferita ai suoli rigidi (*Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* categoria A di cui al punto 3.2.1 del D.M. 14/09/05) caratterizzati da una velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio  $V_{s30} > 800$  m/s.

Tale mappatura e i rispettivi valori di accelerazione massima si traducono in zone sismiche così suddivise dalla più gravosa:

ZONA	ACCELERAZIONE CON PROBABILITA' DI SUPERAMENTO PARI A 10% IN 50 ANNI (m/s)
1	$0,25 < a_g < 0,35g$
2	$0,15 < a_g < 0,25g$
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$
4	$\leq 0,05g$

Considerato quanto sopra esposto si rileva che il territorio comunale di Casorate Sempione rientra completamente in classe sismica quarta (4), bassissima sismicità.

### ***Pericolosità sismica locale e Microzonazione sismica***

La **microzonazione sismica** è una tecnica di analisi sismica di un territorio che ha lo scopo di riconoscere ad una scala sufficientemente piccola (scala comunale o sub comunale) le condizioni geologiche locali (zone di versante, terreni non consolidati, aree in frana, sedimenti liquefacibili, ecc) che possono alterare più o meno sensibilmente le caratteristiche del movimento sismico atteso e/o produrre deformazioni permanenti e critiche per le costruzioni e le infrastrutture in loco.

#### **L'area studiata rientra in uno scenario di pericolosità sismica locale Z4a.**

Sigla	SCENARIO PERICOLOSITA' SISMICA LOCALE	EFFETTI
Z1a	Zona caratterizzata da movimenti franosi attivi	Instabilità
Z1b	Zona caratterizzata da movimenti franosi quiescenti	
Z1c	Zona potenzialmente franosa o esposta a rischio di frana	
Z2a	Zone con terreni di fondazione saturi particolarmente scadenti (riporti poco addensati, depositi altamente compressibili, ecc.)	Cedimenti
Z2b	Zone con depositi granulari fini saturi	Liquefazioni
Z3a	Zona di ciglio H > 10 m (scarpata, bordo di cava, nicchia di distacco, orlo di terrazzo fluviale o di natura antropica, ecc.)	Amplificazioni topografiche
Z3b	Zona di cresta rocciosa e/o cocuzzolo: appuntite - arrotondate	
Z4a	Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi	Amplificazioni litologiche e geometriche
Z4b	Zona pedemontana di falda di detrito, conoide alluvionale e conoide deltizio-lacustre	
Z4c	Zona morenica con presenza di depositi granulari e/o coesivi (compresi le coltri loessiche)	
Z4d	Zone con presenza di argille residuali e terre rosse di origine eluvio-colluviale	
Z5	Zona di contatto stratigrafico e/o tettonico tra litotipi con caratteristiche fisico-meccaniche molto diverse	Comportamenti differenziali

Le norme tecniche per le costruzioni espone nel D.M. 14/01/2008 al fine di valutare la microzonazione sismica elencano in ambito topografico alcune condizioni in grado di amplificare in maniera crescente gli effetti di un sisma (valide per rilievi superiori ai 30 m): a) T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $I \leq 15^\circ$ ; b) T2 Pendii con inclinazione media  $>15^\circ$ ; c) T3 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base ed inclinazione media compresa tra  $15$  e  $30^\circ$ ; d) T4 Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media maggiore di  $30^\circ$ .

**Per l'area in corso di studio si tratta a livello generale di una classe T1.**

Altresì identificano in ambito stratigrafico alcune categorie di suolo in base alla misurazione della velocità media delle onde Vs nei primi 30 m di suolo al di sotto del piano di posa delle fondazioni (vedi allegato).

*Categorie di sottosuolo*

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

Esistono anche fonti che correlano le informazioni lito-stratigrafiche sia con la classificazione sismica dei suoli sia con la velocità delle onde S:

Categoria	Litologia
A	Calcere, Gesso, Marne, Rocce generiche
B	Ghiaia fine, media, grossolana, blocchi, massi
C	Sabbia fine, media, grossolana
D	Limo, Argilla

Fonte protezione Civile

Velocità caratteristiche delle onde S nei vari tipi di suolo (Borchedt, 1994)

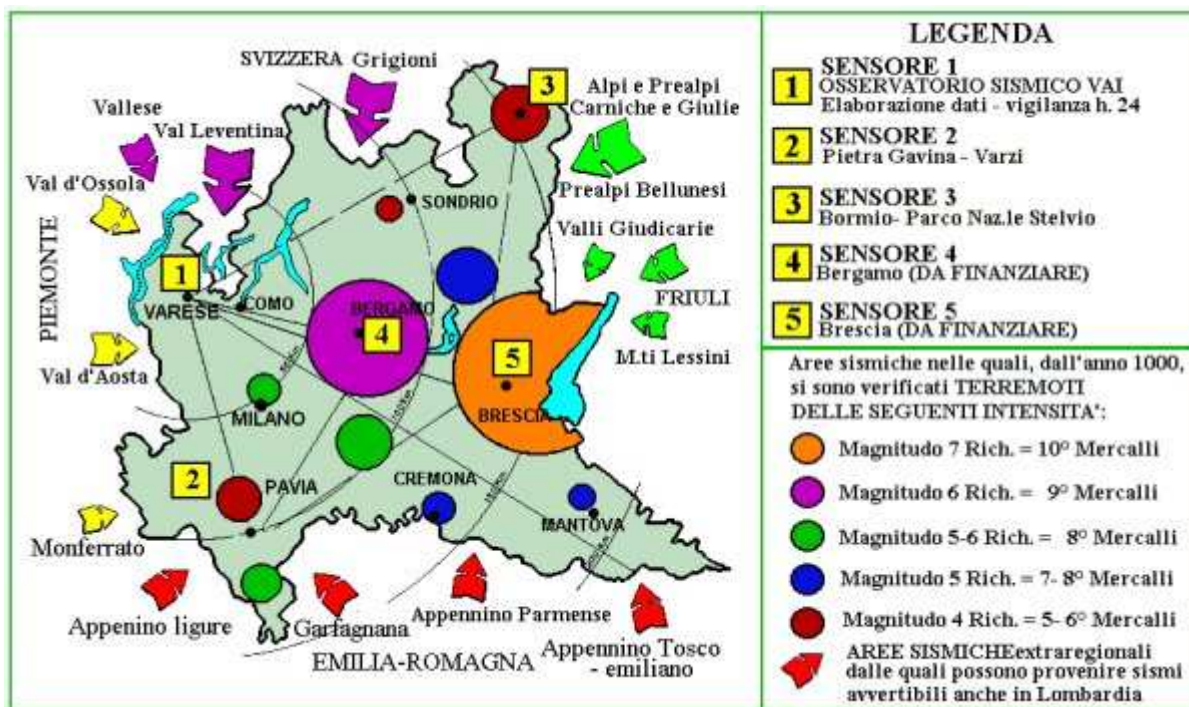
TIPO DI SUOLO	Vs min (m/s)	Vs media (m/s)	Vs max (m/s)
ROCCE MOLTO DURE (es. rocce metamorfiche molto-poco fratturate)	1400	1620	
ROCCE DURE (es. graniti, rocce ignee, conglomerati, arenarie e argilliti,	700	1050	1400
SUOLI GHIAIOSI e ROCCE DA TENERE A DURE (es. rocce sedimentarie ignee, tenere, arenarie, argilliti, ghiaie	376	540	700
ARGILLE COMPATTE e SUOLI SABBIOSI (es. sabbie da sciolte a molto compatte, limi e argille sabbiose, argille da medie a compatte	200	290	375
TERRENI TENERI (es. terreni di riempimento sotto falda, argille tenere	100	150	200

Se ne deduce, osservando sezioni geologiche e stratigrafie di pozzi prossime all'area studiata che nei primi 30 m al di sotto del p.c. si alternano orizzonti a prevalente componente sabbiosa ghiaiosa con subordinate intercalazioni argilloso sabbiose, pertanto a tale stratigrafia è attribuibile cautelativamente una **categoria sismica dei suoli "C"**. Si consiglia l'esecuzione di indagine geofisiche (Masw, Hvsr) per avere risultati di maggior rigore.

La classificazione sismica dei suoli per correlazione con stratigrafie si utilizza nel presente documento tenendo presente anche le informazioni contenute nel documento "Vs 30, stimatore obbligatorio ma inefficace dell'amplificazione sismica", Castellaro e Mulargia, Università di Bologna-Dipartimento di Geofisica, 2006, nel quale si conclude che: a) La relazione  $F_a - V_{s30}$  non regge nemmeno ad un'analisi statistica elementare sul set di dati in cui è stata sviluppata, b) Nonostante la sua larghissima applicazione, il  $V_{s30}$  è quindi un parametro decisamente inaffidabile per stimare l'amplificazione di sito., c) Nessuno può negare che la rigidità del sottosuolo, e quindi il profilo di Vs vicino alla superficie, abbia un ruolo negli effetti di sito., d) Ma l'amplificazione sismica locale è evidentemente troppo complessa per essere descritta adeguatamente da un parametro sintetico come il  $V_{s30}$ .

#### Archivio segnali sismici





La carta illustra i principali terremoti storici dall'anno mille ad oggi in Lombardia e le zone sismogenetiche adiacenti da cui possono giungere terremoti risentiti dalla popolazione. Per la città di Varese il sisma più vicino è collocabile in corrispondenza della città di Milano (a 50 km di distanza) con un'intensità pari a 5-6 Magnitudo Richter.

### ***Liquefazione***

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti cinque circostanze: 1). eventi sismici attesi di magnitudo  $M$  inferiore a 5; 2). accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di  $0,1g$ ; 3). profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali; 4). depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $qc1N > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $qc1N$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; 5). distribuzione granulometrica specifica esterna al campo principale delle sabbie sia per terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  sia nel caso di terreni con

coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ . Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Secondo la classificazione di Youd e Perkins (1978) che fornisce una indicazione qualitativa della vulnerabilità alla liquefazione dei terreni in funzione dell'età e della loro origine, **la propensione alla liquefazione locale è bassa/molto bassa.**

Tipo deposito	Età del deposito			
	<500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Depositi continentali				
Canali fluviali	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianure di esondazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pianure e conoidi alluvionali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto bassa
Spianate e terrazzi marini	-----	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Colluvioni	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Scarpate	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Dune	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto bassa
Glaciali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tuff	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tephra	Alta	Alta	?	?
Terreni residuali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Sebkha	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zone costiere				
Deltaici	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Di estuario	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagunari	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Riempimenti artificiali				
Non compattati	Molto alta	-----	-----	-----
Compattati	Bassa	-----	-----	-----

### 3. CARATTERIZZAZIONE LITOTECNICA DEL SITO

#### Indagini pregresse

Di seguito di riportano i risultati di alcune indagini geotecniche svolte in un intorno significativo dell'area indagata, i primi fanno riferimento ad un complesso residenziale posto a SW (Via Monte Grappa), negli allegati identificato dalla lettera A, mentre i secondi si riferiscono ad un'indagine svolta presso lo stesso complesso scolastico oggetto di studio in seguito ai lavori di realizzazione di un vano ascensore. Da ultimi i dati relativi ad un'indagine che si riferisce agli edifici di fronte all'edificio scolastico studiato oltre Via De Amicis.

Stratigrafia: Sono stati riscontrati tre livelli sovrapposti: una coltre loessica superficiale (unità A) costituita da argille, argille limose e limi argillosi, seguita da un'unità di transizione (unità B) costituita da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con ghiaia, e da un diamicton massivo (unità C) costituito da ghiaie sabbioso – limose.

Caratterizzazione geotecnica:

	Unità A	Unità B	Unità C
	0 – 4 m	4 – 6 m	> 6 m
$\gamma$ [kN/mc] (peso di volume)	19	18	20
$\varphi$ [°] (angolo di attrito)	22 – 24	31 – 34	36 – 38
Dr [%] (densità relativa)	-	45 – 65	85 – 100
C' [kPa] (coesione efficace)	0 – 5	0	0
Vs [m/s] (velocità onde di taglio)	110 – 170	205 – 260	285 – 375
E' [MPa] (modulo di elasticità drenato)	2 – 4,6	19 – 28	45 – 65

Risultati indagine geotecnica complesso residenziale di SW (Via Monte Grappa)

Da p.c. a -2.1 m da p.c.	Limo e sabbia limosa di colore giallo ocra con ciottoli di natura granitica e granodioritica di dimensioni eterometriche (massimo 8 -10 cm) poco alterati di forma subangolare con stato di addensamento compatto. $N_{spt} = 13$
Da -2.1 m a - 5.8 m da p.c.	Sabbia a granulometria medio grossolana debolmente limosa con poca ghiaia a pezzatura media e rari ciottoli con stato di addensamento medio. $N_{spt} = 7$
Da - 5.8 m a - 6.8 m da p.c.	Sabbia e ghiaia debolmente limosa con qualche ciottolo con stato di addensamento compatto. $N_{spt} = 11$
Da - 6.8 m a - 7.1 m da p.c.	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con stato di addensamento molto compatto. $N_{spt} = 25$

Risultati indagine geotecnica vano ascensore scuola Milite Ignoto di Via De Amicis

#### **LITOZONA A - Tipo "Argilla soffice"**

E' caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  non superiori a 2 colpi/piede. Presente fino a circa 3,5 metri, ha un comportamento coerente.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come privo di consistenza e come tale **non adatto all'edificazione**.

#### **LITOZONA B - Tipo "Limo argilloso"**

E' caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  non superiori a 5 colpi/piede. Presente oltre i 3 metri, ha un comportamento pseudo coerente.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come moderatamente consistente.

#### **LITOZONA C - Tipo "Limo"**

Primo livello a comportamento incoerente, con buona resistenza alla punta, è caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  compresi tra 5 a 10 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come moderatamente addensato.

#### **LITOZONA D - Tipo "Limo sabbioso"**

In questo livello si osserva un netto incremento della maggior resistenza alla penetrazione, con buona resistenza alla punta.



### **LITOZONA E – Tipo "Sabbia limosa"**

In questo livello si osserva un netto incremento della maggior resistenza alla penetrazione, con buona resistenza alla punta, preludendo il rifiuto strumentale osservato oltre i 7/8 metri di profondità. E' caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  di circa 20 colpi/piede, in base alla classificazione A.G.I., può essere definito come addensato.

Risultati indagini geotecnica complesso residenziale oltre Via De Amicis di fronte alla scuola Milite Ignoto oggetto di studio.

Riassuntivo indagini pregresse: dai report sopra esposti, frutto di 11 prove penetrometriche, si deduce la presenza di un orizzonte a granulometria grossolana costituito da ghiaia e ciottoli in matrice limoso sabbiosa a partire mediamente da 7 m dal p.c. ed indagato al massimo fino a 10 m di profondità (rappresenta l'orizzonte dal maggior stato di addensamento,  $N_{spt}$  medio 20-30 colpi). In superficie, entro i primi 2 – 4 m si riscontrano limi sabbiosi argillosi ( $N_{spt}$  medio 5) con lenti ciottolose ( $N_{spt}$  medio 13) mentre in posizione intermedia, tra i 2 – 4 m ed i 7 m di profondità, si trovano sabbie limose ( $N_{spt}$  medio 10) con discontinue lenti di ghiaia e ciottoli nelle quali molte delle indagini sono andate a rifiuto.

### **3.1 Indagini**

Si è steso un programma di indagini atte a valutare le caratteristiche geotecniche dei depositi tramite sia l'esecuzione di scavi esplorativi aperti nel lotto oggetto di studio sia tramite il risultato di prove penetrometriche eseguite nel lotto immediatamente adiacente a quello indagato.

Questo metodo fu sviluppato negli USA a partire dagli anni '20 e viene utilizzato per ottenere dei valori quantitativi sulla resistenza del suolo alla penetrazione. La prova consiste nel far cadere, con un ritmo costante di colpi al minuto, una maglia da un'altezza standard su una batteria di aste. Si registra il numero di colpi necessario ad infiggere le aste di un tratto di lunghezza prefissata; il valore dei colpi può essere correlato con opportune relazioni, ad alcune proprietà geotecniche dei terreni indagati. Per lo svolgimento di tali prove si è utilizzata l'attrezzatura di seguito descritta.

#### **3.1.1 Penetrometro dinamico medio**

Ditta produttrice:	COMPAC S.R.L.
Modello	PENETROMETRO DINAMICO PENNI 30
Sistema infissione	maglio a caduta libera 20-30 Kg
Altezza caduta del	20 cm

maglio	
Batteria di aste	aste acciaio speciale aventi: $\varnothing = 2 \text{ cm}$ lunghezza pari a 1.00 m P = 2.4 kg
Punta	punta conica a perdere: $\varnothing = 3.56 \text{ cm}$ angolo di apertura = $60^\circ$ A = $10 \text{ cm}^2$

Nell'esecuzione della campagna di prove penetrometriche si è optato per l'utilizzo di tale apparecchiatura per la notevole praticità in rapporto alle apparecchiature S.P.T. ed S.C.P.T.. Al riguardo delle attitudini del penetrometro dinamico COMPAC PENNI-30, esso ha un procedimento di utilizzo analogo al penetrometro standard S.C.P.T. (standard cone penetretion test), dal quale differisce principalmente per la minor massa del maglio, per la minor altezza di caduta dello stesso e per la minor sezione delle aste. Inoltre le resistenze all'avanzamento vengono espresse in numero di colpi per 10 cm di avanzamento [N 10].

Pasqualini E. (1983) suggerisce una correlazione per passare da N10 a NSPT:  $NSPT = N10 / \alpha$

$\alpha = (m_1 \times h_1 \times e_2 \times A_2) / (m_2 \times h_2 \times e_1 \times h_1)$  dove sono indicate rispettivamente la massa battente, l'altezza di caduta, il passo di lettura e l'area della punta delle prove SPT con il pedice 1 e quelle del penetrometro medio leggero con il pedice 2. Pertanto, nel caso rispettivamente di maglio da 30 e 20 kg:

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,1 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (30 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,3$$

$$\alpha = (63,5 \text{ kg} \times 0,75 \text{ m} \times 0,10 \text{ m} \times 0,001 \text{ mq}) / (20 \text{ kg} \times 0,20 \text{ m} \times 0,30 \text{ m} \times 0,002 \text{ mq}) = 1,9$$

L'analisi dei risultati delle prove penetrometriche consente, in prima approssimazione, di valutare lo stato di addensamento dei terreni attraversati e quindi di risalire indirettamente alla loro natura litologica. Comparando le risultanze dei diagrammi penetrometrici con gli esiti della prospezione diretta è quindi possibile dedurre un chiaro quadro visivo della successione stratigrafica di un certo sito e successivamente attribuire ai terreni attraversati i relativi valori dei parametri geotecnici fondamentali.

### 3.1.2 Nomenclatura terreni

Nei paragrafi seguenti per la definizione dei terreni si è seguita la nomenclatura, consigliata dall'Associazione Geotecnica Italiana (AGI):

#### NOME DELLA FRAZIONE PRINCIPALE

“CON” 50÷25%

“OSO” 25÷10%

“DEBOLMENTE OSO” 10÷5%

“CON TRACCE” < 5%

Ad esempio:

ciottoli (37%), ghiaia (56%), sabbia (7%)

Denominazione attribuita: “*ghiaia con ciottoli debolmente sabbiosa*”.

Le percentuali, qualora non specificato, sono state stimate in sito con visione diretta dei litotipi, qualora venga realizzata un’analisi granulometrica verrà descritto per esteso.

### 3.1.3 Esposizione dati penetrometrici

Si è eseguita 1 prova penetrometrica approfondita e disposta in base alle caratteristiche delle opere in progetto, alla logistica concessa dal cantiere ed alle caratteristiche dei depositi presenti in sito. La prova è stata realizzata a partire dalla superficie topografica naturale ed ha raggiunto la profondità massima di 5 m. L’interpretazione dei risultati ha condotto alle seguenti definizioni tecniche:

<b>P 1</b>		
<b>profondità (m)</b>	<b>media colpi orizzonte (NSPT)</b>	<b>condizioni di addensamento</b>
0 – 0,5	9	Medie
0,5 – 1,5	13	Discrete
1,5 - 2	10	Medie
2 – 2,5	14	Discrete
2,5 – 3	10	Medie
3 – 4,8	14	Discrete
4,8 – 5	77	Rifiuto

### 3.2 Peculiarità geo-meccaniche dei terreni

Le prove geognostiche in sito, correlate con la documentazione geologica consultata, hanno consentito di ricostruire per l’area oggetto d’indagine la seguente sequenza litotecnica media:

**Unità litotecnica 1:** dal p.c. a 0,5 da 1,5-2 da 2,5-3 m dal p.c., terreni verosimilmente sabbioso limosi, Nspt medio 9-10, angolo di attrito interno 26-27°, peso di volume 1,8-1,9 t/mc, coesione nulla, comportamento frizionale, non saturi, mediamente addensati, USCS SM;

**Unità litotecnica 2:** da 0,5-1,5 da 2-2,5 da 3 a 4,8 m dal p.c., terreni verosimilmente sabbiosi limosi con ghiaia, Nspt medio 13-14, angolo di attrito interno 28-29°, peso di volume 1,9 t/mc, coesione apparente, comportamento frizionale, non saturi, discretamente addensati, USCS SW – SP – SM - GP; quest’unità si spinge fino da correlazioni con indagini pregresse fino a 7 m dal p.c. dove

si riscontrano terreni granulari ben addensati (32-33° di angolo di attrito, peso di volume 1,9-2 ton/mc).

Tra 4,8 e 5 m si è registrato il rifiuto all'avanzamento dovuto alla verosimile presenza di una lente ghiaioso ciottolosa ben addensata.

*Tabella X: Proprietà fisico-meccaniche e indicazioni a scopo ingegneristico dei terreni (da: Washington Division of Geology and Earth Resources Bulletin 78-1989, modificato)*

classificazione		Peso di volume secco $g/cm^3$	angolo di resistenza al taglio $^\circ$	coesione $kg/cm^2$	erodibilità relativa	capacità portante $kg/cm^2$	difficoltà di scavo	inclinazione scarpata $\%$
origine	USCS							
<b>alluvionali</b>								
alta energia	GW, GP, GM	1.85 – 2.10	30 - 35	0	bassa	0,75 – 1,00	bassa	50÷65
bassa energia	ML, SM, SP, SW	1.45 – 1.85	15 - 30	0 – 0.25	medio-alta	0.25 – 0,75	bassa	25÷50
<b>glaciali</b>								
till	SM, ML	1.90 – 2.25	35 - 45	0.50 – 2.00	medio-bassa	0.75 – 2.50	medio-alta	50÷100
fluvioglaciali	GW, GP, SW, SP, SM	1.85 – 2.10	30 - 40	0 – 0,50	medio-bassa	0.75 – 1.50	medio-bassa	50÷70
glaciolacustri	ML, SP, SM	1.60 – 1.90	30 - 40	0 – 1.50	medio-alta	0.50 – 1.00	media	25÷50
<b>lacustri</b>								
inorganici	ML, SM, MH	1.10 – 1.60	5.0 - 20	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
organici	OL, PT	0.5 – 1.10	0 - 10	0 – 0.10	alta	0 – 0.25	bassa	0÷25
<b>eolici</b>								
loess	ML, SM	1.25 – 1.60	20 - 30	0.25 – 0.50	molto alta	0.25 – 0.50	bassa	25÷50

Nell'ambito della caratterizzazione geo-meccanica dei terreni presenti in sito, di seguito una tabella rappresentante la costante di sottofondo o di Winkler (k) che rappresenta una forza esercitata su di un suolo (puramente ideale paragonabile ad un letto di molle), su di un'area di un cmq che provoca l'abbassamento di un centimetro.



DESCRIZIONE LITOLOGICA	INTERVALLO DEI VALORI [kg/cm <sup>3</sup> ]
Sabbia sciolta	0,48 – 1,60
Sabbia mediamente compatta	0,96 – 8,00
Sabbia compatta	6,40 – 12,80
Sabbia argillosa mediamente compatta	2,40 – 4,80
Sabbia limosa mediamente compatta	2,40 – 4,80
Sabbia e ghiaia compatta	10,00 – 30,00
Terreno argilloso con $qu < 2 \text{ kg/cm}^2$	1,20 – 2,40
Terreno argilloso con $(2 < qu < 4) \text{ kg/cm}^2$	2,20 – 4,80
Terreno argilloso con $qu > 4 \text{ kg/cm}^2$	> 4,80

Relativamente all'attribuzione dei valori dei *parametri geotecnici fondamentali* ai terreni si è fatto riferimento anche ad esperienze personali condotte in contesti confrontabili ed in zone limitrofe (esecuzione di back-analysis), nonché a dati dedotti dalla bibliografia tecnica (cf. P. COLOMBO, 1975; R. LANCELOTTO, 1987; TERZAGHI PECK 1967; TANZINI 2009; CASADIO-ELMI 2006; CESTARO 2009) espressi in medie ponderate.

#### **4. SITUAZIONE GEOTECNICA E SCELTE PROGETTUALI**

Seguendo le disposizioni del D.M. 14/01/08 (paragrafo 2.7) e le istruzioni CSLP “ Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 – G.U. n.47 del 26 febbraio 2009 . S.O. n. 27”, nell’ambito dell’approccio geotecnico in ambito sismico nei territori ricadenti in una classe di bassissima sismicità (IV) la progettazione potrà seguire o l’intero iter proposto dalle nuove norme tecniche per le costruzioni o il seguente iter semplificato:

Metodo 2 - Per tutti i tipi di costruzione e le classi d’uso (sempre in Zona 4), le verifiche di sicurezza possono essere condotte tramite il metodo delle tensioni ammissibili per una forza di progetto calcolata assumendo uno spettro di progetto costante e pari a 0,07g, ed ammettendo implicitamente un possibile danneggiamento delle strutture, corrispondente ad un *fattore di struttura di valore comunque non superiore a  $q = 2,15$* .

#### **Approccio di progetto SLU**

Approccio 2 (combinazione A1+M1+R3)

Le Combinazioni sono formate da gruppi di coefficienti parziali  $\gamma$ , con  $A = \text{Azioni}$   $\gamma F$ ,  $M = \text{resistenza dei materiali (terreno)}$   $\gamma M$ ,  $R = \text{Resistenza globale del sistema}$   $\gamma R$

### ***Definizione dei valori caratteristici dei terreni***

Per valore caratteristico, s'intende una stima cautelativa (all'interno del volume significativo di terreno) del parametro che influenza l'insorgere dello stato limite in considerazione.

Per la calcolistica in questione si sono utilizzati i seguenti parametri caratteristici: angolo di attrito  $27^\circ$ , coesione nulla, peso di volume 1, t/mc fino a 7 m dal p.c.,  $32^\circ$  di angolo di attrito, 1,9 t/mc di peso di volume da 7 m dal p.c..

### ***Valori di progetto dei parametri geotecnici***

I valori di progetto dei parametri geotecnici si ottengono considerando i parametri caratteristici e moltiplicandoli o riducendoli tramite dei coefficienti parziali dipendenti dagli approcci (1 o 2) e combinazioni di calcolo ( $A1+M1+R1$  o  $A2+M2+R2$  o  $A1+M1+R3$ ) considerati.

Nell'approccio considerato i coefficienti parziali  $M1$  di riduzione da applicarsi ai parametri geotecnici caratteristici quali angolo di attrito, coesione e peso di volume sono pari a 1; pertanto si ha una coincidenza tra parametri caratteristici e di progetto

Il coefficiente parziale  $R3$  (fattore di sicurezza) da applicarsi è pari a 2,3.

### ***Azioni di progetto***

Secondo le informazioni ricevute dai progettisti delle strutture sui pali progettati si scaricheranno da 24 – 26 - 28 tonnellate/palo; i pali saranno disposti in gruppi di 4 presso i vertici di ciascuno dei 4 plinti previsti.

### ***Situazione geotecnica***

L'indagine geognostica ha evidenziato la presenza dei terreni meglio addensati a partire da 7 m circa dal p.c. nei quali la buona prassi geotecnica prevede che vengano intestati almeno 3 m dei pali in progetto; in superficie si alternano terreni dallo stato di addensamento da mediocre a discreto nei quali invece s'intesteranno le fondazioni continue in progetto.

#### ***4.1 Capacità portante e cedimenti fondazioni profonde***

In alternativa alle fondazioni superficiali si è optato per verificare le prestazioni di pali di fondazione. I pali di fondazione hanno il compito di trasferire il carico superficiale ad orizzonti di terreno profondi, dalle caratteristiche meccaniche migliori rispetto ai sedimenti soprastanti, sia tramite l'attrito laterale sia tramite la portata di punta.

Secondo le norme tecniche per le costruzioni del Gennaio 2008 il calcolo della portata di un palo deve affrontare 3 gradini: a) portata caratteristica, b) portata di progetto, c) calcolo azione di progetto. Nel prosieguo si espongono come richiesto dai progettisti strutturisti i punti a) e b) verificati secondo l'approccio 2 combinazione A1+M1+R3, dove con A s'intendono i coefficienti parziali (moltiplicativi) per le azioni o gli effetti delle azioni, con M i coefficienti parziali (riduttivi) per i parametri geotecnici dei terreni e con R i coefficienti parziali (riduttivi) da applicare alle resistenze caratteristiche.

La portata caratteristica si ottiene dividendo la portata nominale limite ottenuta dalla calcolistica per un coefficiente parziale  $\xi$  proporzionale al numero di prove svolte, nel caso in questione 5 prove e  $\xi = 1,7$ . La portata di progetto si ottiene dividendo la portata caratteristica per un coefficiente parziale R3 che per i pali in questione corrisponde a 1,35 per la resistenza di base e ad 1,15 per la resistenza laterale in compressione.

Si deve prestare infine al fatto che nel calcolo dei pali, sia in condizioni statiche che sismiche, le caratteristiche del terreno M non vanno mai ridotte; in presenza di azioni sismiche A ed M sono pari a 1 e si deve tener conto solo di R.

Ciò premesso, si sono verificate le portate di micropali di tipo IGU.

#### Micropalo "Radice" IGU

##### *Considerazioni geotecniche*

Per realizzare un micropalo iniettato, una volta raggiunta con la perforazione la quota prescelta per la base del palo, si cala nel perforo l'armatura metallica costituita da una sola barra tubolare in acciaio o da una gabbia di armatura come per il cemento armato. Dopo la posa in opera dell'armatura si esegue il getto del palo con un vero e proprio micro-calcestruzzo. Il getto si verifica tramite un controtubo la cui estremità inferiore rimane costantemente immersa nel calcestruzzo.

Questo tipo di palo richiederà un volume d'iniezione almeno 1,5 rispetto al volume del perforo di trivellazione.

In genere si trascura la capacità portante di punta, volendola tenere in considerazione gli stessi autori suggeriscono di valutarla in proporzione al 15% della capacità portante laterale.

Le verifiche sviluppate hanno condotto ai risultati di seguito esposti:

Tipo di palo	Lunghezza	Diametro perforo	Resistenza verticale di progetto Rd
IGU	13 m	0,152	22,5 t
IGU	14 m	0,152 m	24,7 t
IGU	15 m	0,152 m	26,8 t
IGU	16 m	0,152 m	28,9 t

Peculiarità singolo micro-palo tipo IGU e relative prestazioni secondo il metodo di Bustamante e Doix

### *Cenni strutturali*

Quanto sopra esposto riguarda il comportamento geotecnico dei micropali, dal punto di vista strutturale si allegano di seguito (a titolo indicativo) due tabelle indicanti le capacità portanti strutturali, malta e acciaio nella prima, solo acciaio nella seconda di alcuni modelli di pali in funzione del diametro del perforo e delle armature tenendo conto che nei pali in progetto è preventivata l'installazione di armature in acciaio tubolari S355 diametro esterno 88,9 mm (area 24,8 cmq), spessore 8-10 mm.

Diametro foro in mm	Diametro del tubo di armatura in mm		Carico massimo ammissibile in kN	
	Esterno	Interno	A trazione	A compressione
85	48,3	39,3	70	175
	51	35	135	235
100	60,3	44,3	165	300
	60,3	35,3	210	370
120	76,1	60,1	235	300
	76,1	51,1	280	510
145	82,5	66,5	255	520
	82,5	57,5	330	630
175	88,9	72,9	287	689
	88,9	63,9	368	811

Carichi strutturali ammissibili per micropali Tubfix (fonte Tanzini) - 300 kN = 30 ton.

tipo di micropalo tubfix	perforazione $\varnothing$ mm	anima tubolare		portate ammissibili	
		$\varnothing_e$ mm	$\varnothing_i$ mm	compress. $f (+)$	trazione $f (-)$
A	85-90	51,0	35,0	+24	-14
B	104-115	60,3	40,3	+36	-28
C	115-120	76,1	56,1	+47	-37
D	120-140	76,1	47,7	+63	-52
E	140-160	88,9	60,5	+76	-63
F	152-160	101,6	69,6	+98	-82

Tabella con le portate ammissibili dei micropali  
Tubfix

Le portate a compressione ed a trazione, sono ricavate per un acciaio (S355) caratterizzato da una tensione caratteristica di rottura a trazione  $f_t$  maggiore o uguale a 510 N/mm<sup>2</sup> ed una tensione caratteristica di snervamento  $f_y$  maggiore o uguale a 355 N/mm<sup>2</sup> (snervamento di progetto 338 N/mm<sup>2</sup> o 33,8 kN/cm<sup>2</sup>) e trascurando a favore della sicurezza, il contributo della malta di ricoprimento del fusto (ultima tabella). Fonte Tanzini, 2004, *Micropali e pali di piccolo diametro*)

Il carico massimo di progetto risulta pari a 280 kN, diviso per la sezione dell'armatura (24,8 cm<sup>2</sup>) fornisce un valore di snervamento pari a 11,3 kN/cm<sup>2</sup> inferiore al valore limite di progetto pari a 33,8 kN/cm<sup>2</sup>.

#### 4.2 Stima teorica cedimenti

Per il calcolo dei cedimenti si è provveduto a sviluppare la calcolistica secondo la formula di Vesic (stima) prima e quella di Poulos e Davis poi (quest'ultima formula risulta molto cautelativa andando a considerare solo il tratto di terreni dal maggior addensamento dove s'intesta il palo).

**Secondo la formula di Vesic (1970-1977)**, per normali livelli di carico il cedimento di un palo singolo può essere stimato in base alla relazione:  $s: (D/100) + (Q \times L)/(A \times E_m)$ , dove S è il cedimento, D, L, e A rispettivamente diametro, lunghezza ed area della sezione del palo, Q il carico applicato ed  $E_m$  il modulo di elasticità normale del materiale di cui è costituito il palo.

Lunghezza palo cm	Area sezione palo cm <sup>2</sup>	Diametro cm	Capacità portante kg	Cedimento cm
1300	181,3	15,2	22500	0,8

1400	181,3	15,2	24700	0,9
1500	181,3	15,2	26800	1,02
1600	181,3	15,2	28900	1,1

Il modulo elastico della malta cementizia è stato considerato pari a 300.000 kg/cmq mentre quello dell'acciaio delle armature tubolari 205.000 kg/cmq. Il carico applicato corrisponde alla capacità portante calcolata.

Dalla tabella soprastante si osserva che l'applicazione delle capacità portanti calcolate darà luogo a stime dei cedimenti inferiori o prossime ai termini di riferimento limite di 5-10 mm (che corrispondono alla mobilitazione quasi completa delle forze laterali dovute all'attrito).

**La formula di Poulos e Davis (1981)** individua il cedimento di un palo singolo con la seguente calcolistica:  $\Delta = (\beta \times p_{max}) / E \times l_{utile}$ , dove  $\Delta$  corrisponde al cedimento,  $\beta = 0,5 + \log(l_{utile}/D)$  coefficiente di forma, D diametro del palo,  $l_{utile}$  lunghezza utile (intesa come la parte di palo immersa nel terreno più resistente),  $p_{max}$  massimo carico verticale, E modulo di deformazione strato terreno in cui è ammorsato il micropalo.

Secondo il metodo D'Apollonia è possibile attribuire ai terreni presenti in sito al di sotto dei 4 m, per correlazioni con i dati  $N_{spt}$ , un valore di modulo di Deformazione E pari a 345 kg/cmq.

Dallo sviluppo della calcolistica di Poulos e Davis ne consegue:

Lunghezza palo cm	Diametro cm	E Kg/cmq	Capacità portante kg	Coefficiente di forma	Lunghezza utile cm	Cedimento cm
1300	15,2	345	22500	2	600	0,21
1400	15,2	345	24700	2,1	700	0,21
1500	15,2	345	26800	2,2	800	0,21
1600	15,2	345	28900	2,3	900	0,21

Anche in questo caso si osserva che l'applicazione dei carichi ricavati dalle capacità portanti/resistenze verticali darà luogo a stime dei cedimenti comprese entro i termini di riferimento limite di 5-10 mm (0,5 – 1 cm).

Si conclude che i carichi di progetto agli SLU – SLV previsti dai progettisti variano da 24 a 26 a 28 tonnellate per palo e che i pali necessari ad assorbire tali sollecitazioni dovranno essere lunghi rispettivamente 14, 15 e 16 m. Poiché le azioni di progetto agli SLE – SLD risulteranno inferiori a

quelle agli SLU – SLV è possibile affermare che i cedimenti previsti risulteranno inferiori a quelli già calcolati in condizioni di carico più gravose e pertanto compatibili con i termini di riferimento.

#### **4.3 Prova di collaudo**

Secondo la comune prassi geotecnica e le vigenti normative è necessario realizzare 1 prova di carico di collaudo (carico massimo di collaudo 1,5 volte il carico di progetto) in misura dell'un per cento del numero di pali realizzati o una prova entro i 20 pali realizzati, 2 prove entro i 50 pali realizzati. Di ciò si dovrà tener conto anche in funzione dell'installazione di un palo in più ripsettp ai 16 preventivati, per poter realizzare logisticamente la prova di collaudo che richiede almeno 3 pali allineati.

### **5. CONCLUSIONI**

Si è studiato il contesto geotecnico relativo al progetto di riqualificazione sismica di una parte di un edificio scolastico, nell'ambito dei lavori s'intendono realizzare 4 pilastri (intestati su micropali di fondazione) sui quali si scaricheranno carichi massimi agli SLU-SLV variabili da 94 a 112 t.

Per la realizzazione di una stratigrafia geotecnica di riferimento si è sia realizzata una prova penetrometrica esternamente all'edificio (dopo aver cercato inutilmente di realizzare delle indagini interne attraverso la pavimentazione arrestate verosimilmente da solette non previste) sia si è consultata la documentazione esistente che fornisce i dati di ben 11 prove penetrometriche realizzate nel circondario dalle quali si deduce: la presenza di un orizzonte a granulometria grossolana (U<sub>ltc</sub> 3) costituito da ghiaia e ciottoli in matrice limoso sabbiosa a partire mediamente da 7 m dal p.c. ed indagato al massimo fino a 10 m di profondità (rappresenta l'orizzonte dal maggior stato di addensamento, N<sub>spt</sub> medio 20-30 colpi). In superficie (U<sub>ltc</sub> 1), entro i primi 2 – 4 m si riscontrano limi sabbiosi argillosi (N<sub>spt</sub> medio 5) con lenti ciottolose (N<sub>spt</sub> medio 13) mentre in posizione intermedia (U<sub>ltc</sub> 2), tra i 2 – 4 m ed i 7 m di profondità, si trovano sabbie limose (N<sub>spt</sub> medio 10) con discontinue lenti di ghiaia e ciottoli nelle quali molte delle indagini sono andate a rifiuto.

I terreni superficiali, primi 3-4 m mostrano livelli di umidità diffusa.

A sostegno dei 4 plinti previsti sono stati ipotizzati dei micropali iniettati, il cui dimensionamento è condizionato dalla logistica dei luoghi che consente l'utilizzo di sonde da 20 tonnellate circa con diametri usuali dei pali pari a 152 mm (perforo 152 mm, armature diametro esterno 88,9 mm - spessore 8 mm).

Si è valutata così la resistenza verticale  $R_d$  di pali lunghi rispettivamente 13, 14, 15 e 16 m confrontandola con i carichi massimi di progetto previsti per ciascun palo, 24, 26, 28 tonnellate; il confronto ha sortito il seguente abbinamento carichi di progetto/lunghezza pali:

Lunghezza palo cm	Diametro perforo cm	Diametro armature cm	Capacità portante ton	Cedimento medio cm	Carico di progetto ton
1400	15,2	8,89	24,7	0,55	24
1500	15,2	8,89	26,8	0,6	26
1600	15,2	8,89	28,9	0,65	28

Dal punto di vista sismico nel territorio comunale sono attese eventuali energizzazioni a bassa intensità (accelerazione massima del suolo  $a_g < 0,05$ ), il comune è infatti iscritto in classe sismica IV, la forma della superficie topografica è classificabile come (T1) mentre la natura “sismica” dei sedimenti come (C). Nella progettazione di opere strategiche e/o rilevanti al fine di non incorrere in approfondimenti d’indagine di natura sismica di II/III livello, si suggerisce l’utilizzo di una categoria sismica dei suoli peggiorativa, vale a dire la D.

Per garantire la massima efficienza esecutiva delle opere sarà inoltre opportuno rispettare le seguenti ulteriori prescrizioni particolari:

- si consiglia di realizzare gli interventi con la massima rapidità in periodi contrassegnati da scarsi apporti idrici, al fine di evitare sia il fastidioso rammollimento dei terreni sia la presenza di filtrazioni dalle pareti e dal fondo scavo; nel primo caso sarà opportuno riparare gli scavi dall’azione delle acque meteoriche, apponendo teli impermeabili;
- nell'esecuzione degli scavi andrà previsto il sostegno dei fronti, particolarmente ove sia necessario approfondirsi oltre la profondità di 2 m soprattutto se in fregio a fondazioni di edifici esistenti, strade, ecc;
- qualora si evidenzia filtrazione di acque sulle pareti di scavo si dovrà assolutamente prevedere il sostegno degli scavi stessi, in quanto si perderebbe la relativa stabilità dei fronti stessi.
- Le considerazioni sopra effettuate derivano da indagini puntuali, nel caso si riscontri l’esistenza di condizioni litostratigrafiche difformi da quanto previsto, andrà interpellato il



consulente geologo e dovranno essere eventualmente adottati correttivi alle scelte progettuali previste.

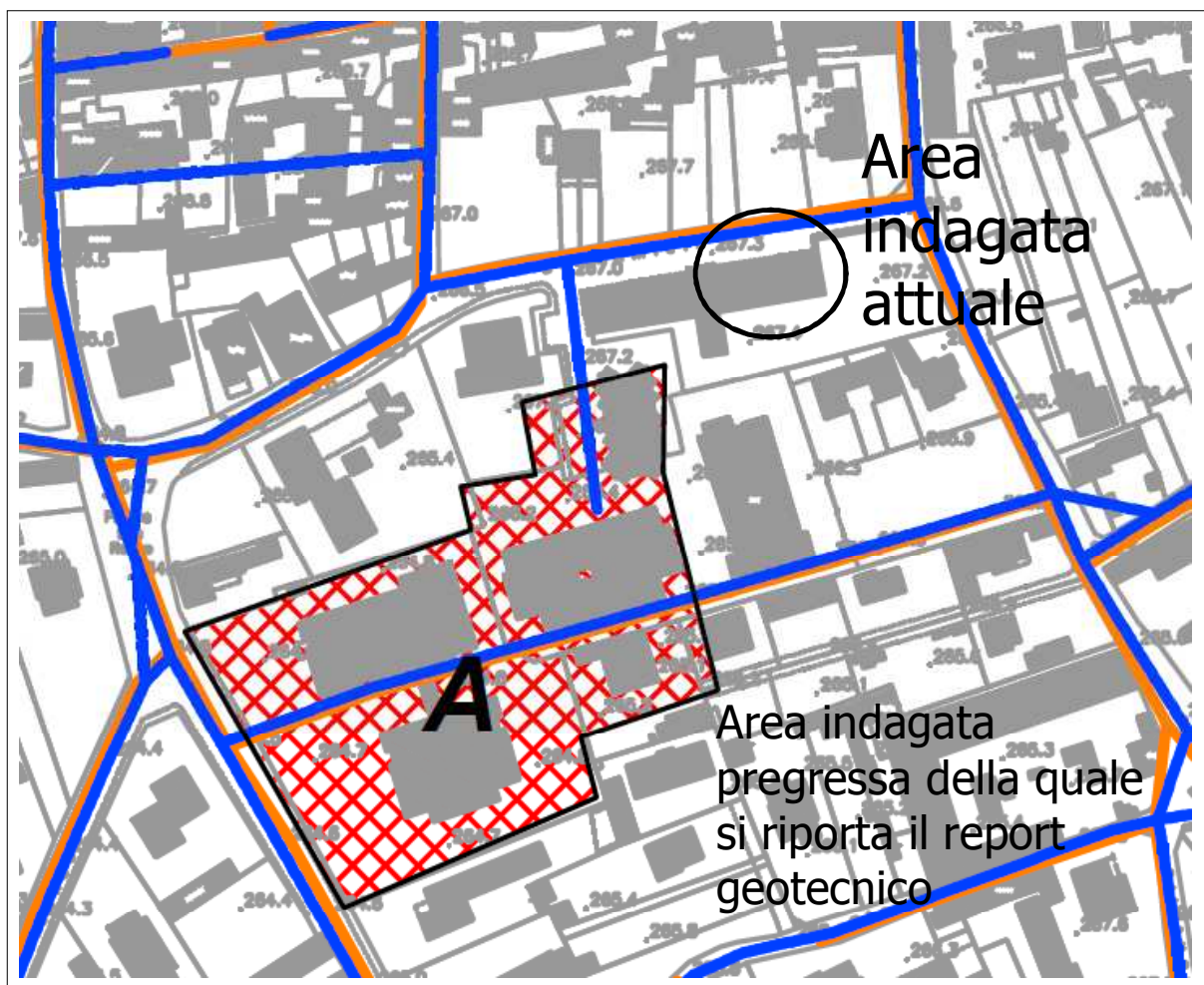
- D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete.
- Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.
- Nello scavo di pozzi e di trincee profondi piu' di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilita', anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.
- E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.

Considerando in sede progettuale quanto sopra esposto e mettendolo in pratica in fase esecutiva, si potranno considerare gl'interventi in progetto compatibili con le condizioni geologiche locali.



<p><b>2a</b></p>	<p>Area sub pianeggiante o blandamente collinare, altimetricamente rilevata, con terreni sia coesivi che granulari che presentano sempre caratteristiche geotecniche discrete, ma con possibilità di un ridotto drenaggio superficiale.</p>	<p>Favorevole con modeste limitazioni di carattere geotecnico determinate dalla presenza di terreni eterogenei (talora con difficoltà di drenaggio) che richiedono verifiche locali per il corretto dimensionamento strutturale delle opere.</p>
<p>Area di pianalto</p>		

Fattibilità geologica, fonte PGT



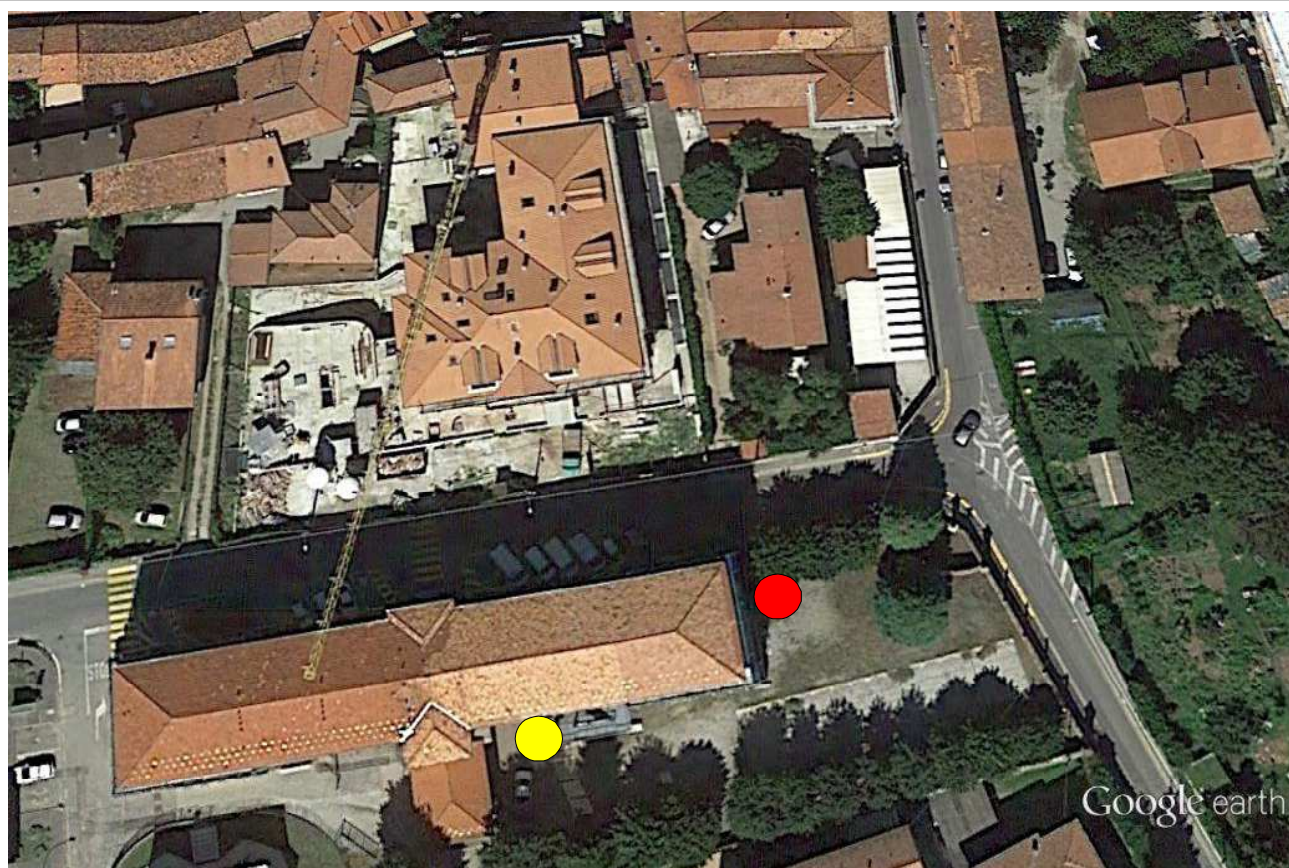
Stratigrafia: Sono stati riscontrati tre livelli sovrapposti: una coltre loessica superficiale (unità A) costituita da argille, argille limose e limi argillosi, seguita da un'unità di transizione (unità B) costituita da sabbie, sabbie limose e limi sabbiosi con ghiaia, e da un diamicton massivo (unità C) costituito da ghiaie sabbioso – limose.

Caratterizzazione geotecnica:

	Unità A	Unità B	Unità C
	0 – 4 m	4 – 6 m	> 6 m
$\gamma$ [kN/mc] (peso di volume)	19	18	20
$\phi$ [°] (angolo di attrito)	22 – 24	31 – 34	36 – 38
$D_r$ [%] (densità relativa)	-	45 – 65	85 – 100
$C'$ [kPa] (coesione efficace)	0 – 5	0	0
$V_s$ [m/s] (velocità onde di taglio)	110 – 170	205 – 260	285 – 375
$E'$ [MPa] (modulo di elasticità drenato)	2 – 4,6	19 – 28	45 – 65

Indagini geotecniche pregresse, fonte PGT



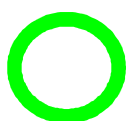
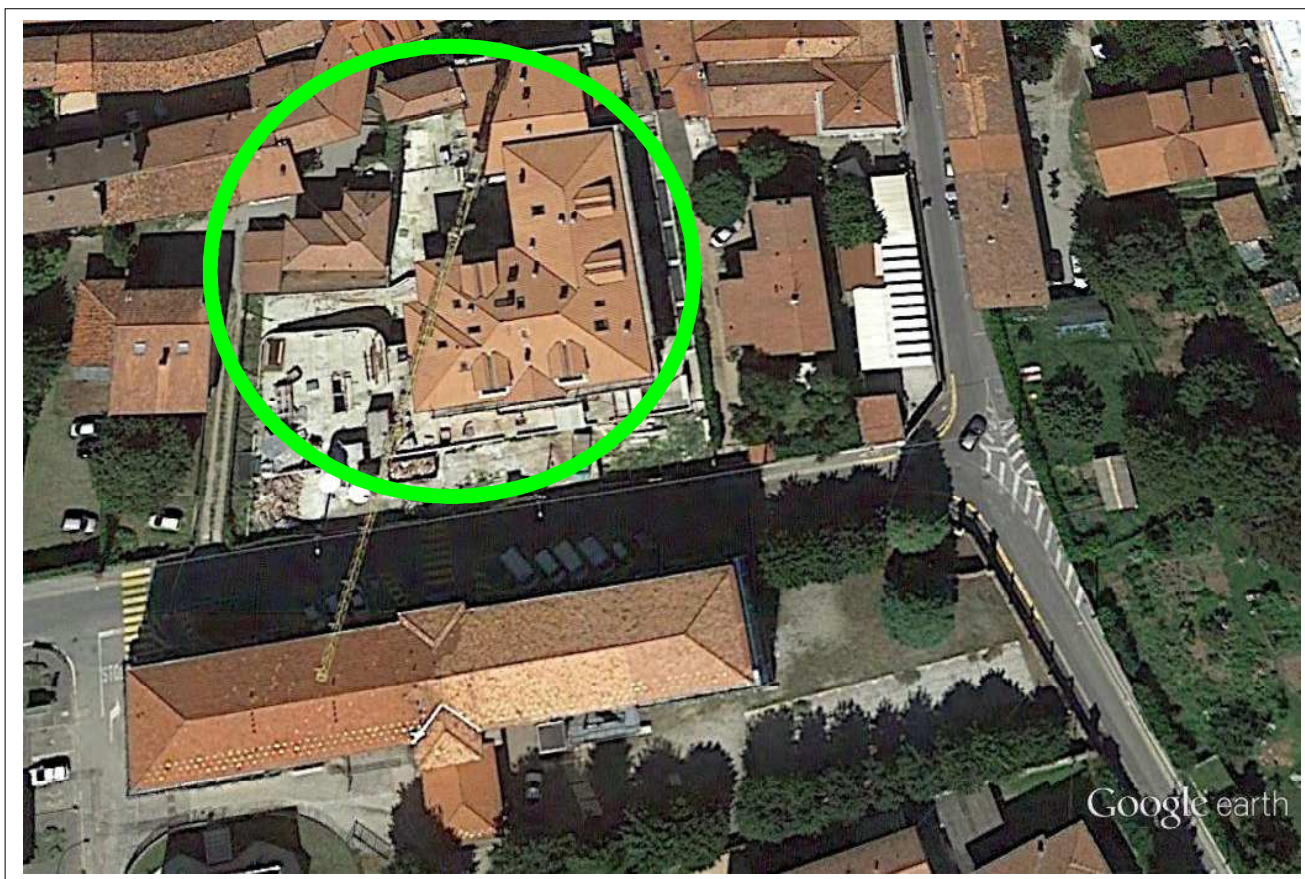


● Prova penetrometrica dinamica P1 attuale

●	Da p.c. a -2.1 m da p.c.	Limo e sabbia limosa di colore giallo ocre con ciottoli di natura granitica e granodioritica di dimensioni eterometriche (massimo 8 -10 cm) poco alterati di forma subangolare con stato di addensamento compatto. $N_{spt} = 13$
	Da -2.1 m a -5.8 m da p.c.	Sabbia a granulometria medio grossolana debolmente limosa con poca ghiaia a pezzatura media e rari ciottoli con stato di addensamento medio. $N_{spt} = 7$
	Da -5.8 m a -6.8 m da p.c.	Sabbia e ghiaia debolmente limosa con qualche ciottolo con stato di addensamento compatto. $N_{spt} = 11$
	Da -6.8 m a -7.1 m da p.c.	Ghiaia e ciottoli in matrice sabbiosa con stato di addensamento molto compatto. $N_{spt} = 25$

Indagini geotecniche pregresse, fonte PGT





#### **LITOZONA A - Tipo "Argilla soffice"**

E' caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  non superiori a 2 colpi/piede. Presente fino a circa 3,5 metri, ha un comportamento coerente.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come privo di consistenza e come tale **non adatto all'edificazione**.

#### **LITOZONA B - Tipo "Limo argilloso"**

E' caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  non superiori a 5 colpi/piede. Presente oltre i 3 metri, ha un comportamento pseudo coerente.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come moderatamente consistente.

#### **LITOZONA C - Tipo "Limo"**

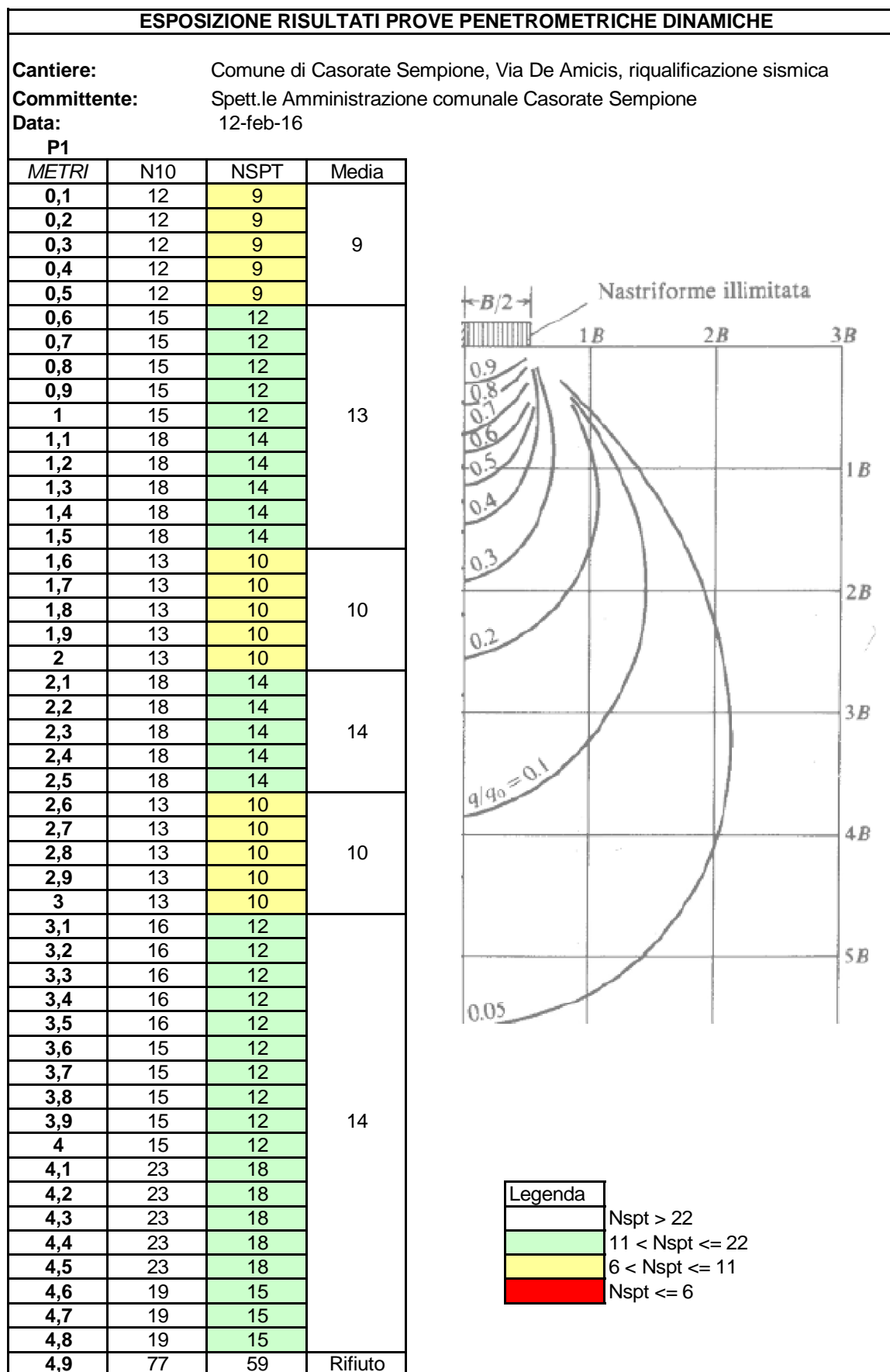
Primo livello a comportamento incoerente, con buona resistenza alla punta, è caratterizzato da valori di  $N_{SPT}$  compresi tra 5 a 10 colpi/piede.

In base alla classificazione A.G.I., possiamo definirlo come moderatamente addensato.

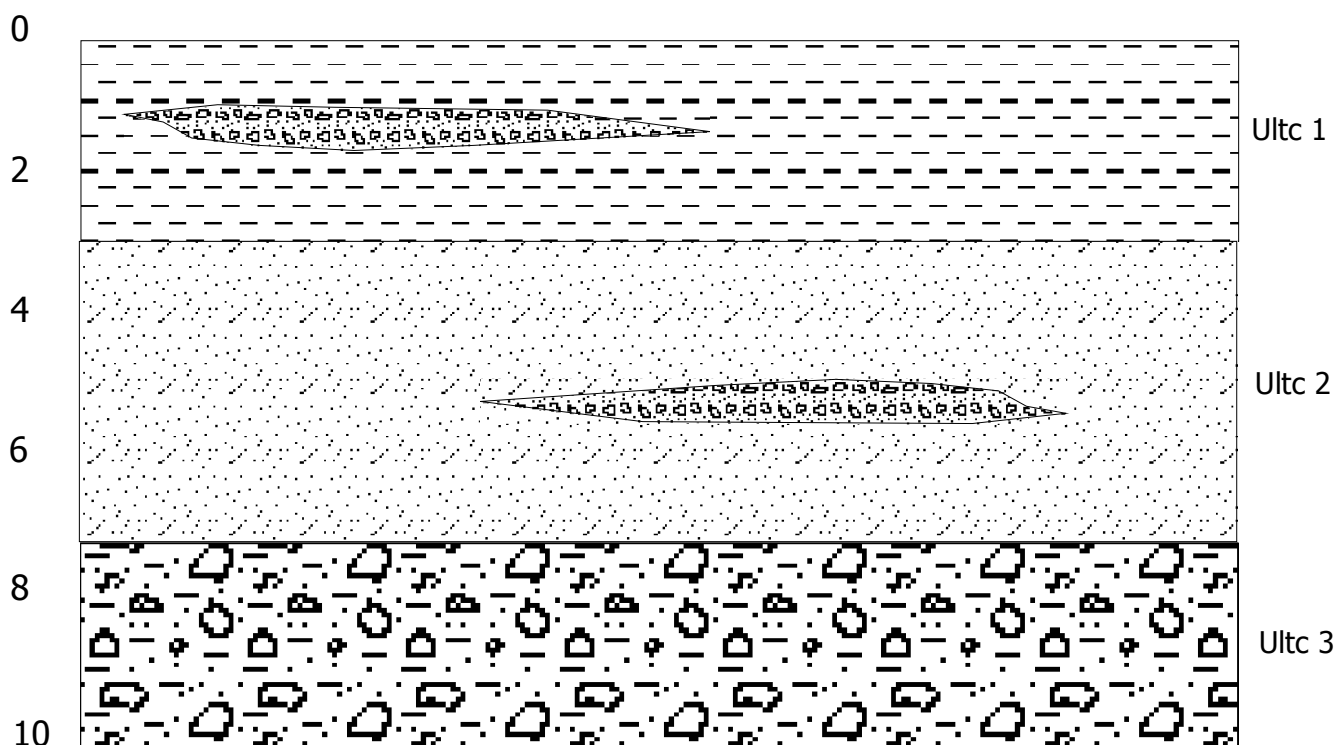
#### **LITOZONA D - Tipo "Limo sabbioso"**

In questo livello si osserva un netto incremento della maggior resistenza alla penetrazione, con buona resistenza alla punta.

Indagini geotecniche pregresse, fonte PGT



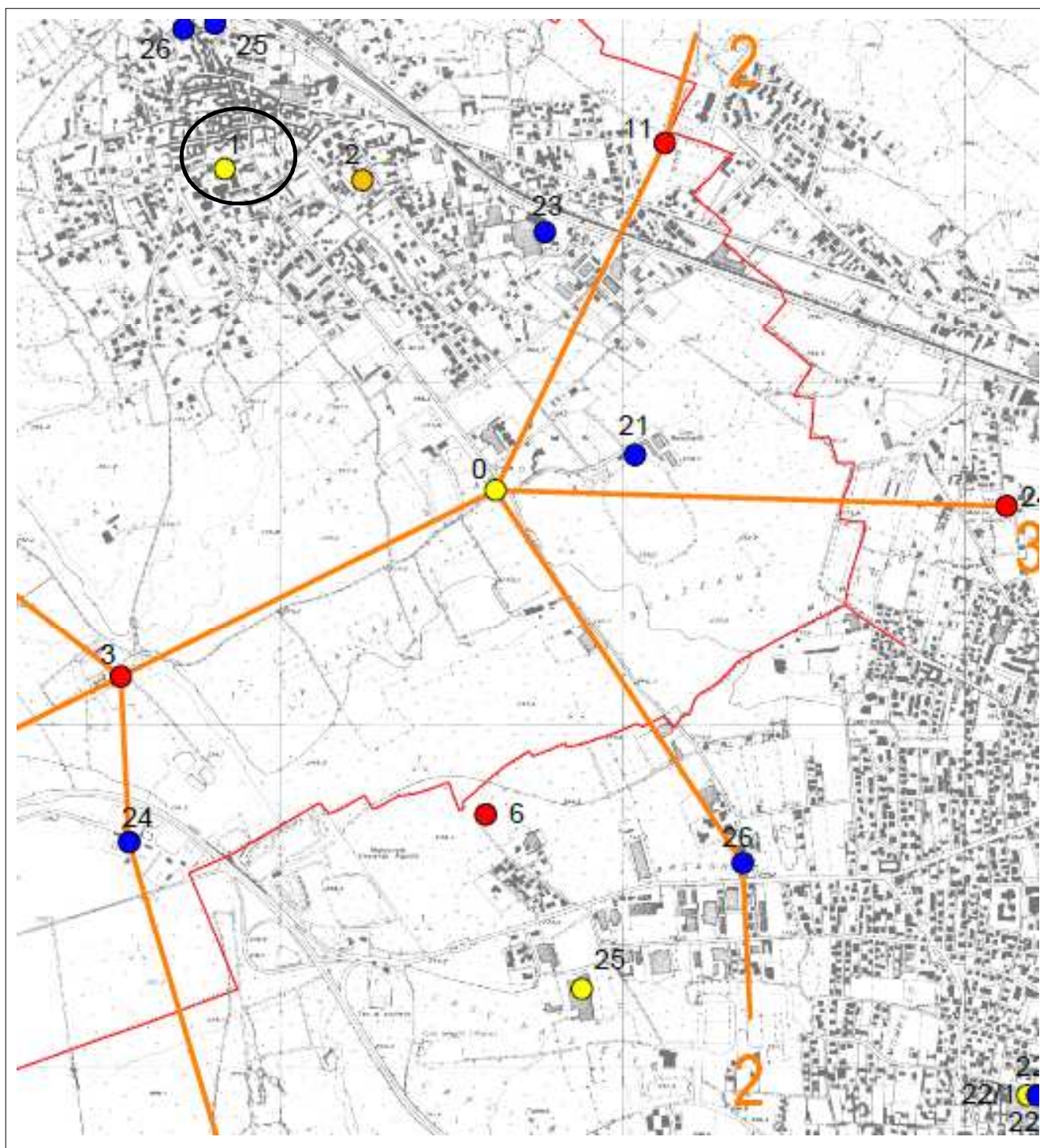
Report prove penetrometriche svolte in sito



Riassuntivo indagini: orizzonte a granulometria grossolana (Ultc 3) costituito da ghiaia e ciottoli in matrice limoso sabbiosa a partire mediamente da 7 m dal p.c. ed indagato al massimo fino a 10 m di profondità (rappresenta l'orizzonte dal maggior stato di addensamento, Nspt medio 20-25 colpi). In superficie (Ultc 1), entro i primi 2 – 4 m si riscontrano limi sabbiosi argillosi (Nspt medio 5) con lenti ciottolose (Nspt medio 13) mentre in posizione intermedia (Ultc 2), tra i 2 – 4 m ed i 7 m di profondità, si trovano sabbie limose (Nspt medio 10) con discontinue lenti di ghiaia e ciottoli nelle quali molte delle indagini sono andate a rifiuto.

Stratigrafia litotecnica media del sito





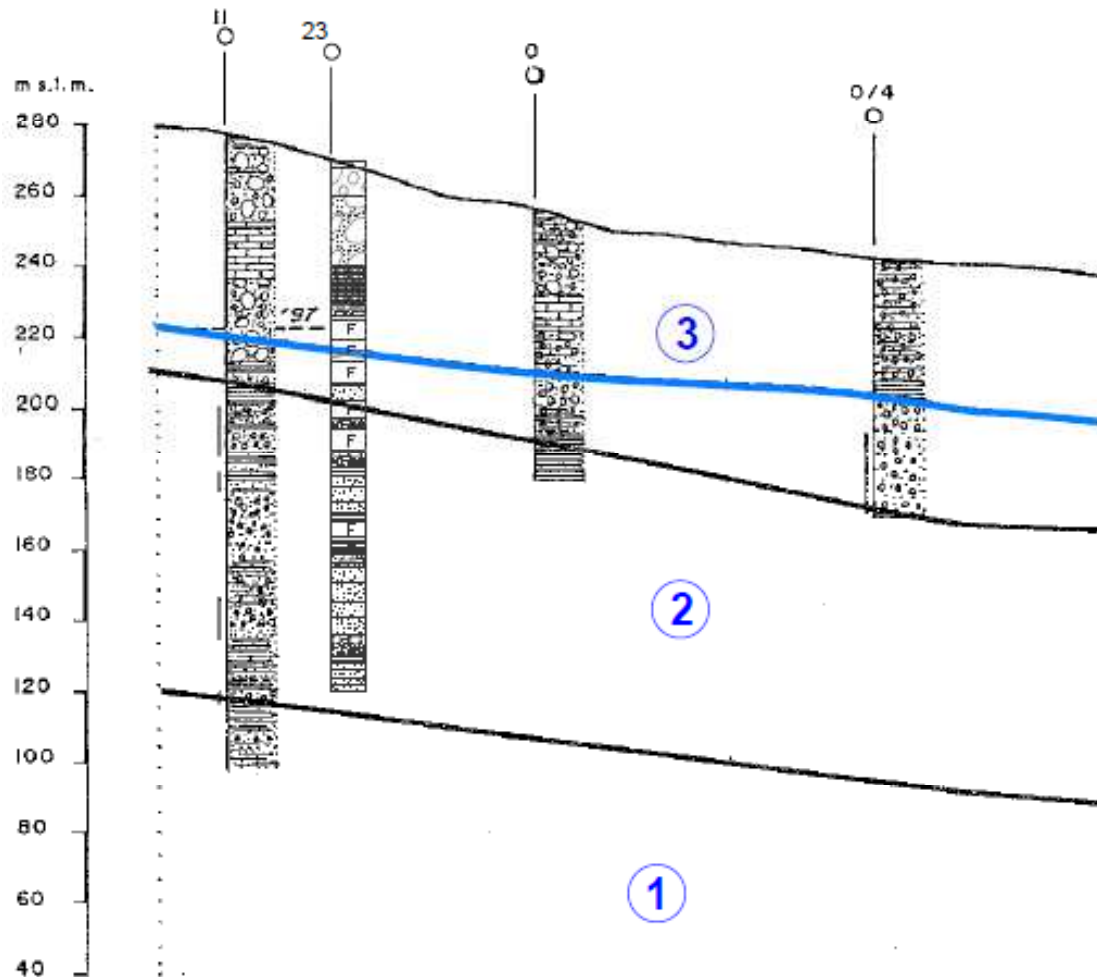
Ubicazione tracce sezioni idrogeologiche



## Sezione 2

CASORATE SEMPIONE

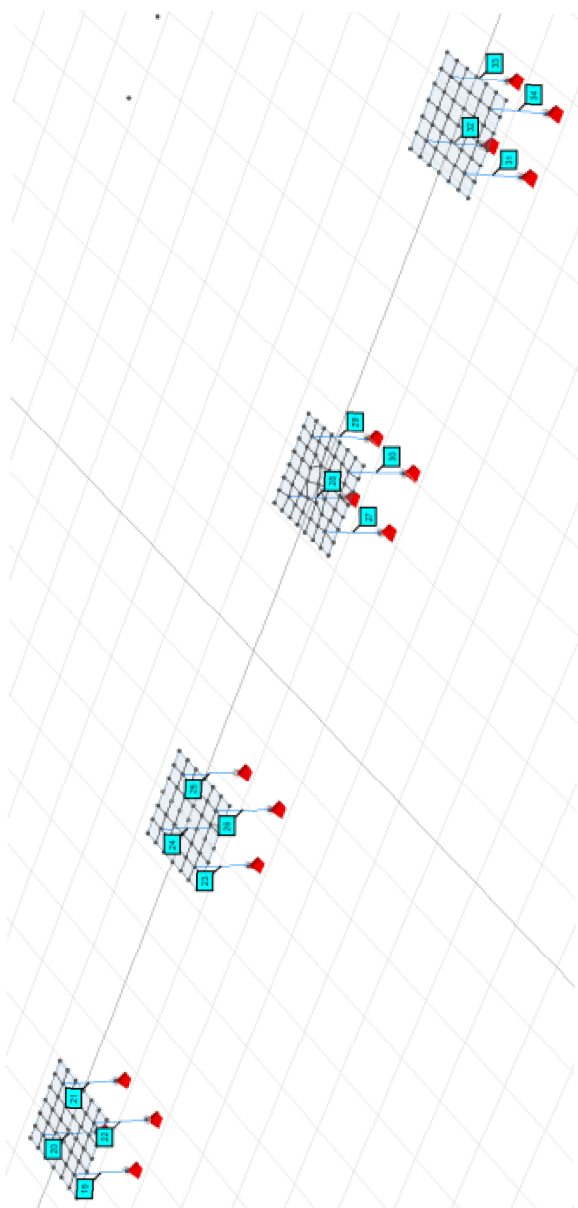
CARDANO



- ③ UNITÀ DELLE GHIAIE E SABBIE CON INTERCALAZIONI DI ARGILLE  
Sabbie e ghiaie prevalenti con locali intercalazioni argilloso-sabbiose. Acquifero di tipo libero
- ② UNITÀ ARGILLOSO-GHIAIOSA  
Argille limose con intercalazioni ghiaioso-sabbiose, con locale presenza di torbe. Acquifero di tipo confinato di interesse idropotabile captato da numerosi pozzi pubblici del territorio.
- ① UNITÀ DELLE ARGILLE PREVALENTI  
Argille, sabbie argillose e limi con rare intercalazioni ghiaioso-sabbiose di scarso interesse acquifero. Locale presenza di acquiferi di tipo confinato.

Sezione idrogeologica 2, fonte PGT

**9 Sollecitazioni micropali** (con riferimento alla tema locale) – **combinazione: SLV** involupato a SLU / forze



Asta	Assiale max [kN]	Ascissa [m]	Assiale min [kN]	Ascissa [m]	Taglio y max [kN]	Ascissa [m]	Taglio y min [kN]	Ascissa [m]	Taglio z max [kN]	Ascissa [m]	Taglio z min [kN]	Ascissa [m]
19	-129	1,00	-258	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
20	-129	1,00	-258	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
21	-142	1,00	-279	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
22	-142	1,00	-279	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
23	-128	1,00	-260	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
24	-128	1,00	-260	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
25	-141	1,00	-281	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
26	-141	1,00	-281	0,00	4	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
27	-130	1,00	-259	0,00	3	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
28	-130	1,00	-259	0,00	4	0,00	-3	0,00	2	0,00	-3	0,00
29	-143	1,00	-280	0,00	4	0,00	-3	0,00	2	0,00	-3	0,00
30	-143	1,00	-280	0,00	3	0,00	-4	0,00	2	0,00	-3	0,00
31	-119	1,00	-235	0,00	3	0,00	-3	0,00	4	0,00	-2	0,00
32	-119	1,00	-235	0,00	3	0,00	-3	0,00	4	0,00	-2	0,00
33	-119	1,00	-235	0,00	3	0,00	-3	0,00	4	0,00	-2	0,00
34	-119	1,00	-235	0,00	3	0,00	-3	0,00	4	0,00	-2	0,00

Azioni scaricate sui plinti/pali

Resistenza verticale micropalo  
diametro perforo 0,152 m  
lunghezza 13 m

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE				
Calcolo capacità portante Micropalo secondo Bustamante - Doix 1985				
<b>Cantiere</b>	Comune di Casorate Sempione, Via De Amicis, riqualificazione sismica			
<b>Data</b>	26/10/2016			
<b>Committenza</b>	Spett.le Amministrazione Comunale Casorate Sempione			
Capacità portante laterale	Qlim =	P + S	P = 0,15 x S o trascurata S = Ds x Ls x s	
Calcolo S				
1°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,20	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	7	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	12	t/mq
	Ds = Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,3	
	Cap portante laterale limite primo tratto	Qlim	16,6	t
2°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,21	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	6	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	17	t/mq
	Ds = Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,4	
	Cap portante laterale limite secondo tratto	Qlim	21,71	t
Cap portante laterale limite totale		Qlim	38,3	t
Fattore sicurezza		Fs	1	
<b>Cap portante laterale totale ammissibile</b>		<b>Qamm</b>	<b>38,3</b>	<b>t</b>
Capacità portante punta	Valore pari al 15% della capacità portante laterale			
	<b>Cap portante punta ammissibile</b>		<b>Qamm</b>	<b>5,7</b> t
	<b>Cap portante totale ammissibile nominale</b>		<b>Qamm</b>	<b>44,0</b> t
Portata caratteristica		25,9	t	<b>Portata di progetto</b> <b>22,5</b> t

Resistenza verticale micropalo  
diametro perforo 0,152 m  
lunghezza 14 m

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE				
Calcolo capacità portante Micropalo secondo Bustamante - Doix 1985				
Cantiere	Comune di Casorate Sempione, Via De Amicis, riqualificazione sismica			
Data	26/10/2016			
Committenza	Spett.le Amministrazione Comunale Casorate Sempione			
Capacità portante laterale	Qlim =	P + S	P = 0,15 x S o trascurata S= Ds x Ls x s	
Calcolo S				
1°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,20	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	7	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	12	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,3	
	Cap portante laterale limite primo tratto	Qlim	16,6	t
2°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,21	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	7	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	17	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,4	
	Cap portante laterale limite secondo tratto	Qlim	25,32	t
Cap portante laterale limite totale		Qlim	41,9	t
Fattore sicurezza		Fs	1	
Cap portante laterale totale ammissibile		Qamm	41,9	t
Capacità portante punta	Valore pari al 15% della capacità portante laterale			
Cap portante punta ammissibile		Qamm	6,3	t
Cap portante totale ammissibile nominale		Qamm	48,2	t
Portata caratteristica	28,4	t	Portata di progetto	24,7 t

Resistenza verticale micropalo  
diametro perforo 0,152 m  
lunghezza 15 m

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE				
Calcolo capacità portante Micropalo secondo Bustamante - Doix 1985				
<b>Cantiere</b>	Comune di Casorate Sempione, Via De Amicis, riqualificazione sismica			
<b>Data</b>	26/10/2016			
<b>Committenza</b>	Spett.le Amministrazione Comunale Casorate Sempione			
Capacità portante laterale	Qlim =	P + S	P = 0,15 x S o trascurata S = Ds x Ls x s	
Calcolo S				
1°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,20	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	7	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	12	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,3	
	Cap portante laterale limite primo tratto	Qlim	16,6	t
2°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,21	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	8	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	17	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,4	
	Cap portante laterale limite secondo tratto	Qlim	28,94	t
Cap portante laterale limite totale		Qlim	45,5	t
Fattore sicurezza		Fs	1	
<b>Cap portante laterale totale ammissibile</b>		<b>Qamm</b>	<b>45,5</b>	<b>t</b>
Capacità portante punta	Valore pari al 15% della capacità portante laterale			
	<b>Cap portante punta ammissibile</b>		<b>Qamm</b>	<b>6,8</b> t
	<b>Cap portante totale ammissibile nominale</b>		<b>Qamm</b>	<b>52,4</b> t
Portata caratteristica		30,8	t	<b>Portata di progetto</b> <b>26,8</b> t

Resistenza verticale micropalo  
diametro perforo 0,152 m  
lunghezza 16 m

CALCOLO CAPACITA' PORTANTE				
Calcolo capacità portante Micropalo secondo Bustamante - Doix 1985				
Cantiere	Comune di Casorate Sempione, Via De Amicis, riqualificazione sismica			
Data	26/10/2016			
Committenza	Spett.le Amministrazione Comunale Casorate Sempione			
Capacità portante laterale	Qlim =	P + S	P = 0,15 x S o trascurata S= Ds x Ls x s	
Calcolo S				
1°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,20	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	7	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	12	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,3	
	Cap portante laterale limite primo tratto	Qlim	16,6	t
2°  t r a t t o	Diametro efficace	Ds	0,21	m
	Tratto micropalo connesso terreno o lunghezza bulbo	Ls	8	m
	Tensione attrito laterale interfaccia palo terreno (tabella)	s	17	t/mq
	Ds= Dd x alfa			
	Diametro perforo	Dd	0,152	m
	Parametro migliorativo (da tabella)	alfa	1,4	
	Cap portante laterale limite secondo tratto	Qlim	28,94	t
Cap portante laterale limite totale		Qlim	45,5	t
Fattore sicurezza		Fs	1	
Cap portante laterale totale ammissibile		Qamm	45,5	t
Capacità portante punta	Valore pari al 15% della capacità portante laterale			
Cap portante punta ammissibile		Qamm	6,8	t
Cap portante totale ammissibile nominale		Qamm	52,4	t
Portata caratteristica	30,8	t	Portata di progetto	26,8 t

## PERICOLOSITÀ DEL SITO

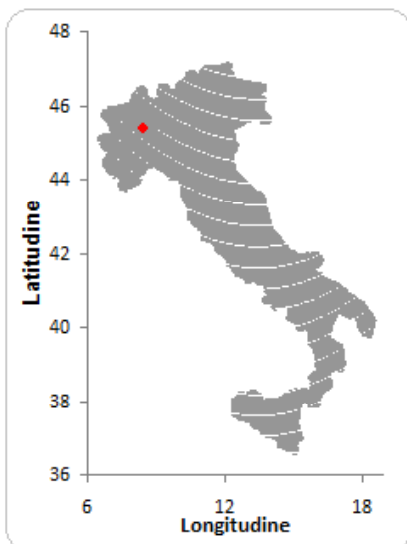
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

☒ Ricerca per coordinate

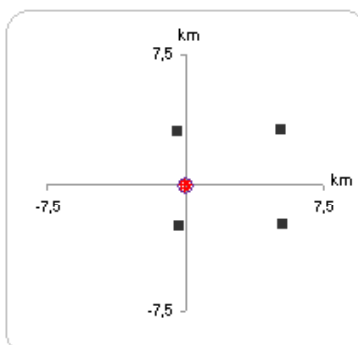
Longitudine: 8,44270

☐ Ricerca per comune

Latitudine: 45,40180



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2

Intepolazione  
corretta

Categoria del sottosuolo:

C

Categoria topografica:

T1

Stato limite considerato:

SLV

Vita nominale ( $V_N$ ):

50

Classe d'uso (cu):

III

Amplificazione stratigrafica:

$S_s = 1,50$

$C_c = 1,59$

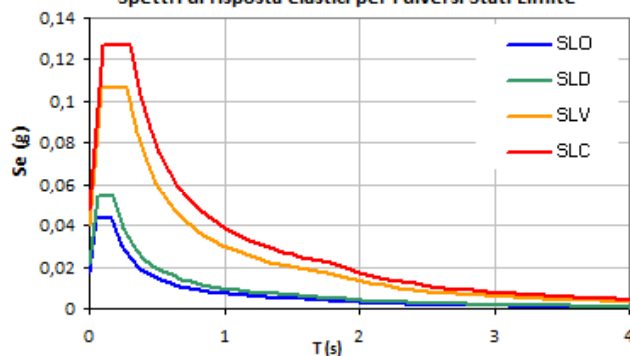
$S_T = 1,00$

$\beta_s = 0,20$

$a_{max} = 0,0579$

	Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	45	0,0172	2,5049	0,1691
	SLD	75	0,0211	2,5537	0,1809
SLU	SLV	712	0,0402	2,6465	0,2826
	SLC	1462	0,0471	2,6974	0,3067

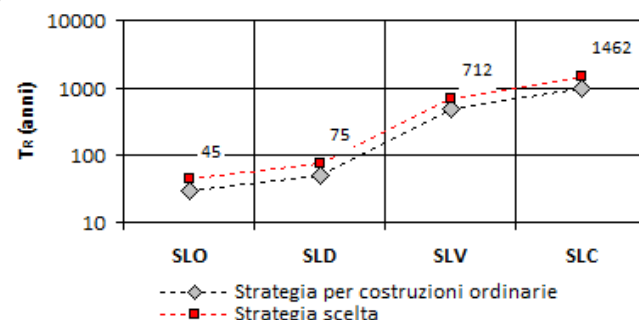
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Coefficienti sismici:

$k_h = 0,0116$  (orizzontale)

$k_v = 0,0058$  (verticale)



Pericolosità sismica sito SLV

## PERICOLOSITÀ DEL SITO

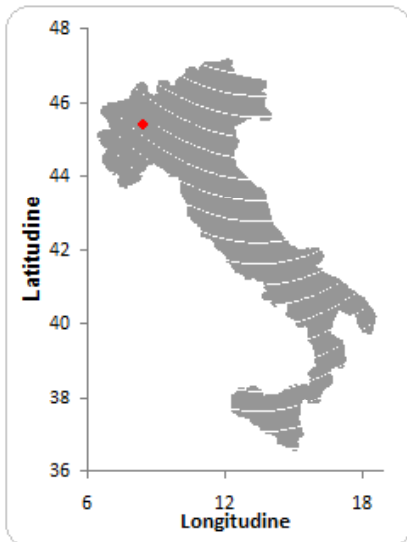
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

☒ Ricerca per coordinate

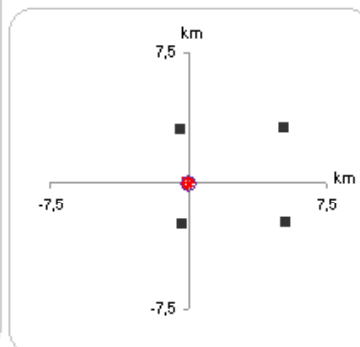
Longitudine: 8,44270

☐ Ricerca per comune

Latitudine: 45,40180



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2

Intepolazione  
corretta

Categoria del sottosuolo:

C

Categoria topografica:

T1

Stato limite considerato:

SLD

Vita nominale ( $V_N$ ):

50

Classe d'uso (cu):

III

Amplificazione stratigrafica:

$S_s = 1,50$

$C_c = 1,85$

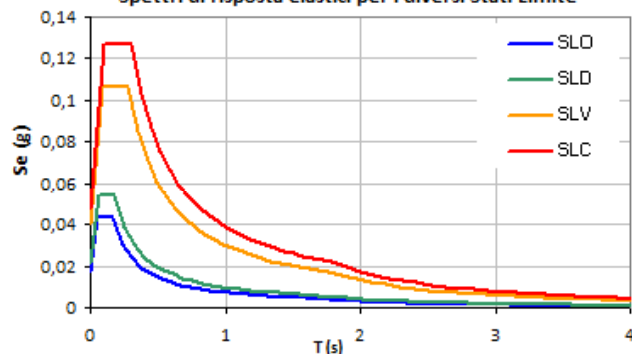
$S_T = 1,00$

$\beta_s = 0,20$

$a_{max} = 0,0304$

	Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	45	0,0172	2,5049	0,1691
	SLD	75	0,0211	2,5537	0,1809
SLU	SLV	712	0,0402	2,6465	0,2826
	SLC	1462	0,0471	2,6974	0,3067

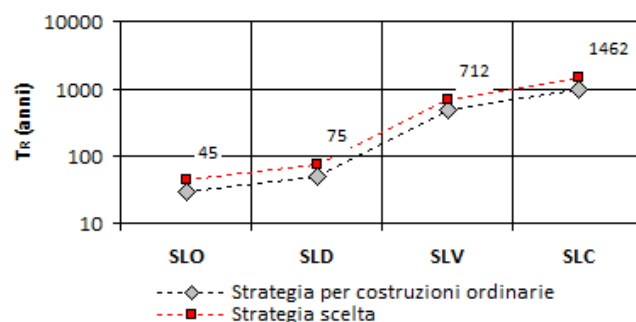
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Coefficienti sismici:

$k_h = 0,0061$  (orizzontale)

$k_v = 0,0030$  (verticale)



Pericolosità sismica sito SLD



## PERICOLOSITÀ DEL SITO

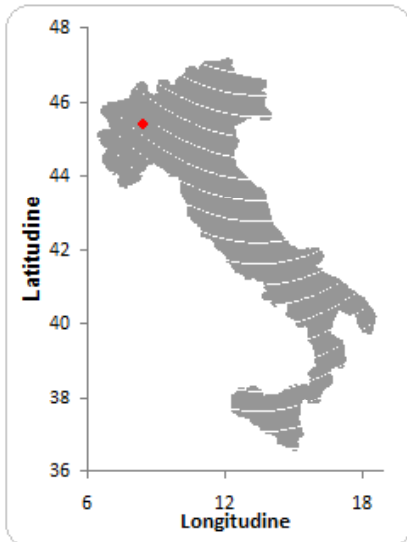
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

☒ Ricerca per coordinate

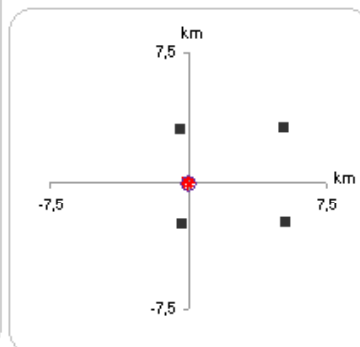
Longitudine: 8,44270

☐ Ricerca per comune

Latitudine: 45,40180



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2

Intepolazione  
corretta

Categoria del sottosuolo:

D

Categoria topografica:

T1

Stato limite considerato:

SLV

Vita nominale ( $V_N$ ):

50

Classe d'uso (cu):

III

Amplificazione stratigrafica:

$S_s = 1,80$

$C_c = 2,35$

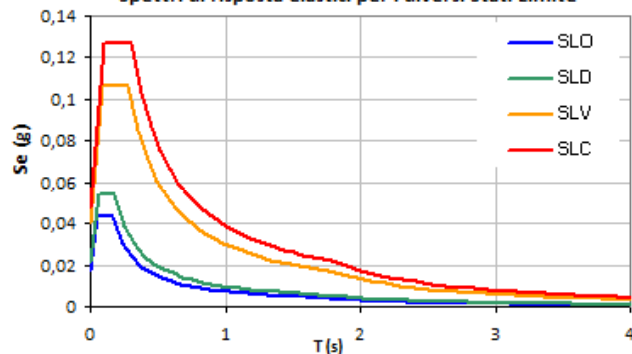
$S_T = 1,00$

$\beta_s = 0,20$

$a_{max} = 0,0579$

	Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_C^*$ [s]
SLE	SLO	45	0,0172	2,5049	0,1691
	SLD	75	0,0211	2,5537	0,1809
SLU	SLV	712	0,0402	2,6465	0,2826
	SLC	1462	0,0471	2,6974	0,3067

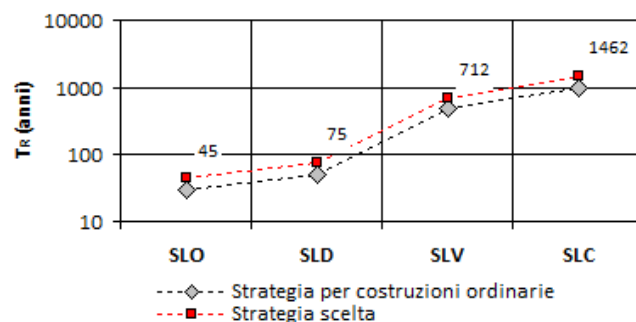
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Coefficienti sismici:

$k_h = 0,0116$  (orizzontale)

$k_v = 0,0058$  (verticale)



Pericolosità sismica SLV suolo D

## PERICOLOSITÀ DEL SITO

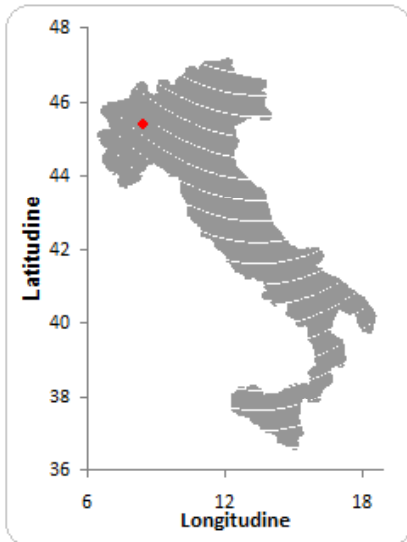
Norme Tecniche per le Costruzioni - 2008

☒ Ricerca per coordinate

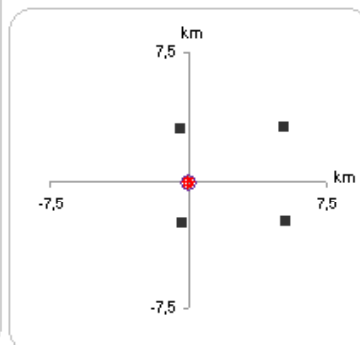
Longitudine: 8,44270

☐ Ricerca per comune

Latitudine: 45,40180



Reticolo di riferimento



Interpolazione:

superficie rigata

Controllo interpolazione:

2

Intepolazione  
corretta

Categoria del sottosuolo:

D

Categoria topografica:

T1

Stato limite considerato:

SLD

Vita nominale ( $V_N$ ):

50

Classe d'uso (cu):

III

Amplificazione stratigrafica:

$S_s = 1,80$

$C_c = 2,94$

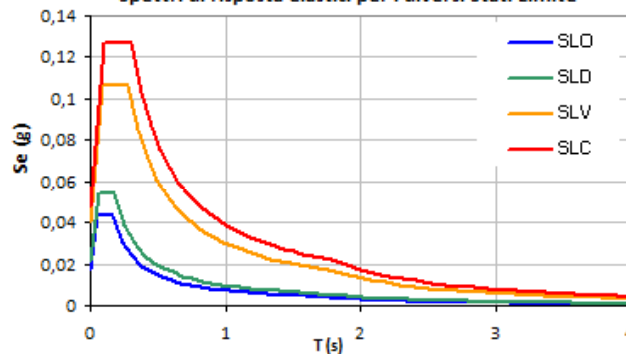
$S_T = 1,00$

$\beta_s = 0,20$

$a_{max} = 0,0304$

	Stato Limite	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLE	SLO	45	0,0172	2,5049	0,1691
	SLD	75	0,0211	2,5537	0,1809
SLU	SLV	712	0,0402	2,6465	0,2826
	SLC	1462	0,0471	2,6974	0,3067

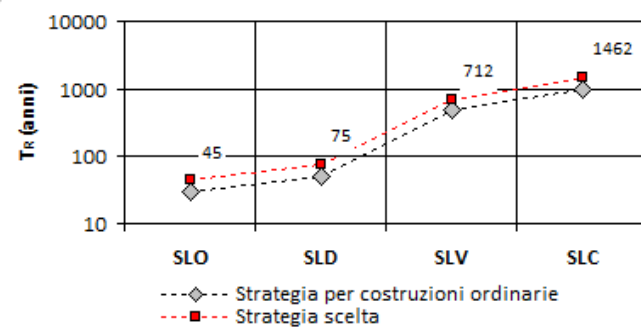
Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite



Coefficienti sismici:

$k_h = 0,0061$  (orizzontale)

$k_v = 0,0030$  (verticale)



Pericolosità sismica SLD suolo D

