

**Provincia di Vicenza
Comune di Zugliano**



**Progetto ESECUTIVO 1° STRALCIO
PALESTRA SCUOLA ELEMENTARE DI ZUGLIANO**

Relazione Geologica e parametrizzazione Geotecnica dei terreni

1° Stralcio

**Progetto
Architettonico e Coordinamento
Architetto Carlo Caretta**

06 Dicembre 2016

REGIONE DEL VENETO

PROVINCIA DI VICENZA

COMUNE DI ZUGLIANO

PROGETTO:

PALESTRA SCUOLA ELEMENTARE DI ZUGLIANO

PROGETTO DEFINITIVO

Progetto architettonico e coordinamento Architetto Carlo Caretta

Ubicazione dell'intervento:

VIA MARCONI

**RELAZIONE GEOLOGICA E PARAMETRIZZAZIONE
GEOTECNICA DEI TERRENI**

(D.M. 11.03.1988 - D.M. 14.01.2008)

COMMITTENTE:

AMMINISTRAZIONE COMUNALE DI ZUGLIANO

DATA:

NOVEMBRE 2015

CODICE ELABORATO:

ZGL-CMN-PLS

POSIZIONE ARCHIVIO:

REL-15

DR. GEOL. ANDREA MASSAGRANDE

Via Matteotti 31/A - 36010 Chiappano (VI) - Tel. e Fax: 0445/893216 - E-mail: andgrande@tiscalinet.it

Sommario

1.	Premessa	2
2.	Inquadramento geologico-territoriale dell'area	5
3.	Campagna di indagini geognostiche	9
4.	Scavi geognostici.....	12
5.	Indagine penetrometrica	14
6.	Modello geologico e geotecnico.....	20
7.	Indagine sismica MASW, MFA-HS ed H/V.....	22
7.1.	Indagine sismica MASW	23
7.2.	Indagine sismica MFA-HS.....	26
7.3.	Indagine sismica (rapporto spettrale) H/V	28
8.	Strutture di fondazione.....	31
9.	Considerazioni conclusive	40

Allegati a fine testo

- Planimetria alla scala 1:250 con l'ubicazione delle prove in sito
- Specifiche tecniche del penetrometro dinamico DPSH utilizzato
- Tabelle e diagrammi penetrometrici dinamici
- Tabelle e diagrammi prova penetrometrica statica CPT1
- Report prove di laboratorio geotecnico (*GEODATA sas*)
- Documentazione fotografica

Le indagini in sito e le valutazioni dei parametri geologici e geotecnici sono state effettuate in ottemperanza a quanto disposto dal **D.M. 11.03.1988** *“Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*, nonché dalla successiva **Circ. Min. LL.PP. 24.09.1988 n. 30483** contenente le relative istruzioni per l'applicazione, peraltro ribadite dalla **Circolare del Presidente della Giunta Regionale n. 9 del 5 aprile 2000**, relativa agli *“Indirizzi in materia di prescrizioni tecniche da osservare per la realizzazione di opere pubbliche e private. Obblighi derivanti dalla L. 2 Febbraio 1974, n. 64 e dal D.M. 11 Marzo 1988”*, e dalle *“Norme tecniche per le costruzioni”* **D.M.14.01.2008**.

L'osservanza delle prescrizioni normative è fondamentale per garantire la sicurezza e la funzionalità del complesso opera-terreno, ed assicurare nel contempo la stabilità del territorio dal punto di vista geologico e geomorfologico. Dal punto di vista generale le scelte progettuali, i calcoli e le verifiche non possono quindi prescindere dalla caratterizzazione geologica e geotecnica del sottosuolo, che deve essere indagato mediante rilievi in sito. L'ampiezza dell'indagine deve estendersi in un intorno significativo e deve comprendere la porzione di sottosuolo direttamente influenzata dalle opere in progetto (volume significativo dell'indagine); deve essere inoltre proporzionata alle dimensioni, alla tipologia ed all'impatto dell'opera sul territorio, nonché alla complessità geologica del sottosuolo stesso.

Il presente studio si propone quindi di valutare le possibili interazioni tra i proposti interventi di progetto e l'ambiente geologico nel suo insieme, ed in particolare di:

- verificare la situazione geologica generale dell'area,
- ricostruire l'assetto litologico-stratigrafico ed idrogeologico del sottosuolo,
- determinare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione,
- analizzare le problematiche geologico-tecniche del sito in esame,
- analizzare le condizioni territoriali in prospettiva sismica determinando il profilo verticale di velocità delle onde di taglio (Vs) dal quale si ricava il parametro Vs30 e la categoria di sottosuolo richiesti dalle NTC/2008 e valutando il rapporto spettrale H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSr) per identificare eventuali risonanze di sito,
- fornire al Progettista i parametri geologico-tecnici necessari per il dimensionamento dei manufatti e delle strutture fondazionali.

Dal punto di vista metodologico, lo studio è stato articolato come di seguito esposto:

- 1. analisi degli elaborati tecnici progettuali;**
- 2. acquisizione ed esame critico della bibliografia esistente;**
- 3. analisi della situazione geologica locale;**
- 4. esecuzione di n. 6 scavi geognostici per la ricostruzione dell'assetto litologico-stratigrafico superficiale del sottosuolo;**
- 5. esecuzione di una serie di misure dirette di resistenza a compressione e taglio mediante strumentazione tascabile (penetrometro-scissometro) condotte entro lo scavo geognostico T2 nei livelli superficiali a prevalente frazione fine;**
- 6. prelievo di n. 1 campione (C1) appartenente ai terreni di copertura (alla profondità di 1,50 m dal p.c. locale) dallo scavo geognostico T2 e consegna al laboratorio *GEODATA sas* per l'esecuzione di prove di classificazione e caratterizzazione geotecnica;**
- 7. esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e di n. 1 prova penetrometrica statica (CPT) per la parametrizzazione fisico-meccanica dei terreni indagati;**
- 8. installazione di n. 1 canna piezometrica per il monitoraggio della circolazione idrica sotterranea accertata entro le profondità indagate;**
- 9. esecuzione di una prospezione sismica con le metodologie MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves), MFA-HS (Multiple Filter Analysis - Holisurface) ed H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR) per la definizione del profilo di velocità delle onde di taglio (V_s), del parametro V_{s30} e della categoria di sottosuolo e identificare eventuali risonanze di sito, in accordo con le NTC/2008;**
- 10. rilievo plano-altimetrico delle postazioni di prova;**
- 11. elaborazione e interpretazione dei dati sperimentali;**
- 12. sintesi ed indicazioni geologico-tecniche per le opere di progetto.**

Per la stesura della presente relazione tecnica, oltre ai dati sperimentali e alle osservazioni derivanti dai rilevamenti e dalle prove in sito effettuate nel mese di settembre 2015, sono stati utilizzati riferimenti di archivio e bibliografici.

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-TERRITORIALE DELL'AREA

L'ambito territoriale oggetto dell'indagine è ubicato in Via Marconi, nel Comune di Zugliano, in adiacenza agli edifici scolastici; l'areale in cui si inserisce l'opera di progetto presenta le caratteristiche di una zona residenziale, in cui aree verdi si alternano ad edifici e strade.

Dal punto di vista fisiografico l'area di studio si colloca ai piedi delle colline subalpine; esse presentano estensione di pochi km² e sono isolate nell'ambito dell'alta pianura vicentina; dal punto di vista stratigrafico sono costituite da vulcaniti e rocce vulcanoclastiche di età oligocenica (rif. β nello stralcio della carta geologica - fig. 3), sulle quali si estende, in parte, un sottile spessore di calcareniti e marne del Miocene (rif. *mi* nello stralcio della carta geologica - fig. 3). Tali dorsali collinari, viste dall'alta pianura, si presentano come serie di bassi crinali allungati, sullo sfondo delle imponenti scarpate del rilievo prealpino. Dal punto di vista morfostrutturale tali colline corrispondono in genere a dorsali monoclinali, scolpite nella successione delle formazioni di età cenozoica, immergenti verso la pianura.

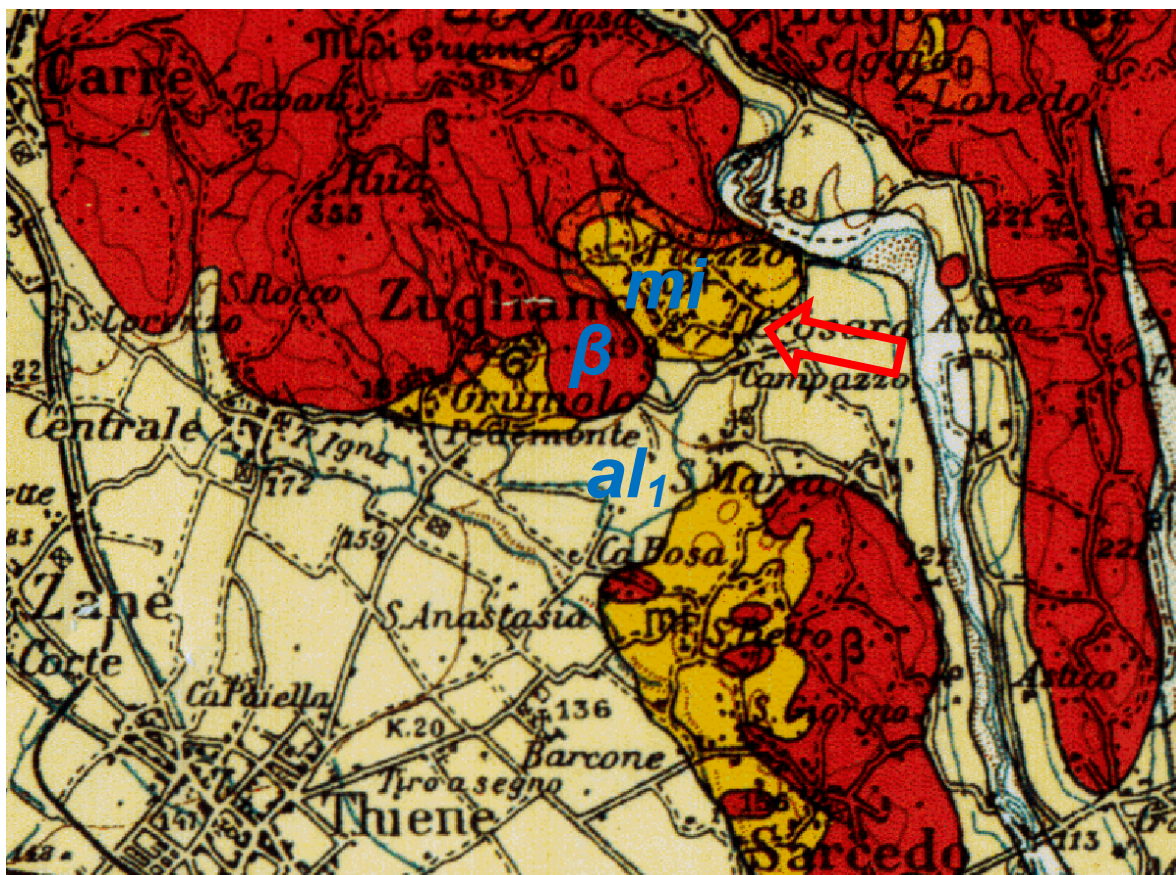


Fig. 3: Stralcio della carta geologica (Foglio 37 Bassano del Grappa)

L'impronta geomorfologica di questo settore dell'alta pianura vicentina, ed in particolare l'isolamento del suddetto complesso di colline rispetto alle vicine colline subalpine che contornano i piedi della grande scarpata meridionale dell'Altopiano dei Sette Comuni, è connessa all'azione modellatrice del Torrente Astico che attualmente scorre ad est delle stesse. Tuttavia in passato l'Astico ha allargato il solco a nord delle colline e le ha aggirate sul lato ovest attraversandone il settore nord occidentale, come testimonia la depressione meandriforme incastrata nelle colline stesse, sopraelevata di alcuni metri rispetto alla pianura attuale. Ciò in conseguenza dell'azione morfodinamica erosiva alternata all'azione di deposito del trasporto solido, che il torrente ha operato nel tempo.

Il sito in esame si inserisce in una zona pedecollinare debolmente inclinata verso sud. Sulla base del rilievo plano-altimetrico delle postazioni di prova, si evince che il piano campagna naturale degrada con pendenze medie di circa il 2% e, conseguentemente, acclività medie di circa 1,2°; le quote del p.c. locale sono di circa 154 metri s.l.m.

Il primo sottosuolo dell'area in cui si inserisce l'opera di progetto, presenta una dominante componente argillosa e limosa; tale evidenza è confermata dai risultati dei rilievi e delle indagini condotte in sito. Si tratta di terreni coesivi di colore prevalentemente marrone e rossastro, derivanti dall'alterazione dei substrati (formazioni vulcanitiche costituite da tufi e basalti) oligocenici, di origine eluviale e, subordinatamente, colluviale.

Si segnala che nel settore più a sud dell'ambito di intervento, sono stati intercettati depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi che vanno rastremandosi verso il piede dei rilievi collinari posti a nord (rif. *a/*, nello stralcio della carta geologica - fig. 3).

Con riferimento all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea in corrispondenza del settore più a nord dell'ambito di intervento, a profondità variabili tra circa 2 e 5 m dal p.c. locale, come dettagliato nel seguito.

Con riferimento all'ambito di intervento, dall'analisi della documentazione geologico-tecnica di supporto ai vigenti strumenti urbanistici (PATI, PAI) non si rilevano situazioni riconducibili a fenomeni di dissesto geologico e idraulico in atto (figg. 4, 5 e 6: estratti della Carta delle Fragilità PATI e della Carta della Pericolosità Idraulica e Geologica PAI).

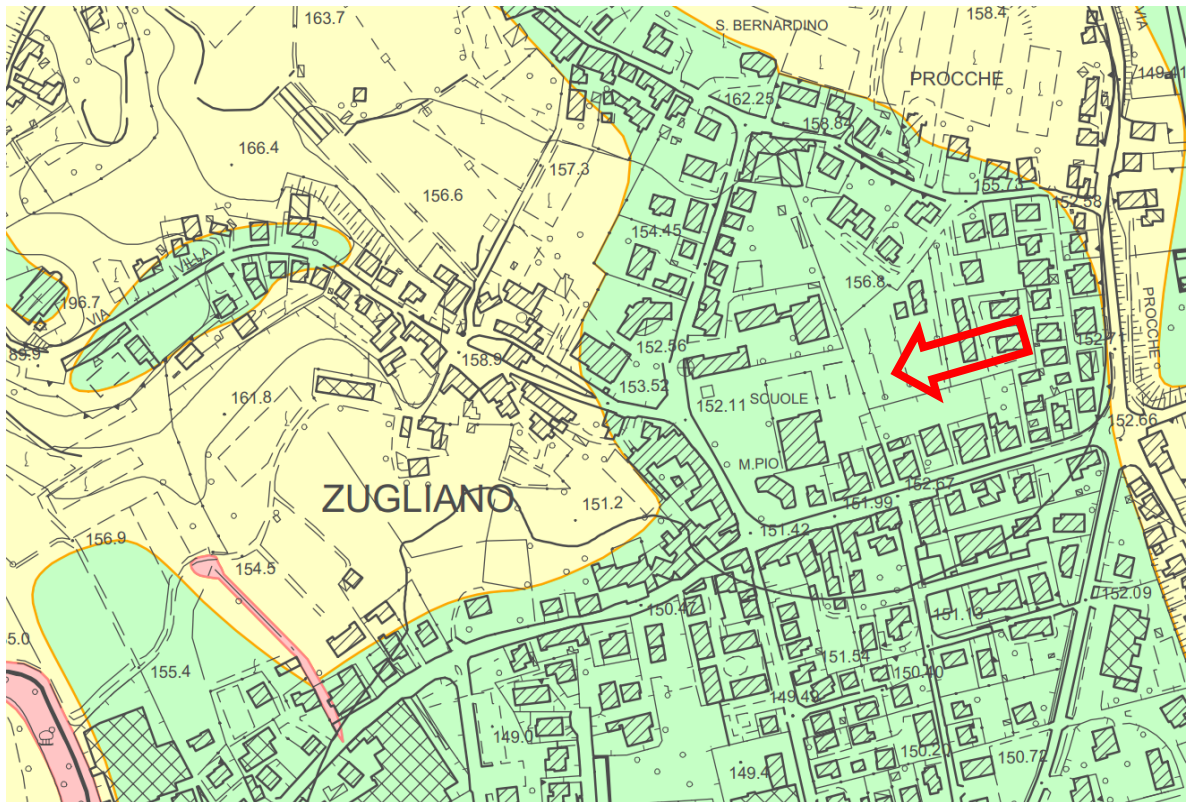


Fig. 4: Stralcio della Carta delle Fragilità (PATI)

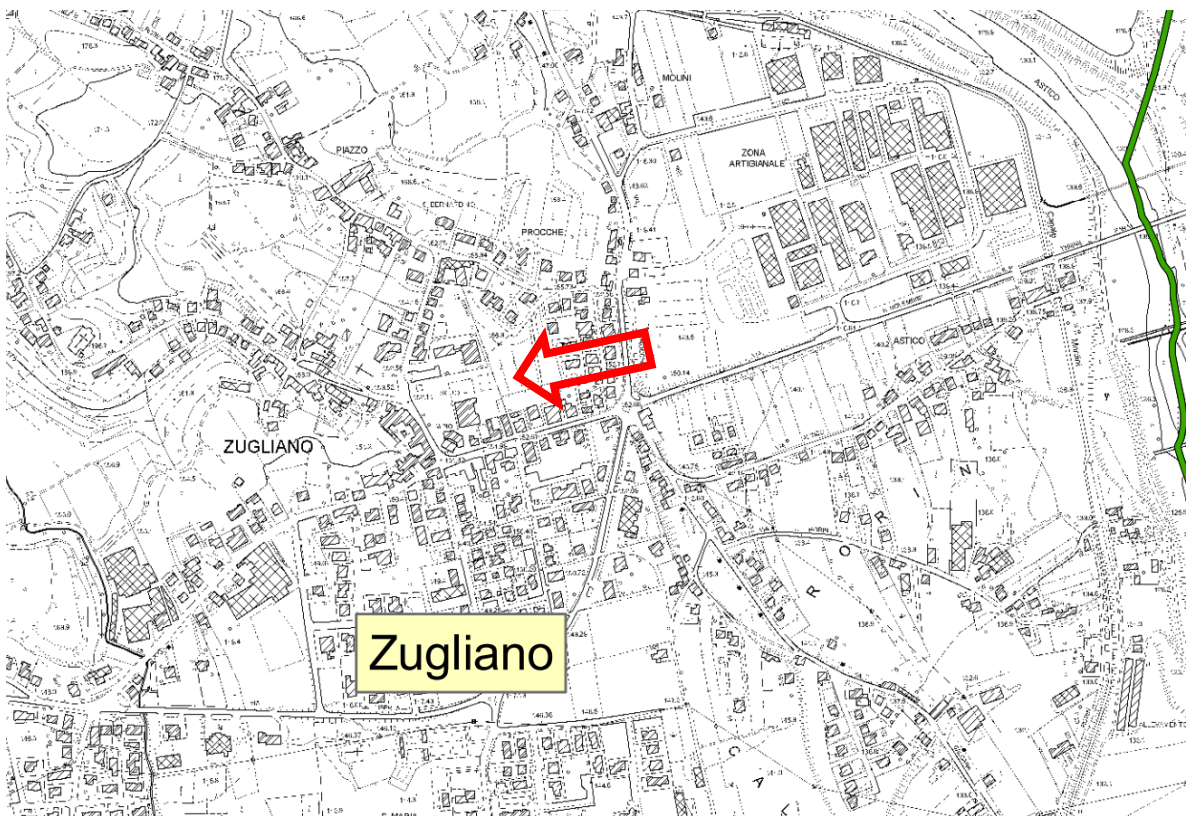


Fig. 5: Stralcio della Carta della Pericolosità Idraulica (PAI)

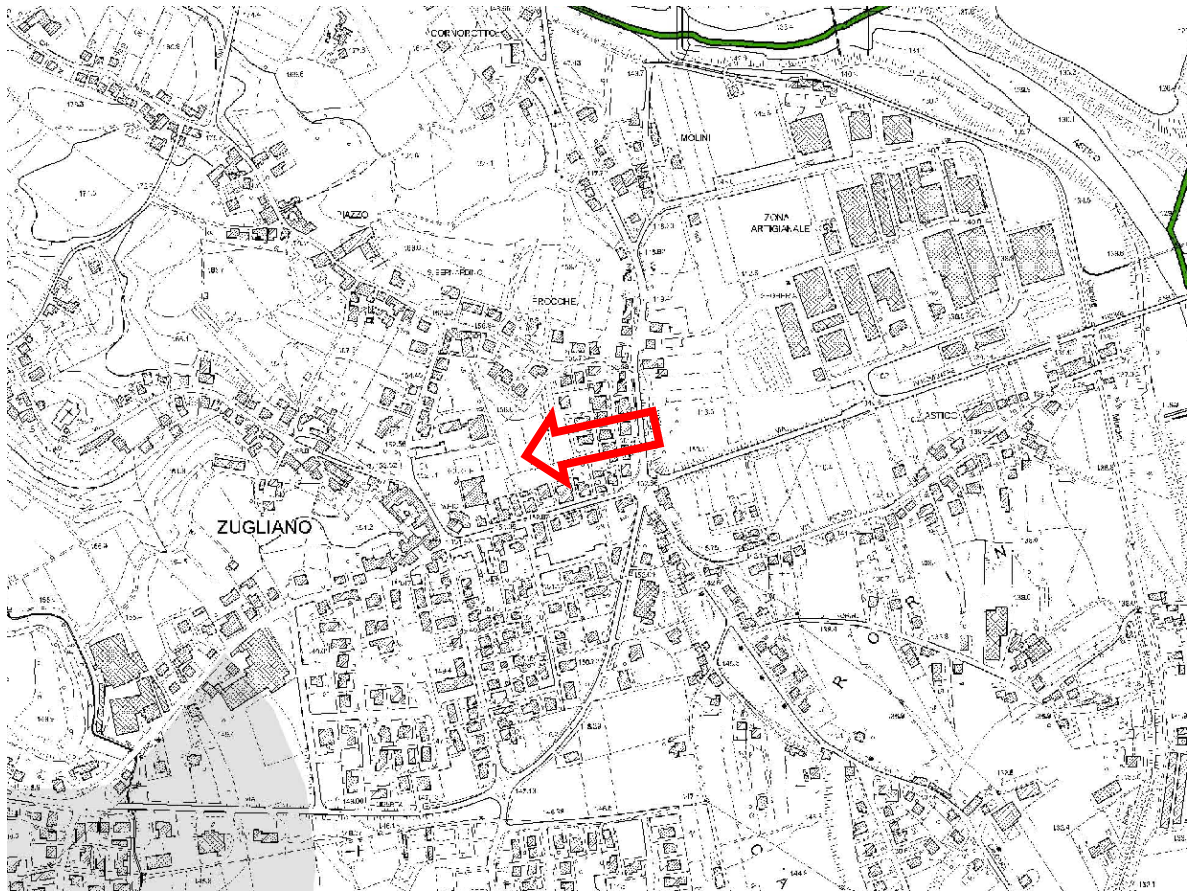


Fig. 6: Stralcio della Carta della Pericolosità Geologica (PAI)

3. CAMPAGNA DI INDAGINI GEOGNOSTICHE

Allo scopo di caratterizzare gli elementi geologico-tecnici locali, accanto alle preliminari ricognizioni di superficie è stata eseguita una specifica campagna di indagini geognostiche in sito. Le prove sperimentali sono state condotte principalmente per riconoscere la natura litologica ed idrogeologica del sottosuolo e per parametrizzare le caratteristiche fisico-meccaniche e geofisiche dei terreni indagati. La campagna geognostica (la planimetria con l'ubicazione delle prove è allegata a fine testo), condotta e coordinata dallo scrivente, è stata articolata attraverso le sotto elencate attività in sito:

- **esecuzione di n. 6 scavi geognostici,**
- **esecuzione di una serie di misure dirette di resistenza a compressione e taglio mediante strumentazione tascabile (penetrometro-scissometro) condotte entro lo scavo geognostico T2 nei livelli superficiali a prevalente frazione fine,**
- **prelievo di n. 1 campione (C1) appartenente ai terreni di copertura (alla profondità di 1,50 m dal p.c. locale) dallo scavo geognostico T2 ed esecuzione di prove di classificazione e caratterizzazione geotecnica di laboratorio,**
- **esecuzione di n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e di n. 1 prova penetrometrica statica (CPT),**
- **installazione di n. 1 tubo piezometrico,**
- **esecuzione di una prospezione sismica con le metodologie MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves), MFA-HS (Multiple Filter Analysis - Holisurface) ed H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR).**

Le postazioni di indagine (rif. p.c. locale) sono state quotate preliminarmente rispetto ad un caposaldo di riferimento (CS1, chiusino pozzetto stradale, $q = 151,15$ m), la cui ubicazione è riportata nella planimetria allegata a fine testo:

Punto di prova	Quota (m)
CS1 chiusino	151,15
T1	152,56

T2	151,91
T3	151,47
T4	151,39
T5	151,56
T6	151,82
P1	151,54
P2	152,46
P3	151,91
P4	151,56
P5	151,42
CPT1	152,46
Z1	152,46
S1	152,65
G1	152,56
G6	151,82
G12	151,39
HS	151,39
HV	151,82

ove:

T = Scavo geognostico

P = Prova penetrometrica dinamica superpesante (DPSH)

CPT = Prova penetrometrica statica

Z = piezometro a tubo aperto

S, G = Sorgente di energizzazione e geofono (indagine sismica MASW)

HS = Geofono triassiale (analisi MFA-HS)

HV = Misura di microtremori (rapporto H/V)

I risultati delle prove di laboratorio eseguite da *GEODATA sas* sono riportati nei relativi certificati allegati a fine testo. Tali prove hanno permesso di verificare la natura litologica e di valutare le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione della palestra di progetto.

Più in particolare, sono state eseguite:

- campione T2/C1 (profondità 1,50 m dal p.c. locale): classificazione visiva (certificato n. 78468), contenuto naturale d'acqua (certificato n. 78469), limiti di Atterberg (certificato n. 78470), granulometria per setacciatura con aerometria (certificato n. 78471).

4. SCAVI GEOGNOSTICI

Al fine di verificare la natura litologica e la distribuzione stratigrafica dei terreni nel primo sottosuolo, sono stati condotti n. 6 scavi geognostici spinti fino a profondità variabili tra 0,70 e 2,70 m dal p.c. locale. La distribuzione dei terreni nel primo sottosuolo che si evince dagli scavi può essere così schematizzata (documentazione fotografica allegata a fine testo: foto 1, 2, 3, 4, 5 e 6):

Scavo geognostico T1

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,90	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,90-2,50	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi)

Scavo geognostico T2

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,60	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,60-2,60	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi)

Scavo geognostico T3

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,60	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,60-1,10	Argille e limi
3	1,10-1,60	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa
4	1,60-2,50	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi)

Scavo geognostico T4

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,70	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,70-1,50	Ghiaia in matrice sabbiosa debolmente limosa
3	1,50-2,70	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi)

Scavo geognostico T5

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,60	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,60-2,60	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi) (terreni umidi a -2,20÷2,30 m dal p.c. locale)

Scavo geognostico T6

Orizzonte	Prof. (m dal p.c.)	Litologia
1	0,00-0,60	Coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati
2	0,60-0,70	Argille e limi di alterazione/degradazione di vulcaniti (tufi)

Durante l'esecuzione dello scavo geognostico T2, a profondità variabili tra circa 1,00 e 1,20 m dal p.c. locale, si è verificata direttamente in situ, mediante strumentazione tascabile, la resistenza alla compressione semplice (q_u) e quella al taglio (c_u) dei terreni argilloso-limosi; le misure hanno fornito i seguenti valori:

- $q_u = 1,2 \div 2,1 \text{ kg/cm}^2$
- $c_u = 0,5 \div 0,7 \text{ kg/cm}^2$

5. INDAGINE PENETROMETRICA

Come già evidenziato in premessa, allo scopo di ricostruire l'assetto litologico-stratigrafico e fisico-meccanico locale sono state condotte n. 5 prove penetrometriche dinamiche superpesanti (DPSH) e n. 1 prova penetrometrica statica (CPT).

La **Prova Penetrometrica Dinamica** consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica, tramite la battitura da altezza prefissata di un maglio di peso standard; durante la percussione vengono misurati i colpi necessari alla penetrazione della punta (**N**) per una lunghezza prefissata.

Per quanto attiene al Penetrometro Superpesante (**DPSH**) in uso, il maglio ha una massa di 73 kg, l'altezza di caduta è pari a 75 cm e viene misurato il numero di colpi necessario all'infissione ogni 30 cm (**N₃₀**).

Lo strumento in uso è ampiamente standardizzato ed i risultati sono facilmente correlabili alla prova **SPT** (Standard Penetration Test), eseguita in foro di sondaggio e molto simile per modalità, da cui è possibile ricavare i parametri geotecnici necessari a caratterizzare i terreni.

Le specifiche tecniche delle strumentazioni in uso e le modalità esecutive sono codificate da precise norme internazionali, unitamente alle metodologie di interpretazione dei dati quantitativi (rif.: *Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche* - AGI 1977).

Attraverso l'energia specifica per colpo è possibile inoltre calcolare la resistenza dinamica alla penetrazione di punta (R_{pd} in kg/cm²), che è funzione del numero di colpi N ; a tal scopo si utilizza la correlazione nota come "*Formula degli Olandesi*", espressa come segue:

$$R_{pd} = M^2 H / (A e (M + P)) = M^2 H N / (A d (M + P))$$

dove:

Rpd = Resistenza dinamica alla punta

M = Peso massa battente

H = Altezza caduta libera

N = Numero colpi

A = Area base punta conica

d = Avanzamento punta

P = Peso totale aste e sistema battuta

e = infissione per colpo

Relativamente alla **Prova Penetrometrica Statica** (CPT - Cone Penetration Test), il test è basato sull'infissione di una punta metallica nel terreno tramite un pistone idraulico che spinge la batteria di aste, su cui è montata una punta (tipo Begemann), a velocità costante di 2 cm al secondo, con potenza di spinta variabile.

L'attrezzatura, montata su autocarro, è ancorata al terreno mediante elicoidi che forniscono il contrasto necessario alla spinta ($20\text{ t} \cong 200\text{ kN}$). Lo strumento di misura è costituito da una punta conica e da un manicotto mobile; essi misurano rispettivamente la resistenza alla penetrazione di punta (R_p in kg/cm^2) e la resistenza di attrito laterale (R_l in kg/cm^2).

Tali grandezze sono quantitativamente correlabili alle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni attraversati; sulla base del rapporto tra questi due valori (R_p/R_l) è possibile risalire indirettamente alla stratigrafia del sottosuolo (*Begemann, 1966; Schmertmann, 1978*).

Dall'analisi dei valori di resistenza dinamica e statica e dell'andamento della resistenza stessa in funzione della profondità, si ottengono, per via indiretta, informazioni geologico-tecniche sui terreni attraversati.

Un'ampia casistica internazionale permette inoltre di ottenere delle relazioni empiriche che legano i valori rilevati in sito con i parametri di resistenza dei terreni attraversati (coesione o angolo di attrito).

Le tabelle dei valori di resistenza ed i diagrammi penetrometrici dinamici e statici sono riportati negli allegati fuori testo, unitamente alle specifiche tecniche della strumentazione ed alla documentazione fotografica.

La ricostruzione litologico-stratigrafica dei terreni della zona di intervento è stata ottenuta indirettamente dall'interpretazione delle prove CPT (figg. 7 e 8) e DPSH (figg. 9, 10 e 11).

Per la valutazione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di natura coesiva, sono stati utilizzati diversi metodi di calcolo riconducibili a vari autori:

- il *Metodo di Lunne ed Eide*, che relaziona la resistenza di punta (R_p) della prova penetrometrica statica con la coesione non drenata (c_u), secondo la formula:

$$c_u = (R_p - p') / N_k$$

in cui:

- R_p = resistenza penetrometrica di punta (kg/cm^2)
 - p' = pressione verticale efficace alla profondità di calcolo (kg/cm^2)
 - N_k = coefficiente adimensionale, dipendente dall'indice di plasticità dei terreni
- i metodi di *Terzaghi-Peck (1948)*, *Sowers, DM-7 (Design Manual for Soil Mechanics)* e *Sanglerat*: c_u = coesione non drenata = $0,1 \cdot N_{\text{spt}}$ (fig. 9); nel caso specifico, è stata usata la correlazione tra N_{30} ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{spt}), per la quale $N_{\text{spt}}/N_{30} = 1,165$.

Relativamente alla caratterizzazione fisico-meccanica dei substrati vulcanitici, in particolare la valutazione dell'angolo di attrito (φ), sono stati utilizzati dei metodi di calcolo riconducibili a vari autori, alcuni dei quali sono riportati a seguire:

- Metodo di *Caquot, Koppejan, De Beer e Meyerhof* (fig. 8)
- Metodi di *Peck-Hanson-Thornburn e Meyerhof* (fig. 10)
- Metodi di *Sowers e Malcev* (fig. 11)
- Metodo di *Owasaki & Iwasaki*: $\varphi = (20 \cdot N_{\text{SPT}})^{1/2} + 15$
- Road Bridge Specification: $\varphi = (15 \cdot N_{\text{SPT}})^{1/2} + 15$
- Japanese National Railway: $\varphi = 0.3 \cdot N_{\text{SPT}} + 27$

Relativamente al penetrometro **DPSH**, è stata utilizzata la correlazione tra N_{30} ed il numero di colpi equivalente dello Standard Penetration Test (N_{spt}), per la quale $N_{\text{spt}}/N_{30} = 1,165$.

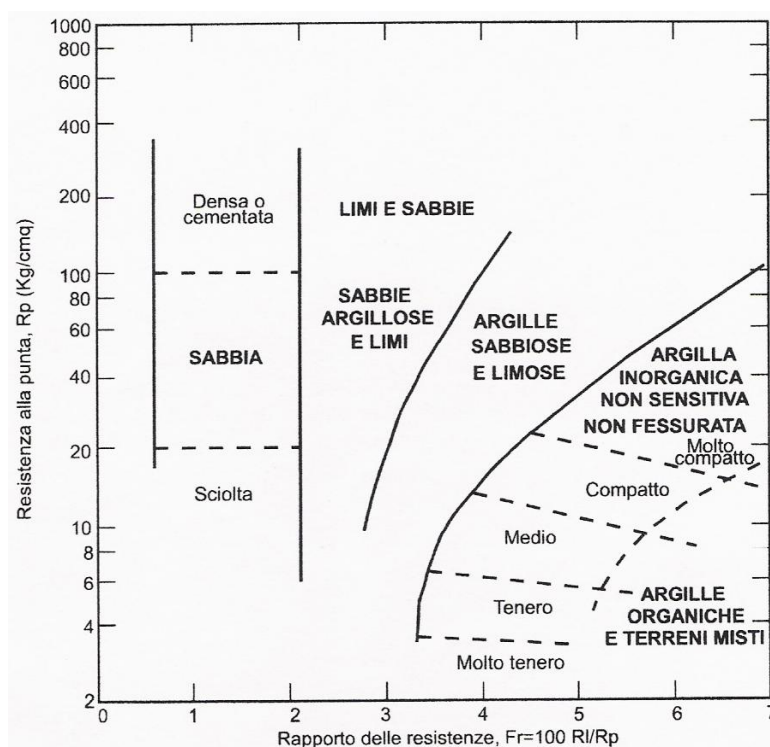


Fig. 7: Metodo di Schmertmann per la classificazione dei terreni da risultati di prove CPT

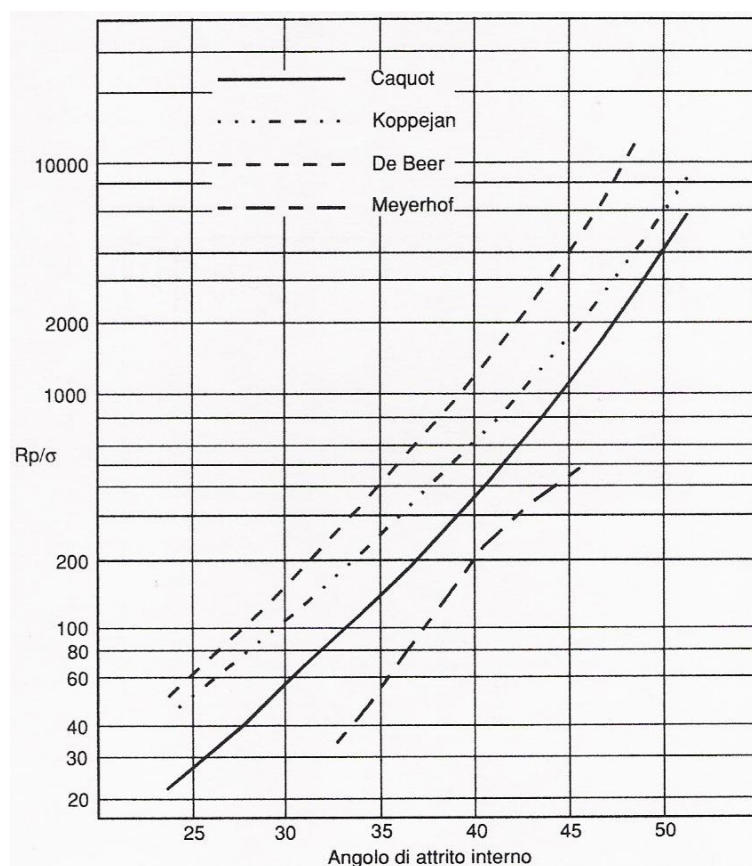


Fig. 8: Metodi di Caquot, Koppejan, De Beer e Meyerhof per la valutazione di ϕ da prove CPT

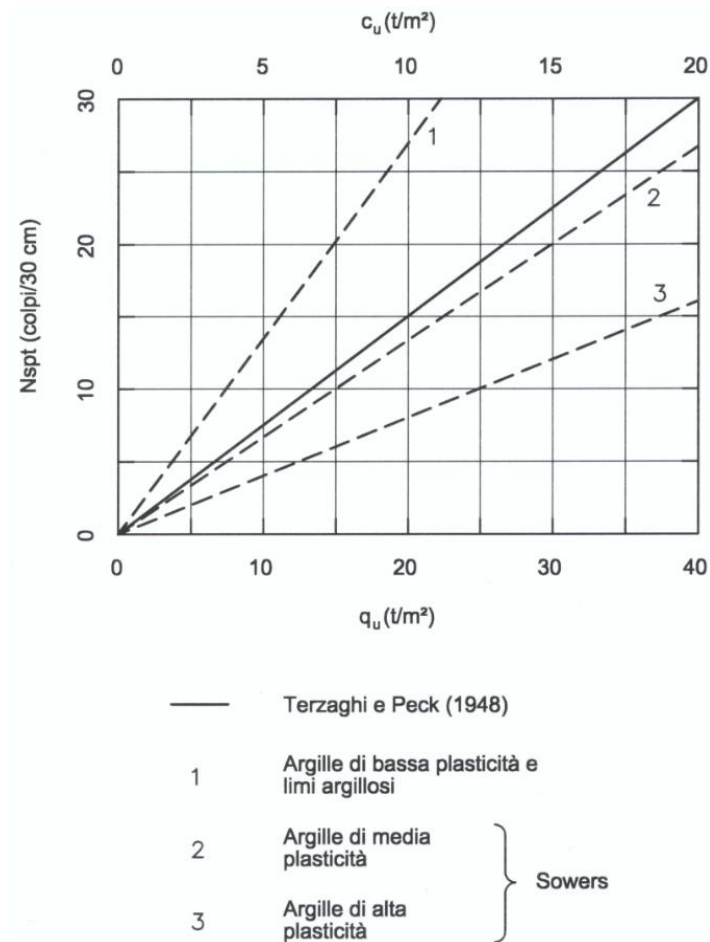


Fig. 9: Metodi per la valutazione della coesione non drenata (c_u)

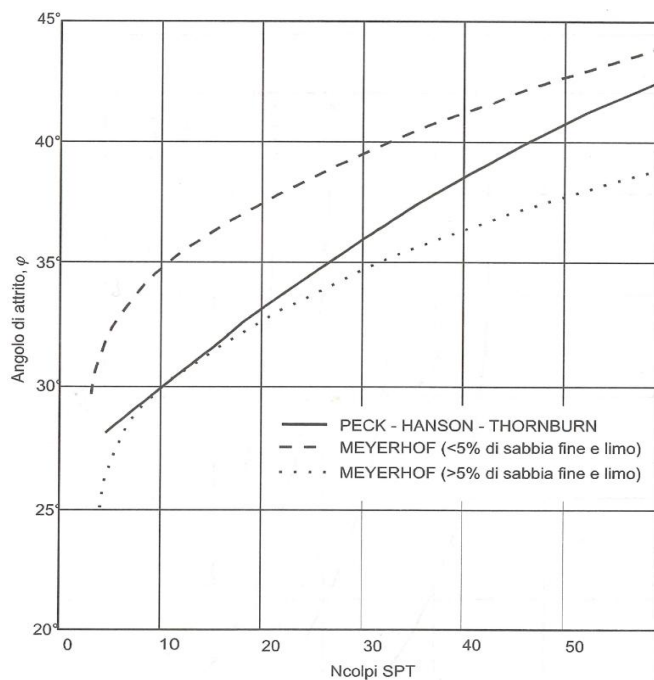


Fig. 10: Correlazione N_{SPT} - angolo di attrito (Metodi di Peck-Hanson-Thornburn e Meyerhof)

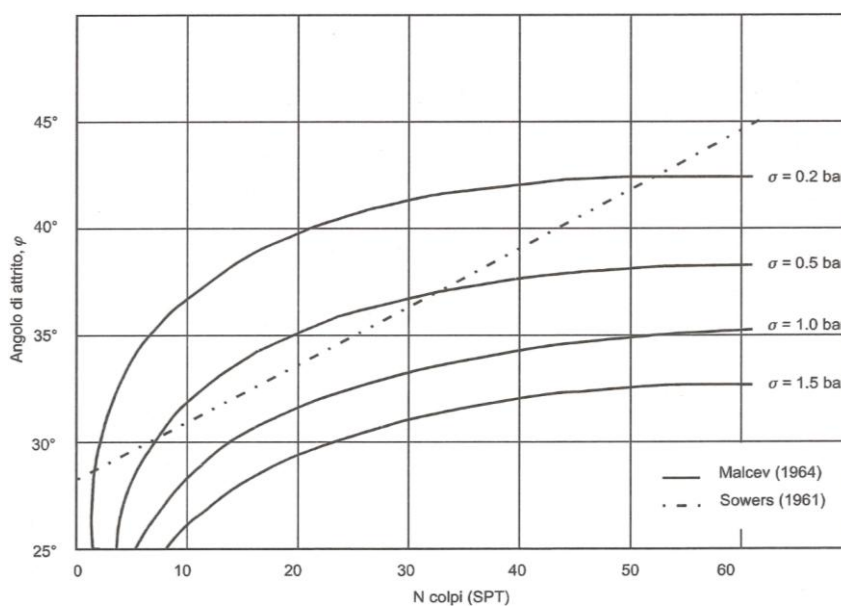


Fig. 11: Correlazione N_{SPT} - angolo di attrito (Metodi di Sowers e Malcev)

Con riferimento all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea in corrispondenza delle verticali penetrometriche P2 e P4, rispettivamente alla profondità di 1,86 e 5,10 m dal p.c. locale.

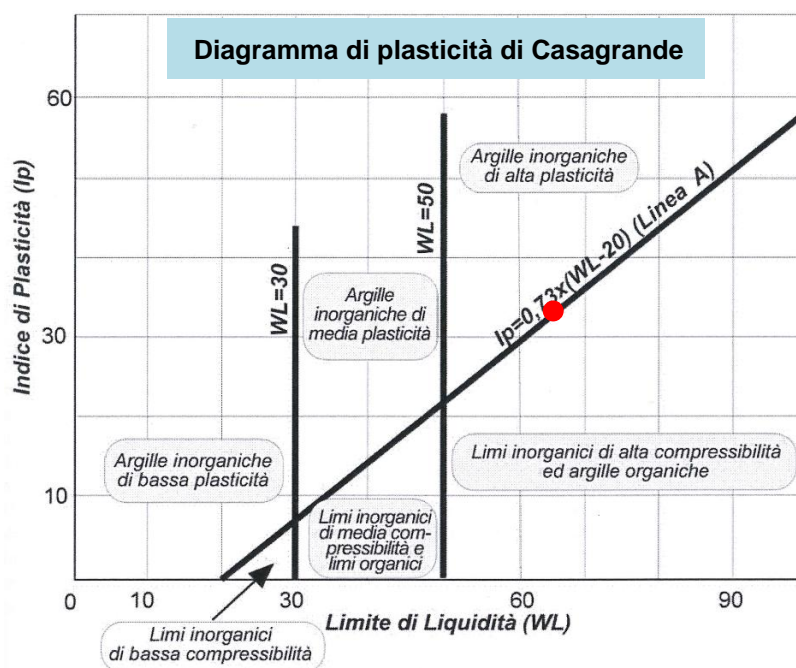
6. MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Attraverso le risultanze delle indagini condotte in sito sono state individuate e caratterizzate le unità litotecniche interessate dagli interventi di progetto. Semplificando opportunamente la successione stratigrafica mediante accorpamenti realizzati con criterio geotecnico, si possono distinguere n. 3 livelli con i relativi parametri caratteristici nell'ambito del settore di intervento (la normativa vigente prevede che la definizione dei parametri caratteristici nella progettazione geotecnica possa derivare da una *"stima cautelativa, effettuata sulla base delle risultanze delle indagini sperimentali, del valore del parametro appropriato per lo stato limite considerato"*):

- **Unità A:** coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati, fino alla profondità di 1,20 m dal p.c. locale; si segnala un approfondimento maggiore (fino a -1,50 m dal p.c. locale in corrispondenza della penetrometria P4) lungo il tracciato della rete fognaria in cls. ($\varnothing = 30$ cm) esistente: ai fini progettuali, le caratteristiche fisico-meccaniche non consentono l'impegno diretto dell'unità in esame
- **Unità B:** terreni argilloso-limosi localmente con frazione sabbiosa, fino alla profondità di circa 13 m dal p.c. locale, da moderatamente consistenti a consistenti:

Classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

Limiti di Atterberg (rif. diagramma di plasticità di Casagrande):



Limite di liquidità: $w_L = 65\%$

Limite di plasticità: $w_P = 32\%$

Indice di plasticità: $IP = 33\%$

Analisi granulometrica:

Ghiaia: 0,00%

Sabbia: 1,83%

Limo: 43,72%

Argilla: 54,45%

Contenuto d'acqua: $w = 29,4\%$

Peso di volume: $18,5 \text{ kN/m}^3$

Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 50 \div 100 \text{ kN/m}^2$

Modulo di deformazione edometrica = $100 * c_u$ (stima di massima in assenza di adeguate prove di laboratorio geotecnico): $M = 5.000 \div 10.000 \text{ kN/m}^2$

- **Unità C:** substrati tufacei e/o vulcanitici con caratteristiche di resistenza gradualmente crescenti con la profondità:

Peso di volume: $19 \div 21 \text{ kN/m}^3$

Resistenza al taglio drenata: $\varphi' = 34 \div 38^\circ$; $c' = 20 \div 50 \text{ kN/m}^2$

Si segnala che nel settore più a sud (postazioni penetrometriche P1-P5 e scavi geognostici T3-T4) sono stati intercettati depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi che vanno rastremandosi verso il piede del rilievo collinare posto a nord (documentazione fotografica allegata a fine testo: foto 3 e 4); ai fini progettuali, in relazione alla limitata estensione verticale e laterale di tali livelli granulari, si considerano i parametri fisico-meccanici relativi alla descritta *unità litotecnica B*.

Con riferimento all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea in corrispondenza delle verticali penetrometriche P2 e P4, rispettivamente alla profondità di 1,86 e 5,10 m dal p.c. locale.

A beneficio della Committenza è stato installato un tubo piezometrico (Z1 nella planimetria con l'ubicazione delle prove in sito allegata a fine testo) per il monitoraggio del livello idrico entro il foro della prova P2 (alla data 10.09.2015 la canna è risultata danneggiata venendo meno la sua funzionalità).

7. INDAGINE SISMICA MASW, MFA-HS ED H/V

Allo scopo di caratterizzare il sito di intervento in prospettiva sismica, sono state effettuate acquisizioni ed analisi con metodologia MASW (Multi-channel Analysis of Surface Waves, analisi della dispersione delle onde superficiali, *Park et al.*, 1999), MFA-HS (Multiple Filter Analysis - *HoliSurface*) e misure di microtremori atte ad analizzare il rapporto spettrale H/V (Horizontal to Vertical Spectral Ratio - HVSR).

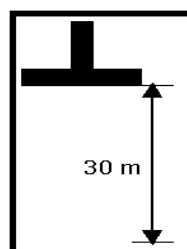
Si evidenzia che a causa della nota non univocità della soluzione, la modellazione del solo HVSR senza quantitative determinazioni delle Vs con misure di sismica attiva (MASW o MFA) non risulta in grado di definire un univoco e coerente profilo Vs.

In particolare, lo studio geofisico è stato finalizzato alla definizione del modello sismico del sottosuolo, ovvero del profilo di velocità delle onde di taglio Vs, dal quale si ricava il parametro Vs30 e la categoria di sottosuolo, ed all'identificazione di eventuali risonanze di sito, nel rispetto delle vigenti disposizioni normative di riferimento:

- D.M. 14 gennaio 2008 - "*Norme tecniche per le costruzioni*" - paragrafo 3.2.2;
- Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del C.S.LL.PP. - "*Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008*";
- OPCM n. 3519 del 28 aprile 2006 - "*Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle stesse zone*";
- OPCM n. 3274 del 20 marzo 2003 - "*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche*".

La scelta della categoria di sottosuolo, ovvero la classificazione sismica dei terreni, si basa sul valore medio della velocità delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (Vs30); essa è definita dalla relazione:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}}$$



Categorie di sottosuolo previste dalle NTC/2008

Categoria	Profilo stratigrafico	Parametri		
		Vs30 (m/s)	Nspt	c _u (kPa)
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m</i>	> 800	-	-
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</i>	360÷800	>50	>250
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o di terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità</i>	180÷360	15÷50	70÷250
D	<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</i>	<180	<15	<70
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con Vs > 800 m/s)</i>			

7.1. Indagine sismica MASW

La tecnica MASW è una metodologia d'indagine geofisica che permette di determinare il profilo di velocità delle onde di taglio Vs, basandosi sul calcolo della velocità delle onde superficiali. La determinazione della velocità delle onde superficiali avviene con l'utilizzo di sensori, posizionati con interdistanza regolare, lungo un allineamento sulla superficie del suolo da indagare. Da queste velocità superficiali è poi possibile ricavare la velocità delle onde di taglio Vs.

Le onde di superficie che coinvolgono il sottosuolo sono di due tipi: quelle di Rayleigh che si muovono su un piano radiale secondo un moto ellittico retrogrado e quelle di Love che si muovono sul piano orizzontale con un moto perpendicolare alla direzione di propagazione; le loro velocità sono direttamente correlate alla rigidità e ai parametri elastici dei terreni attraversati. Nei mezzi stratificati le onde di superficie sono dispersive, ovvero la profondità di penetrazione nel sottosuolo è relazionata alla frequenza dell'onda.

La metodologia MASW può essere *attiva* o *passiva*: nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate da una sorgente nota e registrate da stendimenti lineari di sensori; nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere lineare o circolare e si analizzano i segnali provenienti da sorgenti esterne non note per provenienza e natura.

L'acquisizione è stata effettuata tramite il sismografo *DBS280B Dolang*, a 24 bit e a 24 canali di registrazione, collegato a n. 12 geofoni orizzontali (G_h) con frequenza propria di 4,5 Hz in configurazione THF (per l'acquisizione delle onde di Love) ed in configurazione RVF (per l'acquisizione della componente radiale delle onde di Rayleigh) e n. 12 geofoni verticali (G_v) con frequenza propria di 4,5 Hz in configurazione ZVF (per l'acquisizione della componente verticale delle onde di Rayleigh). L'interdistanza dei sensori è stata fissata a 5 m ($G_1-G_{12} = 55$ m); a seguito di energizzazioni ripetute è stato considerato l'offset esterno (sorgente S) pari a 5 m; la planimetria con l'ubicazione della linea sismica è allegata a fine testo.

La procedura di elaborazione dei dati acquisiti in campagna prevede, in sintesi, i seguenti passi operativi:

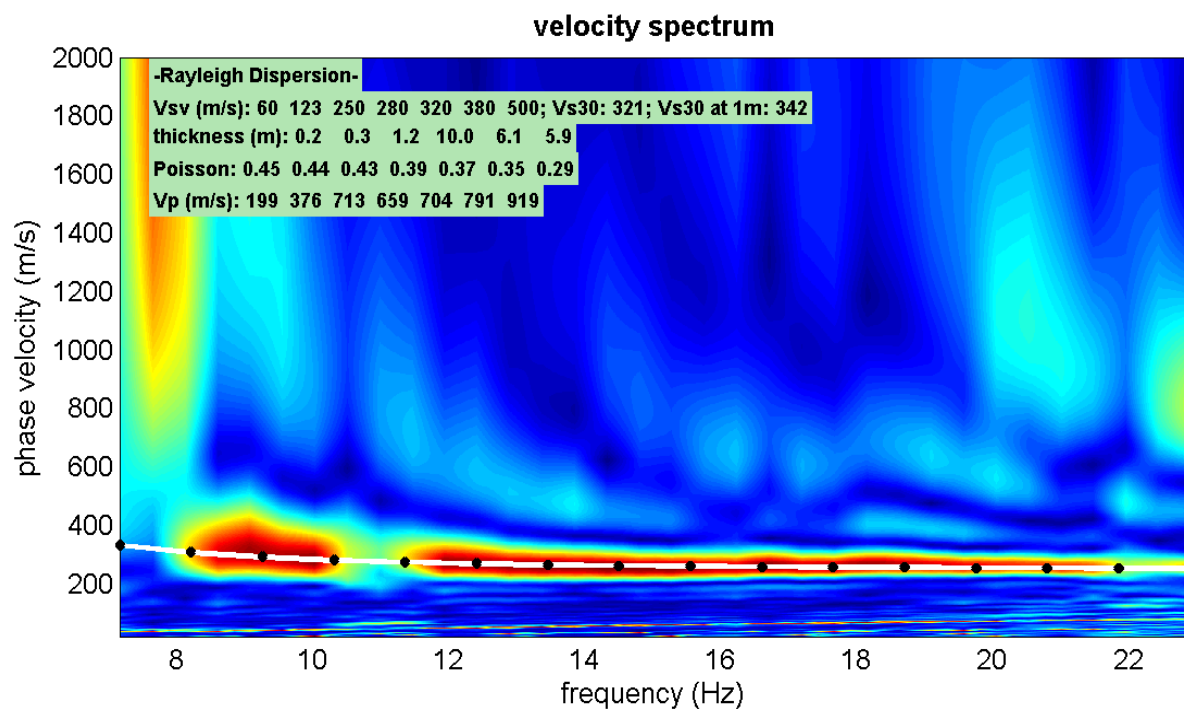
- generazione ed ottimizzazione dell'immagine di dispersione,
- calcolo della velocità di fase apparente numerica,
- analisi delle curve di dispersione ed individuazione dei modi (picking),
- modellazione e/o inversione,
- determinazione del profilo di velocità delle onde di taglio e del parametro Vs30.

Il modello di sottosuolo ed il relativo profilo di velocità delle onde di taglio possono essere individuati utilizzando una procedura manuale (vincolata) o automatica.

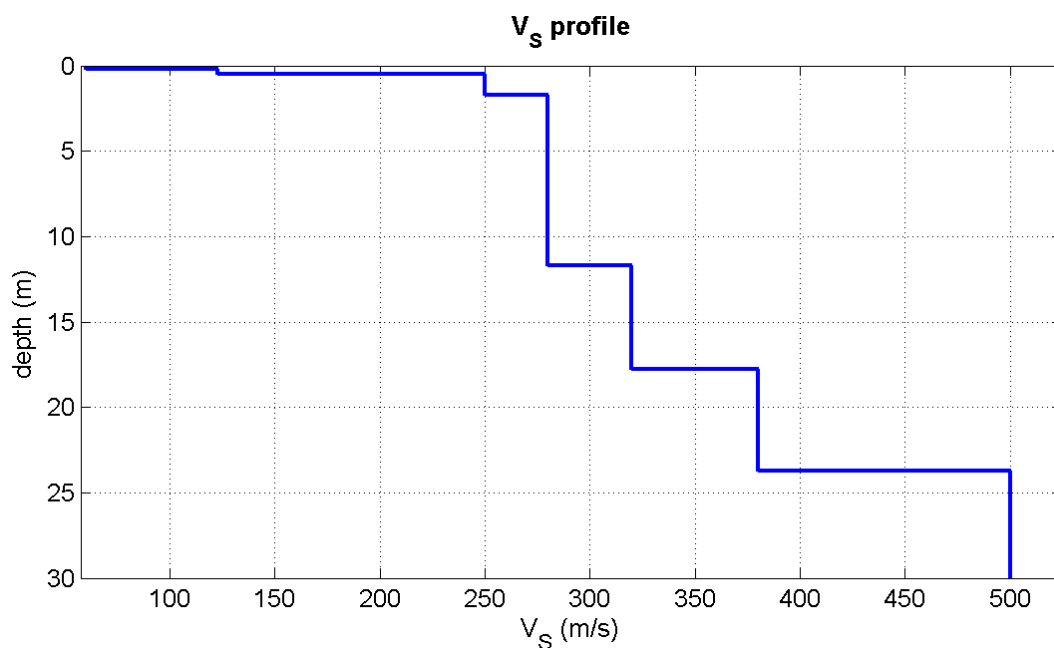
Nella procedura manuale l'utente vincola i valori della velocità delle onde di taglio e degli spessori degli strati di modello. Nella procedura automatica, si utilizza invece un algoritmo (globale o locale) che minimizza i residui tra il picking sperimentale e le curve numeriche calcolate entro uno spazio di ricerca predefinito.

A seguire si riporta l'immagine di dispersione dell'acquisizione MASW (componente radiale delle onde di Rayleigh) con sorgente esterna (offset) a 5 m, ovvero lo spettro delle velocità

di fase determinato sull'insieme delle tracce registrate dai geofoni lungo la linea sismica; la curva di dispersione, relativa al modo fondamentale che è stato identificato, è sovrapposta all'immagine.



Nel grafico che segue viene presentato il profilo verticale di velocità delle onde di taglio (V_s) in funzione della profondità, dal quale si è ricavato il parametro V_{s30} , con riferimento al p.c. locale e a -1 m dal p.c. locale, e la categoria di sottosuolo prevista dalle NTC/2008.



L'indagine MASW in onde di Rayleigh (componente radiale), ha consentito di determinare il seguente profilo verticale di velocità (V_s), a partire dal p.c. locale:

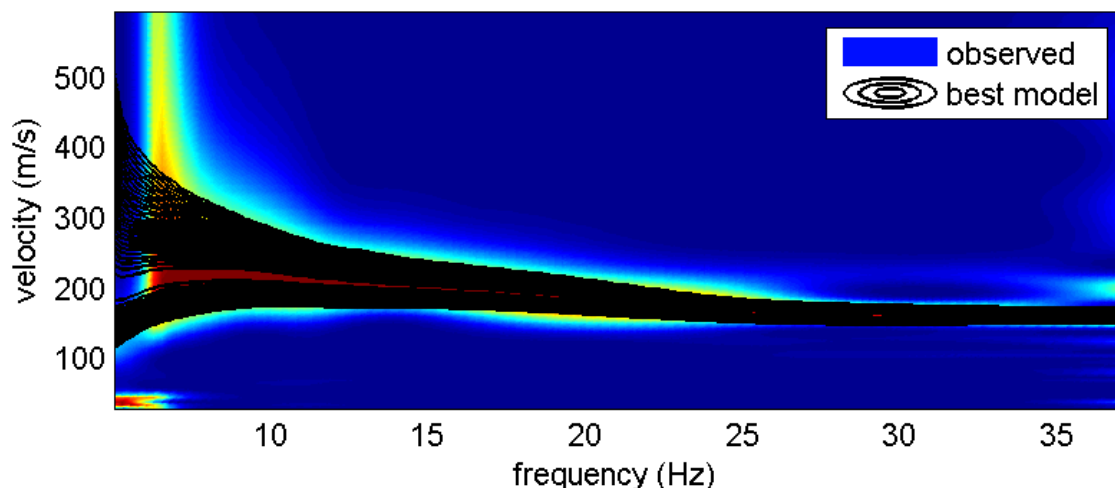
- strato 1: $V_{s1} = 60$ m/s, spessore = 0,20 m,
- strato 2: $V_{s2} = 123$ m/s, spessore = 0,30 m,
- strato 3: $V_{s3} = 250$ m/s, spessore = 1,20 m,
- strato 4: $V_{s4} = 280$ m/s, spessore = 10,00 m,
- strato 5: $V_{s5} = 320$ m/s, spessore = 6,10 m,
- strato 6: $V_{s6} = 380$ m/s, spessore = 5,90 m,
- strato 7: $V_{s7} = 500$ m/s.

Con riferimento al suddetto profilo di velocità, si determinano i seguenti valori di V_{s30} :

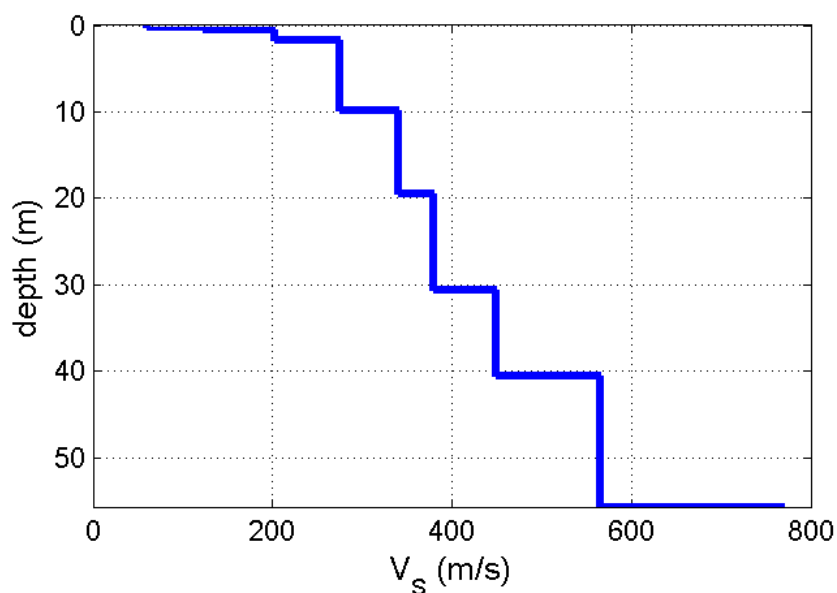
- $V_{s30} = 321$ m/s con riferimento al p.c. locale,
- $V_{s30} = 342$ m/s con riferimento a -1 m dal p.c. locale.

7.2. Indagine sismica MFA-HS

L'analisi della propagazione (dispersione) delle onde di Love (componente THF), eseguita in modalità attiva con la metodologia MFA (Multiple Filter Analysis), si basa sulle cosiddette velocità di gruppo ed è stata condotta con offset pari a 60 m. A seguire si riportano i risultati dell'analisi MFA (in onde di Love - componente THF) ed il modello finale del sottosuolo identificato. Nel grafico *frequency (Hz) - velocity (m/s)*, i colori sullo sfondo rappresentano i dati di campagna mentre le contour lines nere i dati relativi al modello identificato.



Le acquisizioni sono state svolte mediante un geofono triassiale, ovvero una terna calibrata con geofoni da 2 Hz (frequenza propria); le analisi per la definizione del profilo di velocità sono state condotte con il software *HoliSurface*.



Spessore (m)	Profondità dal p.c. locale (m)	Velocità Vs (m/s)
0.20	0.20	60
0.30	0.50	123
1.20	1.70	202
8.10	9.80	275
9.70	19.50	340
11.20	30.70	380
9.90	40.60	450
15.10	55.70	565
		770

Modello del sottosuolo

Con riferimento al suddetto profilo di velocità, si determinano i seguenti valori di Vs30:

- Vs30 = 308 m/s con riferimento al p.c. locale,
- Vs30 = 332 m/s con riferimento a -1 m dal p.c. locale.

In base ai profili verticali di velocità V_s determinati con le metodologie MASW e MFA-HS, ai valori di V_{s30} (MASW: $V_{s30} = 321$ m/s al p.c. locale e $V_{s30} = 342$ m/s a -1 m dal p.c. locale; MFA-HS: $V_{s30} = 308$ m/s al p.c. locale e $V_{s30} = 332$ m/s a -1 m dal p.c. locale) ed alle “Norme tecniche per le costruzioni” (punto 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008), il sito in esame risulta ascrivibile alla sequenza stratigrafica C (punto 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008) *“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 V_{s30} compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

In considerazione del descritto assetto fisiografico locale (categoria T1 di cui al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), non si adotta alcun coefficiente di amplificazione topografica.

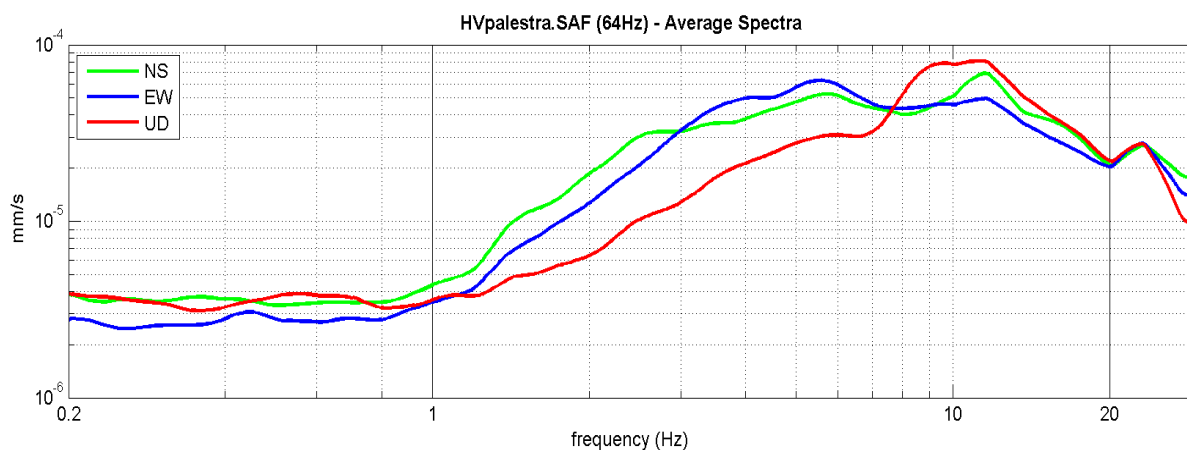
7.3. Indagine sismica (rapporto spettrale) H/V

Al fine di giungere ad una stima del periodo (frequenza) di risonanza di sito e, come già accennato, di fornire un ulteriore vincolo nella definizione del profilo V_s (velocità delle onde di taglio) nei sismostrati più profondi, sono state condotte delle misurazioni di microtrempi utili a definire il rapporto spettrale H/V.

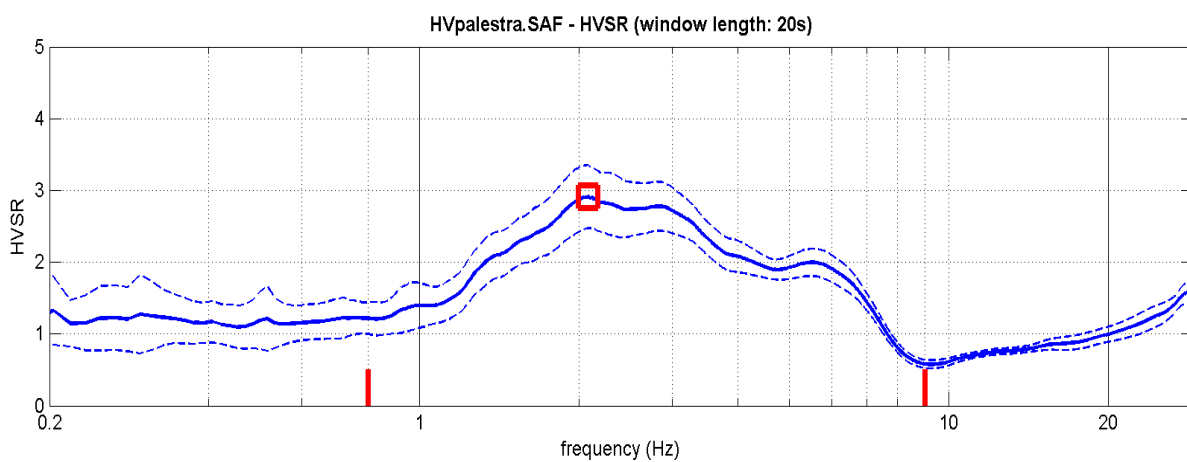
Le acquisizioni sono state svolte mediante un geofono triassiale, ovvero una terna calibrata con geofoni da 2 Hz (frequenza propria); le analisi per la definizione del rapporto spettrale H/V sono state condotte con il software *HoliSurface*.

A seguire si riportano gli spettri medi di ampiezza delle singole tre componenti (NS, EW e verticale), il rapporto spettrale (curva) H/V, la permanenza (stabilità) delle misure HVSR e la direzionalità.

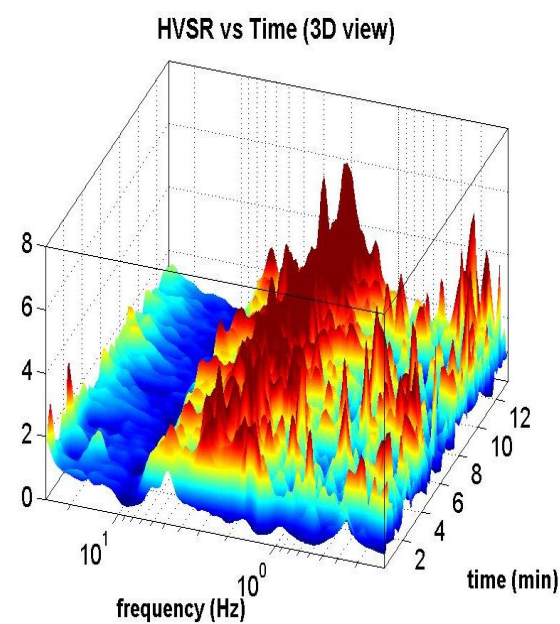
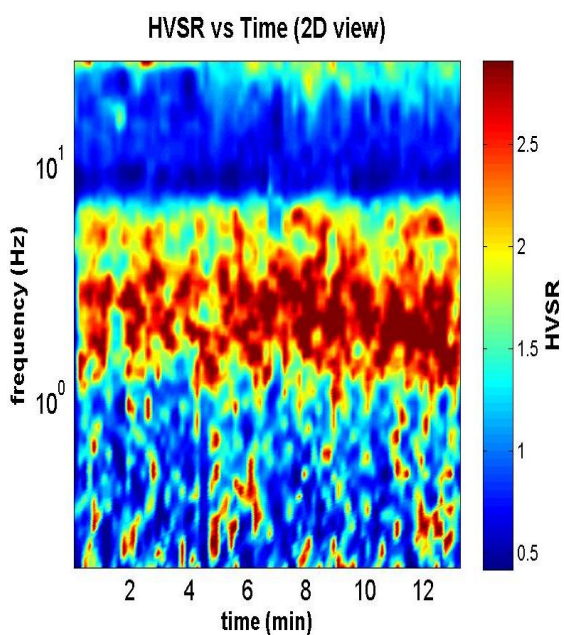
La curva HVSR evidenzia un picco principale (frequenza di risonanza del sito) a circa 2,1 Hz, la cui robustezza statistica è supportata dal rispetto dei criteri SESAME (5/6), nonché dalla limitata direzionalità del segnale e dalla permanenza (stabilità) nel tempo delle misure HVSR atta a mostrare la buona continuità del segnale e a validare le misure effettuate.



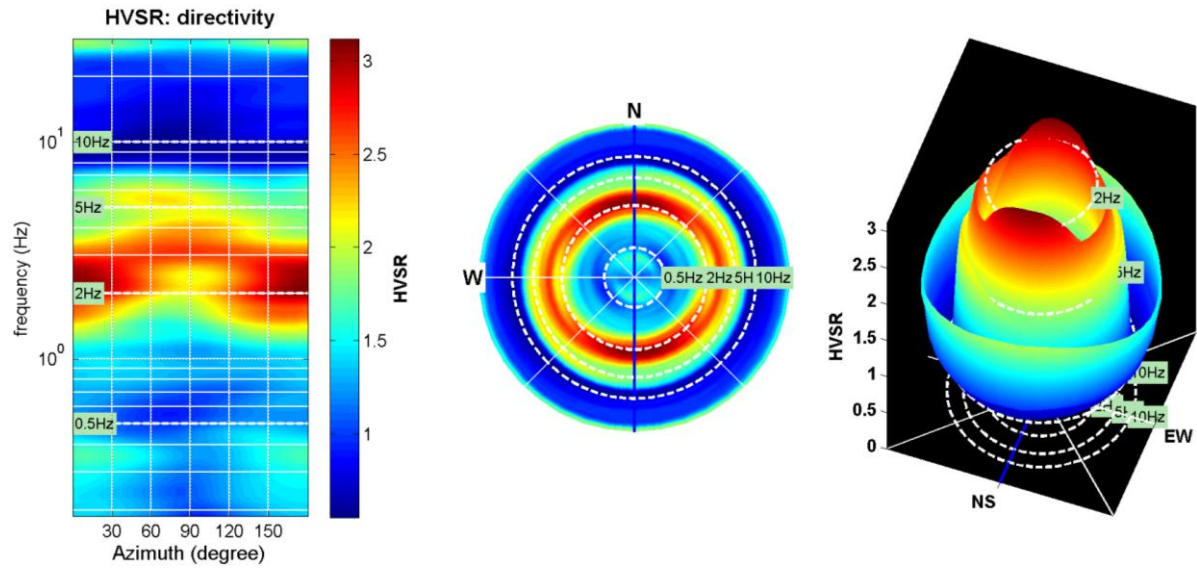
Spettri medi di ampiezza delle singole componenti (NS, EW e verticale)



Rapporto spettrale H/V



Continuità del segnale della misura HVSR



Direzionalità delle misure HVSR

8. STRUTTURE DI FONDAZIONE

L'intervento edilizio di progetto prevede la costruzione della palestra a servizio della scuola elementare del capoluogo. E' prevista la realizzazione di soli piani fuori terra; la superficie di calpestio del P.T. di progetto è ubicata alla quota 151,65 m). Con riferimento alle verifiche previste dal D.M. 14.01.2008, è stata esaminata un'ipotesi relativa alla tipologia e dimensioni delle strutture fondazionali; più in particolare, è stata determinata la resistenza di progetto (R_d) del sistema geotecnico ipotizzato. Lo Strutturista, in base alle Azioni di Progetto (E_d) che andranno a sollecitare le strutture fondazionali, dovrà verificare la disuguaglianza $E_d \leq R_d$. Relativamente alla tipologia fondazionale, è stata analizzata una soluzione progettuale che prevede l'adozione di fondazioni continue (nastriformi), da impostare alla profondità minima di 1,20 m dal p.c. locale, eventualmente prevedendo bonifiche con calcestruzzo magro; si prescrive un maggiore approfondimento (a circa -1,50 m dal p.c. locale in corrispondenza della penetrometria P4) lungo il tracciato della rete fognaria in cls. ($\varnothing = 30$ cm) esistente. Nei calcoli di capacità portante (in condizioni statiche) viene ipotizzato un nastro continuo di larghezza $B = 1,00$ m impostato nella descritta *unità litotecnica B* e si considera un incastro minimo garantito pari a 1,20 m e un carico baricentrico e verticale.

D.M. 14.01.2008: Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R2)

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

D = Profondità del piano di appoggio

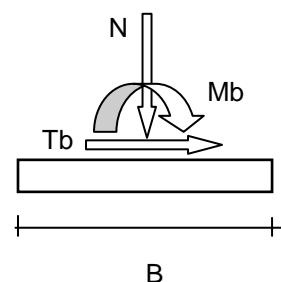
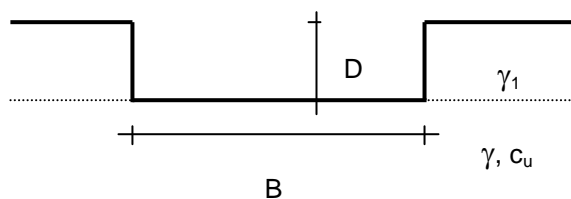
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

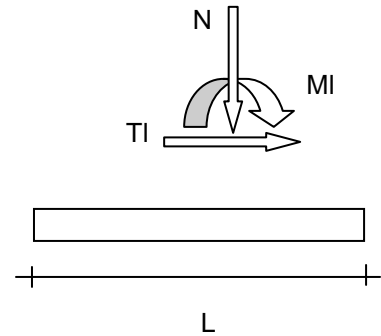
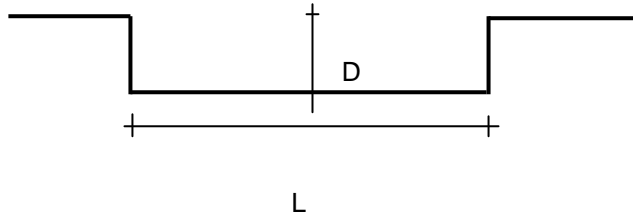
e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = Ml/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)



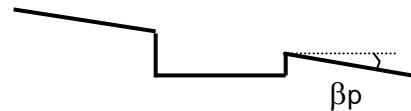


(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 1,00 (m)
L = 100,00 (m)
D = 1,20 (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,50$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$c_u = 50,00$ (kN/mq)
 $e_B = 0,00$ (m)
 $e_L = 0,00$ (m)

Valore di progetto

$c_u = 35,71$ (kN/mq)
 $B^* = 1,00$ (m)
 $L^* = 100,00$ (m)

q : sovraccarico alla profondità D

$q = 21,60$ (kN/mq)

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$\gamma = 18,50$ (kN/mc)

Nc : coefficiente di capacità portante

$Nc = 2 + \pi$

$Nc = 5,14$

s_c : fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$$

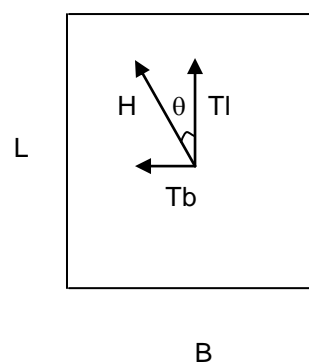
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$$

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = 1,00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D / B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

$$\text{per } D / B^* > 1; d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$$

$$d_c = 1,35$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_p / (\pi + 2))$$

$$\beta_f + \beta_p = 0,00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Capacità portante limite

$q_{lim} =$	269	(kN/m ²)	27,4	(t/m ²)
-------------	-----	----------------------	------	---------------------

D.M. 14.01.2008: Approccio 2 - Combinazione Unica (A1+M1+R3)

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

D = Profondità del piano di appoggio

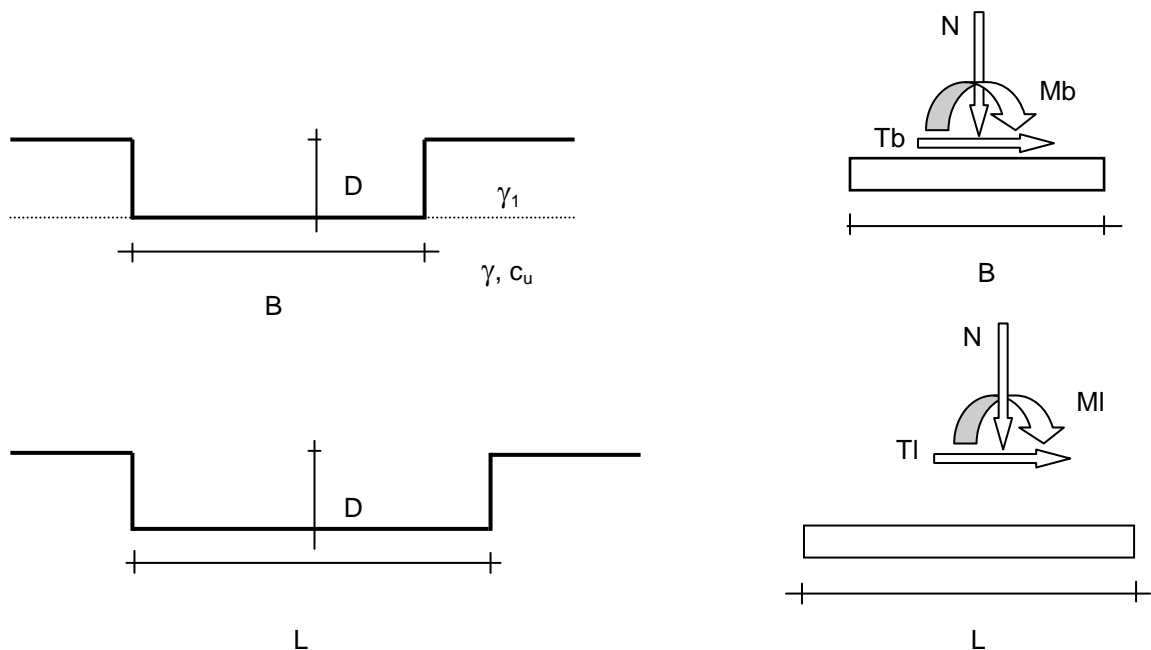
e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = Mb/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = MI/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)



(Per fondazioni nastriformi $L = 100$ m)

B = 1,00 (m)
L = 100,00 (m)
D = 1,20 (m)



Peso unità di volume del terreno

$\gamma_1 = 18,00$ (kN/mc)
 $\gamma = 18,50$ (kN/mc)

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c_u &= 50,00 & (\text{kN/mq}) \\ e_B &= 0,00 & (\text{m}) \\ e_L &= 0,00 & (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 1,00 & (\text{m}) \\ L^* &= 100,00 & (\text{m}) \end{aligned}$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 21,60 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 18,50 \quad (\text{kN/mc})$$

N_c : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5,14$$

s_c : fattore di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1,00$$

i_c : fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*)$$

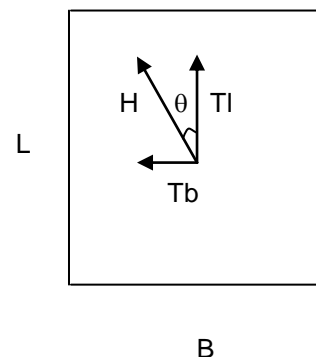
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*)$$

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_c = 1,00$$



d_c : fattore di profondità del piano di appoggio

$$\text{per } D / B^* \leq 1; d_c = 1 + 0,4 D / B^*$$

per $D / B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1,35$$

b_c : fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_c = 1,00$$

g_c : fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_p / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_c = 1,00$$

Capacità portante limite

$q_{lim} =$	368	(kN/m ²)	37,5	(t/m ²)
-------------	-----	----------------------	------	---------------------

Conseguentemente la capacità portante resistente risulta:

- D.M. 14.01.2008: Approccio 1 - Combinazione 2 ($A2+M2+R2 = 1,8$): $R_d = 149 \text{ kN/m}^2$ ($=15,1 \text{ t/m}^2 = 1,51 \text{ kg/cm}^2$),
- D.M. 14.01.2008: Approccio 2 - Combinazione Unica ($A1+M1+R3 = 2,3$): $R_d = 160 \text{ kN/m}^2$ ($= 16,3 \text{ t/m}^2 = 1,63 \text{ kg/cm}^2$),
- con il D.M. 11.03.1988 (con $F_s = 3$) si ottiene una capacità portante di sicurezza (q_{sic}) pari a 122 kN/m^2 ($= 12,4 \text{ t/m}^2 = 1,24 \text{ kg/cm}^2$).

Nella valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione, di natura coesiva, conseguenti all'applicazione del carico, si è fatto riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi; il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte nel sottosuolo è stato effettuato secondo la formulazione teorica di Poulos e Davis, ipotizzando una fondazione nastriforme flessibile uniformemente caricata e considerando i parametri geotecnici in precedenza indicati.

Il cedimento di consolidazione, può essere valutato, in via preliminare, con la relazione:

$$\Delta H = (H_o * \Delta p) / M$$

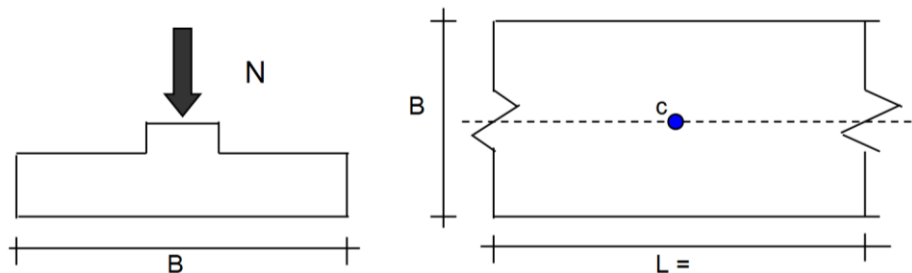
con:

H_o = spessore degli strati compressibili,

Δp = incremento di pressione in corrispondenza del centro della piastra calcolato a metà degli strati compressibili,

$M (E_d)$ = modulo di deformazione edometrica = $100 * c_u$ (stima di massima in assenza di adeguate prove di laboratorio geotecnico).

CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE NASTRIFORME



Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (2q/\pi) * (\alpha + \sin\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (2q/\pi) * (\alpha - \sin\alpha \cos\alpha)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (4q/\pi) * (\nu\alpha)$$

$$\alpha = \tan^{-1}((B/2)/z)$$

$$\delta_{tot} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i / E_i))$$

A seguire si riporta il calcolo del cedimento totale (indicativo in assenza di adeguate prove di laboratorio geotecnico) che, con le assunzioni e le geometrie di progetto e considerando i parametri geotecnici dei livelli deformabili posti al di sotto del piano fondazionale, conduce ad un valore di circa 1,2 cm in corrispondenza del centro della fondazione nastriforme larga 1,00 m e impostata alla profondità minima di 1,20 m dal p.c. locale; nei calcoli, in base alle indicazioni progettuali, si assume una pressione di contatto pari a 50 kN/m².

DATI DI INPUT:

B = 1,00 (m) (larghezza della fondazione)

q = 50,00 (kN/m²) (pressione agente)
 n = 1 (-) (numero strati)

Strato	Litologia	Spessore	da z _i	a z _{i+1}	Δz _i	E	ν	δci
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(-)	(cm)
1	Argilla limosa	4.00	0.00	4.00	0.1	5.000	0.43	1.15

δ_{ctot} = 1,15 cm

z	Δz _i	Terreno	α	senα	cosα	E	ν	Δσzi	Δσxi	Δσyi	δi	Σδi
(m)	(m)	(-)	(rad)	(-)	(-)	(kN/m ²)	(-)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(cm)	(cm)
0.00	0.1	1				5000	0.43					
0.10	0.1	1	1.47	1.00	0.10	5000	0.43	49.98	43.68	40.27	0.03	0.03
0.20	0.1	1	1.28	0.96	0.29	5000	0.43	49.48	31.96	35.02	0.04	0.07
0.30	0.1	1	1.11	0.89	0.45	5000	0.43	47.97	22.51	30.31	0.05	0.12
0.40	0.1	1	0.96	0.82	0.57	5000	0.43	45.51	15.61	26.28	0.06	0.17
0.50	0.1	1	0.84	0.74	0.67	5000	0.43	42.50	10.85	22.94	0.06	0.23
0.60	0.1	1	0.74	0.67	0.74	5000	0.43	39.33	7.64	20.20	0.05	0.29
0.70	0.1	1	0.66	0.61	0.79	5000	0.43	36.25	5.49	17.95	0.05	0.34
0.80	0.1	1	0.59	0.55	0.83	5000	0.43	33.41	4.03	16.10	0.05	0.39
0.90	0.1	1	0.53	0.51	0.86	5000	0.43	30.84	3.01	14.56	0.05	0.43
1.00	0.1	1	0.48	0.47	0.88	5000	0.43	28.54	2.30	13.26	0.04	0.48
1.10	0.1	1	0.44	0.43	0.90	5000	0.43	26.50	1.79	12.17	0.04	0.52
1.20	0.1	1	0.41	0.40	0.92	5000	0.43	24.69	1.42	11.23	0.04	0.56
1.30	0.1	1	0.38	0.37	0.93	5000	0.43	23.09	1.14	10.42	0.04	0.59
1.40	0.1	1	0.35	0.35	0.94	5000	0.43	21.66	0.92	9.71	0.03	0.63
1.50	0.1	1	0.33	0.33	0.95	5000	0.43	20.38	0.76	9.09	0.03	0.66
1.60	0.1	1	0.31	0.31	0.95	5000	0.43	19.23	0.63	8.54	0.03	0.69
1.70	0.1	1	0.29	0.29	0.96	5000	0.43	18.20	0.53	8.05	0.03	0.72
1.80	0.1	1	0.28	0.27	0.96	5000	0.43	17.27	0.45	7.62	0.03	0.75
1.90	0.1	1	0.26	0.26	0.97	5000	0.43	16.42	0.38	7.23	0.03	0.77
2.00	0.1	1	0.25	0.25	0.97	5000	0.43	15.65	0.33	6.87	0.03	0.80
2.10	0.1	1	0.24	0.24	0.97	5000	0.43	14.94	0.29	6.55	0.02	0.82
2.20	0.1	1	0.23	0.23	0.97	5000	0.43	14.30	0.25	6.26	0.02	0.85
2.30	0.1	1	0.22	0.22	0.98	5000	0.43	13.70	0.22	5.99	0.02	0.87
2.40	0.1	1	0.21	0.21	0.98	5000	0.43	13.15	0.19	5.74	0.02	0.89
2.50	0.1	1	0.20	0.20	0.98	5000	0.43	12.64	0.17	5.51	0.02	0.91
2.60	0.1	1	0.19	0.19	0.98	5000	0.43	12.17	0.15	5.30	0.02	0.93
2.70	0.1	1	0.19	0.19	0.98	5000	0.43	11.74	0.14	5.11	0.02	0.95
2.80	0.1	1	0.18	0.18	0.98	5000	0.43	11.33	0.12	4.92	0.02	0.97
2.90	0.1	1	0.17	0.17	0.98	5000	0.43	10.95	0.11	4.75	0.02	0.98
3.00	0.1	1	0.17	0.17	0.99	5000	0.43	10.59	0.10	4.60	0.02	1.00
3.10	0.1	1	0.16	0.16	0.99	5000	0.43	10.25	0.09	4.45	0.02	1.02
3.20	0.1	1	0.16	0.16	0.99	5000	0.43	9.94	0.08	4.31	0.02	1.03
3.30	0.1	1	0.15	0.15	0.99	5000	0.43	9.64	0.08	4.18	0.02	1.05

3.40	0.1	1	0.15	0.15	0.99	5000	0.43	9.36	0.07	4.06	0.02	1.06
3.50	0.1	1	0.14	0.14	0.99	5000	0.43	9.10	0.06	3.94	0.01	1.08
3.60	0.1	1	0.14	0.14	0.99	5000	0.43	8.85	0.06	3.83	0.01	1.09
3.70	0.1	1	0.14	0.14	0.99	5000	0.43	8.61	0.05	3.73	0.01	1.11
3.80	0.1	1	0.13	0.13	0.99	5000	0.43	8.39	0.05	3.63	0.01	1.12
3.90	0.1	1	0.13	0.13	0.99	5000	0.43	8.18	0.05	3.54	0.01	1.13
4.00	0.1	1	0.13	0.13	0.99	5000	0.43	7.97	0.04	3.45	0.01	1.15

In fase progettuale dovrà essere valutata l'entità e la compatibilità dei cedimenti sulla base delle specifiche azioni agenti sul piano fondazionale.

9. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Sulla base delle risultanze delle ricognizioni di superficie e delle indagini geognostiche e dall'analisi degli elaborati progettuali, possono essere formulate le seguenti considerazioni conclusive in merito all'esecuzione delle opere previste:

Situazione geologica

Il primo sottosuolo dell'area in cui ricade l'opera di progetto è caratterizzato dalla presenza di terreni argillosi e limosi, derivanti dall'alterazione dei substrati (formazioni vulcaniche costituite da tufi e basalti) oligocenici, di origine eluviale e, subordinatamente, colluviale.

Attraverso le risultanze delle indagini condotte in sito sono state individuate e caratterizzate le unità litotecniche interessate dagli interventi di progetto. Semplificando opportunamente la successione stratigrafica mediante accorpamenti realizzati con criterio geotecnico, si possono distinguere le seguenti unità litotecniche con i relativi parametri fisico-meccanici caratteristici, nell'ambito del settore di intervento:

- **Unità A:** coltre vegetale e terreni allentati/rimaneggiati, fino alla profondità di 1,20 m dal p.c. locale; si segnala un approfondimento maggiore (fino a -1,50 m dal p.c. locale in corrispondenza della penetrometria P4) lungo il tracciato della rete fognaria in cls. ($\varnothing = 30$ cm) esistente: ai fini progettuali, le caratteristiche fisico-meccaniche non consentono l'impegno diretto dell'unità in esame
- **Unità B:** terreni argilloso-limosi localmente con frazione sabbiosa, fino alla profondità di circa 13 m dal p.c. locale, da moderatamente consistenti a consistenti:

Classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

Limiti di Atterberg:

Limite di liquidità: $w_L = 65\%$

Limite di plasticità: $w_P = 32\%$

Indice di plasticità: $IP = 33\%$

Analisi granulometrica:

Ghiaia: 0,00%

Sabbia: 1,83%

Limo: 43,72%

Argilla: 54,45%

Contenuto d'acqua: $w = 29,4\%$

Peso di volume: $18,5 \text{ kN/m}^3$

Resistenza al taglio non drenata: $c_u = 50 \div 100 \text{ kN/m}^2$

Modulo di deformazione edometrica = $100 * c_u$ (stima di massima in assenza di adeguate prove di laboratorio geotecnico): $M = 5.000 \div 10.000 \text{ kN/m}^2$

- **Unità C:** substrati tufacei e/o vulcanitici con caratteristiche di resistenza gradualmente crescenti con la profondità:

Peso di volume: $19 \div 21 \text{ kN/m}^3$

Resistenza al taglio drenata: $\varphi' = 34 \div 38^\circ$; $c' = 20 \div 50 \text{ kN/m}^2$

Si segnala che nel settore più a sud (postazioni penetrometriche P1-P5 e scavi geognostici T3-T4) sono stati intercettati depositi alluvionali ghiaioso-sabbiosi che vanno rastremandosi verso il piede del rilievo collinare posto a nord; ai fini progettuali, in relazione alla limitata estensione vertico-laterale di tali livelli granulari, si considerano i parametri fisico-meccanici relativi alla descritta *unità litotecnica B*.

Con riferimento all'assetto idrogeologico locale, si segnala che al momento delle indagini è stata rilevata la presenza di circolazione idrica sotterranea in corrispondenza delle verticali penetrometriche P2 e P4, rispettivamente alla profondità di 1,86 e 5,10 m dal p.c. locale.

A beneficio della Committenza è stato installato un tubo piezometrico (Z1 nella planimetria con l'ubicazione delle prove in sito allegata a fine testo) per il monitoraggio del livello idrico entro il foro della prova P2 (alla data 10.09.2015 la canna è risultata danneggiata venendo meno la sua funzionalità).

Con riferimento all'ambito di intervento, dall'analisi della documentazione geologico-tecnica di supporto ai vigenti strumenti urbanistici (PATI, PAI) non si rilevano situazioni riconducibili a fenomeni di dissesto geologico e idraulico in atto.

Interventi di progetto

L'intervento edilizio di progetto prevede la costruzione della palestra a servizio della scuola elementare del capoluogo. E' prevista la realizzazione di soli piani fuori terra; la superficie di calpestio del P.T. di progetto è ubicata alla quota 151,65 m).

Sulla base delle ricognizioni di superficie e delle risultanze delle indagini geognostiche, non si ravvisano controindicazioni di natura geologica alla realizzazione del proposto intervento, ferme restando le predisposizioni tecnico-operative contenute nel presente documento.

In particolare, si dovrà prevedere un adeguato sistema di drenaggio onde evitare ristagni e saturazioni del sedime di fondazione, con conseguente decadimento delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni argilloso-limosi.

Si dovrà altresì prevedere la stesa di uno strato di materiale arido anticapillare (pezzatura da 0,2 a 20 cm) adeguatamente compattato, preceduta dall'interposizione di un geotessile anticontaminante (a filo continuo) o di calcestruzzo magro.

Strutture di fondazione

Relativamente alla tipologia fondazionale, è stata analizzata una soluzione progettuale che prevede l'adozione di fondazioni continue (nastriformi), da impostare alla profondità minima di 1,20 m dal p.c. locale, eventualmente prevedendo bonifiche con calcestruzzo magro; si prescrive un maggiore approfondimento (a circa -1,50 m dal p.c. locale in corrispondenza della penetrometria P4) lungo il tracciato della rete fognaria in cls. ($\varnothing = 30$ cm) esistente. Nei calcoli di capacità portante (in condizioni statiche) viene ipotizzato un nastro continuo di larghezza $B = 1,00$ m impostato nella descritta *unità litotecnica B* e si considera un incastro minimo garantito pari a 1,20 m e un carico baricentrico e verticale.

Le capacità portanti resistenti indicate precedentemente:

- D.M. 14.01.2008: *Approccio 1 - Combinazione 2* ($A2+M2+R2 = 1,8$): $R_d = 149 \text{ kN/m}^2$ ($=15,1 \text{ t/m}^2 = 1,51 \text{ kg/cm}^2$),
- D.M. 14.01.2008: *Approccio 2 - Combinazione Unica* ($A1+M1+R3 = 2,3$): $R_d = 160 \text{ kN/m}^2$ ($= 16,3 \text{ t/m}^2 = 1,63 \text{ kg/cm}^2$),
- con il D.M. 11.03.1988 (con $F_s = 3$) si ottiene una capacità portante di sicurezza (q_{sic}) pari a 122 kN/m^2 ($= 12,4 \text{ t/m}^2 = 1,24 \text{ kg/cm}^2$),

dovranno essere verificate dallo Strutturista sulla base delle specifiche azioni agenti e della geometria delle fondazioni di progetto.

Nella valutazione dei cedimenti del terreno di fondazione, di natura coesiva, conseguenti all'applicazione del carico, si è fatto riferimento alla teoria monodimensionale di Terzaghi; il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte nel sottosuolo è stato effettuato secondo la formulazione teorica di Poulos e Davis, ipotizzando una fondazione nastriforme flessibile uniformemente caricata e considerando i parametri geotecnici in precedenza indicati.

Il calcolo del cedimento totale (indicativo in assenza di adeguate prove di laboratorio geotecnico) che, con le assunzioni e le geometrie di progetto e considerando i parametri geotecnici dei livelli deformabili posti al di sotto del piano fondazionale, conduce ad un valore di circa 1,2 cm in corrispondenza del centro della fondazione nastriforme larga 1,00 m e impostata alla profondità minima di 1,20 m dal p.c. locale; nei calcoli, in base alle indicazioni progettuali, si assume una pressione di contatto pari a 50 kN/m^2 .

In fase progettuale dovrà essere valutata l'entità e la compatibilità dei cedimenti sulla base delle specifiche azioni agenti sul piano fondazionale.

Normativa Sismica

Con riferimento alla normativa strutturale in zona sismica, in base alle disposizioni del D.M. 14.01.2008 l'azione sismica di progetto viene definita a partire dalla "pericolosità sismica di

base”, attraverso le coordinate geografiche del sito (latitudine e longitudine) nell’ambito di una predefinita griglia di calcolo.

Ai fini della definizione dell’azione sismica di progetto, con le nuove disposizioni normative sono state inoltre distinte diverse categorie di profilo stratigrafico del terreno di fondazione.

In base ai profili verticali di velocità Vs determinati con le metodologie MASW e MFA-HS, ai valori di Vs30 (MASW: Vs30 = 321 m/s al p.c. locale e Vs30 = 342 m/s a -1 m dal p.c. locale; MFA-HS: Vs30 = 308 m/s al p.c. locale e Vs30 = 332 m/s a -1 m dal p.c. locale) ed alle “Norme tecniche per le costruzioni” (punto 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008), il sito in esame risulta ascrivibile alla sequenza stratigrafica C (punto 3.2.2 del D.M. 14 gennaio 2008) *“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 Vs₃₀ compresi tra 180 e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)”*.

In considerazione del descritto assetto fisiografico locale (categoria T1 di cui al punto 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), non si adotta alcun coefficiente di amplificazione topografica.

La curva HVSR evidenzia un picco principale (frequenza di risonanza del sito) a circa 2,1 Hz.

Regimazione delle acque meteoriche

Il descritto assetto litologico-stratigrafico ed idrogeologico locale e le limitate caratteristiche di conducibilità idraulica del primo sottosuolo, non consentono lo smaltimento delle acque meteoriche mediante dispositivi di dispersione in sito (pozzi perdenti e/o trincee drenanti).

Ispezioni geologico-tecniche

In fase esecutiva dovranno essere ispezionate le caratteristiche litologico-stratigrafiche e fisico-meccaniche descritte precedentemente, in modo da validare il modello geologico-tecnico ipotizzato.

Chiuppano, novembre 2015

Dr. Geol. Andrea MASSAGRANDE



Allegati

- Planimetria alla scala 1:250 con l'ubicazione delle prove in sito
- Specifiche tecniche del penetrometro dinamico DPSH utilizzato
- Tabelle e diagrammi penetrometrici dinamici
- Tabelle e diagrammi prova penetrometrica statica CPT1
- Report prove di laboratorio geotecnico (*GEODATA sas*)
- Documentazione fotografica

Foto 1: Scavo geognostico T1 (profondità 2,50 m)

Foto 2: Scavo geognostico T2 (profondità 2,60 m)

Foto 3: Scavo geognostico T3 (profondità 2,50 m)

Foto 4: Scavo geognostico T4 (profondità 2,70 m)

Foto 5: Scavo geognostico T5 (profondità 2,60 m)

Foto 6: Scavo geognostico T6 (profondità 0,70 m)

Foto 7: Prova penetrometrica dinamica P1

Foto 8: Prova penetrometrica dinamica P2

Foto 9: Prova penetrometrica dinamica P3

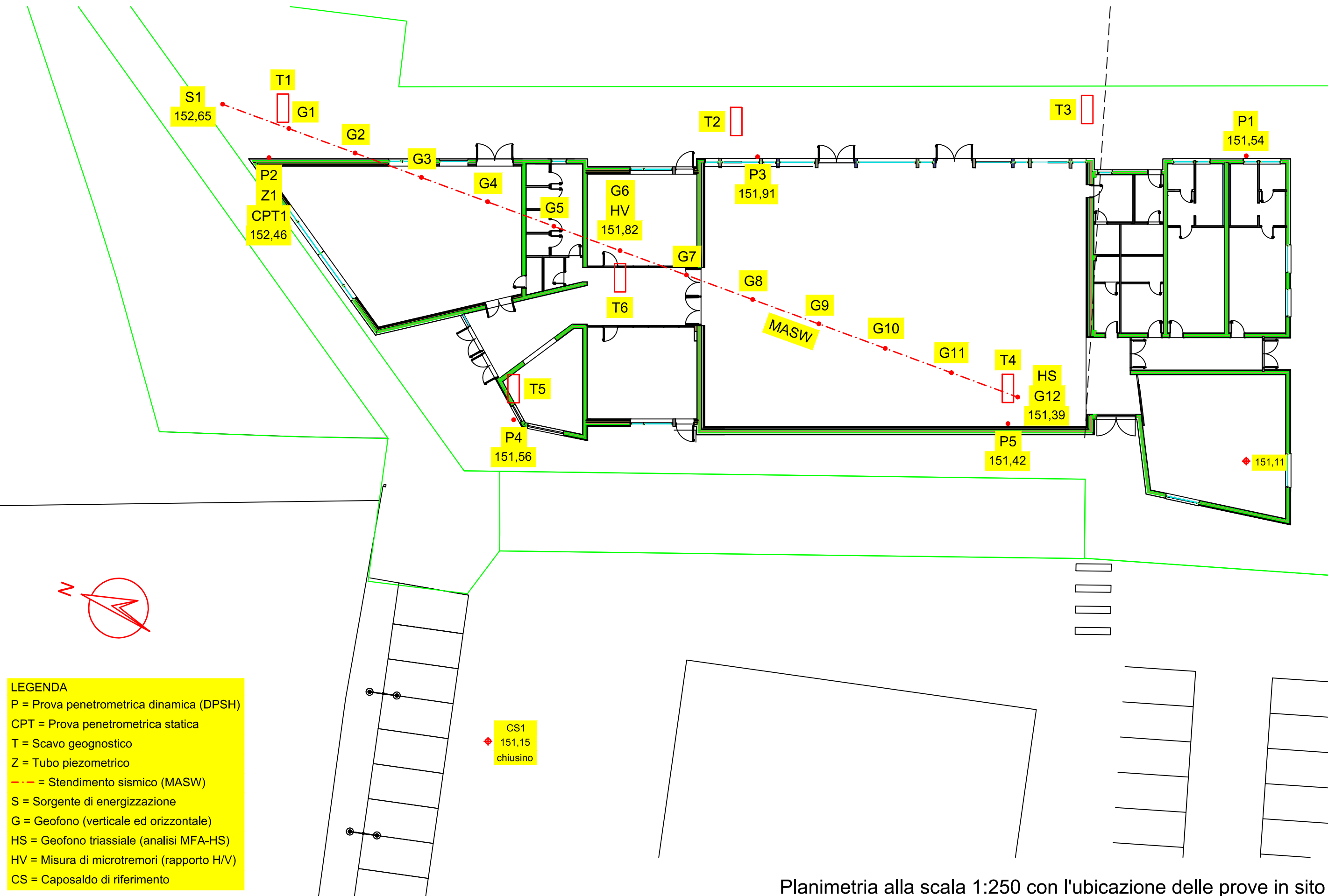
Foto 10: Prova penetrometrica dinamica P4

Foto 11: Prova penetrometrica dinamica P5

Foto 12: Prova penetrometrica statica CPT1

Foto 13: Indagine sismica (MASW)

Foto 14: Geofono triassiale (indagine MFA-HS e H/V)



Planimetria alla scala 1:250 con l'ubicazione delle prove in sito

PENETROMETRO DINAMICO IN USO : DPSH73

Classificazione ISSMFE (1988) dei penetrometri dinamici		
TIPO	Sigla riferimento	Peso Massa Battente M (kg)
Leggero	DPL (Light)	$M \leq 10$
Medio	DPM (Medium)	$10 < M < 40$
Pesante	DPH (Heavy)	$40 \leq M < 60$
Super pesante	DPSH (Super Heavy)	$M \geq 60$

CARATTERISTICHE TECNICHE : DPSH73

PESO MASSA BATTENTE	M = 73,00 kg
ALTEZZA CADUTA LIBERA	H = 0,75 m
PESO SISTEMA BATTUTA	Ms = 25,00 kg
DIAMETRO PUNTA CONICA	D = 50,40 mm
AREA BASE PUNTA CONICA	A = 20,00 cm ²
ANGOLO APERTURA PUNTA	$\alpha = 60^\circ$
LUNGHEZZA DELLE ASTE	La = 0,90 m
PESO ASTE PER METRO	Ma = 6,30 kg
PROF. GIUNZIONE 1 ^a ASTA	P1 = 0,90 m
AVANZAMENTO PUNTA	$\delta = 0,30$ m
NUMERO DI COLPI PUNTA	N = N(30) \Rightarrow Relativo ad un avanzamento di 30 cm
RIVESTIMENTO / FANGHI	NO
ENERGIA SPECIFICA x COLPO	Q = (MH)/(A δ) = 9,13 kg/cm ² (prova SPT : Qspt = 7.83 kg/cm ²)
COEFF.TEORICO DI ENERGIA	$\beta_t = Q/Q_{spt} = 1,165$ (teoricamente : Nspt = β_t N)

Valutazione resistenza dinamica alla punta Rpd [funzione del numero di colpi N] (FORMULA OLANDESE) :

$$R_{pd} = M^2 H / [A e (M+P)] = M^2 H N / [A \delta (M+P)]$$

Rpd = resistenza dinamica punta [area A]
e = infissione per colpo = δ / N

M = peso massa battente (altezza caduta H)
P = peso totale aste e sistema battuta

UNITA' di MISURA (conversioni)

1 kg/cm² = 0.098067 MPa \approx 0,1 MPa
1 MPa = 1 MN/m² = 10.197 kg/cm²
1 bar = 1.0197 kg/cm² = 0.1 MPa
1 kN = 0.001 MN = 101.97 kg

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 1

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	5	32,1	1	1,80 - 2,10	36	208,5	3
0,30 - 0,60	6	38,6	1	2,10 - 2,40	34	196,9	3
0,60 - 0,90	7	45,0	1	2,40 - 2,70	26	150,6	3
0,90 - 1,20	17	103,6	2	2,70 - 3,00	49	270,5	4
1,20 - 1,50	41	249,8	2	3,00 - 3,30	50	276,0	4
1,50 - 1,80	39	237,6	2				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,40** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 2

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : 1,86 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	1	6,4	1	5,40 - 5,70	11	53,2	7
0,30 - 0,60	2	12,9	1	5,70 - 6,00	13	62,9	7
0,60 - 0,90	2	12,9	1	6,00 - 6,30	15	72,6	7
0,90 - 1,20	4	24,4	2	6,30 - 6,60	15	69,7	8
1,20 - 1,50	8	48,7	2	6,60 - 6,90	18	83,6	8
1,50 - 1,80	8	48,7	2	6,90 - 7,20	19	88,3	8
1,80 - 2,10	11	63,7	3	7,20 - 7,50	19	84,9	9
2,10 - 2,40	14	81,1	3	7,50 - 7,80	19	84,9	9
2,40 - 2,70	13	75,3	3	7,80 - 8,10	20	89,4	9
2,70 - 3,00	13	71,8	4	8,10 - 8,40	20	86,1	10
3,00 - 3,30	11	60,7	4	8,40 - 8,70	21	90,4	10
3,30 - 3,60	10	55,2	4	8,70 - 9,00	23	99,0	10
3,60 - 3,90	9	47,4	5	9,00 - 9,30	31	128,8	11
3,90 - 4,20	8	42,2	5	9,30 - 9,60	34	141,2	11
4,20 - 4,50	8	42,2	5	9,60 - 9,90	37	153,7	11
4,50 - 4,80	7	35,3	6	9,90 - 10,20	43	172,5	12
4,80 - 5,10	8	40,4	6	10,20 - 10,50	50	200,6	12
5,10 - 5,40	8	40,4	6				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,40** mm

- Numero Colpi Punta N = N(30) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA **TABELLE VALORI DI RESISTENZA**

DIN 3

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	3	19,3	1	3,90 - 4,20	28	147,6	5
0,30 - 0,60	5	32,1	1	4,20 - 4,50	25	131,8	5
0,60 - 0,90	8	51,4	1	4,50 - 4,80	28	141,3	6
0,90 - 1,20	9	54,8	2	4,80 - 5,10	31	156,4	6
1,20 - 1,50	8	48,7	2	5,10 - 5,40	29	146,3	6
1,50 - 1,80	8	48,7	2	5,40 - 5,70	33	159,6	7
1,80 - 2,10	10	57,9	3	5,70 - 6,00	37	179,0	7
2,10 - 2,40	14	81,1	3	6,00 - 6,30	30	145,1	7
2,40 - 2,70	18	104,3	3	6,30 - 6,60	34	158,0	8
2,70 - 3,00	29	160,1	4	6,60 - 6,90	33	153,3	8
3,00 - 3,30	33	182,2	4	6,90 - 7,20	39	181,2	8
3,30 - 3,60	31	171,1	4	7,20 - 7,50	47	210,1	9
3,60 - 3,90	27	142,3	5	7,50 - 7,80	50	223,5	9

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,40** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 4

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : 5,10 m da quota inizio
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	1	6,4	1	3,90 - 4,20	19	100,2	5
0,30 - 0,60	3	19,3	1	4,20 - 4,50	18	94,9	5
0,60 - 0,90	4	25,7	1	4,50 - 4,80	19	95,9	6
0,90 - 1,20	4	24,4	2	4,80 - 5,10	23	116,0	6
1,20 - 1,50	3	18,3	2	5,10 - 5,40	26	131,2	6
1,50 - 1,80	8	48,7	2	5,40 - 5,70	27	130,6	7
1,80 - 2,10	8	46,3	3	5,70 - 6,00	31	150,0	7
2,10 - 2,40	10	57,9	3	6,00 - 6,30	39	188,7	7
2,40 - 2,70	12	69,5	3	6,30 - 6,60	38	176,6	8
2,70 - 3,00	16	88,3	4	6,60 - 6,90	36	167,3	8
3,00 - 3,30	19	104,9	4	6,90 - 7,20	46	213,7	8
3,30 - 3,60	20	110,4	4	7,20 - 7,50	50	223,5	9
3,60 - 3,90	17	89,6	5				

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,40** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA TABELLE VALORI DI RESISTENZA

DIN 5

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : Falda non rilevata
 - pagina : 1

Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta	Prof.(m)	N(colpi p)	Rpd(kg/cm ²)	asta
0,00 - 0,30	1	6,4	1	3,60 - 3,90	8	42,2	5
0,30 - 0,60	6	38,6	1	3,90 - 4,20	18	94,9	5
0,60 - 0,90	13	83,5	1	4,20 - 4,50	22	116,0	5
0,90 - 1,20	21	127,9	2	4,50 - 4,80	28	141,3	6
1,20 - 1,50	36	219,3	2	4,80 - 5,10	30	151,4	6
1,50 - 1,80	35	213,2	2	5,10 - 5,40	31	156,4	6
1,80 - 2,10	19	110,0	3	5,40 - 5,70	32	154,8	7
2,10 - 2,40	18	104,3	3	5,70 - 6,00	32	154,8	7
2,40 - 2,70	16	92,7	3	6,00 - 6,30	39	188,7	7
2,70 - 3,00	17	93,8	4	6,30 - 6,60	42	195,2	8
3,00 - 3,30	12	66,2	4	6,60 - 6,90	44	204,4	8
3,30 - 3,60	7	38,6	4	6,90 - 7,20	50	232,3	8

- PENETROMETRO DINAMICO tipo : **DPSH73**

- M (massa battente)= **73,00** kg - H (altezza caduta)= **0,75** m - A (area punta)= **20,00** cm² - D(diam. punta)= **50,40** mm

- Numero Colpi Punta N = N(**30**) [δ = 30 cm]

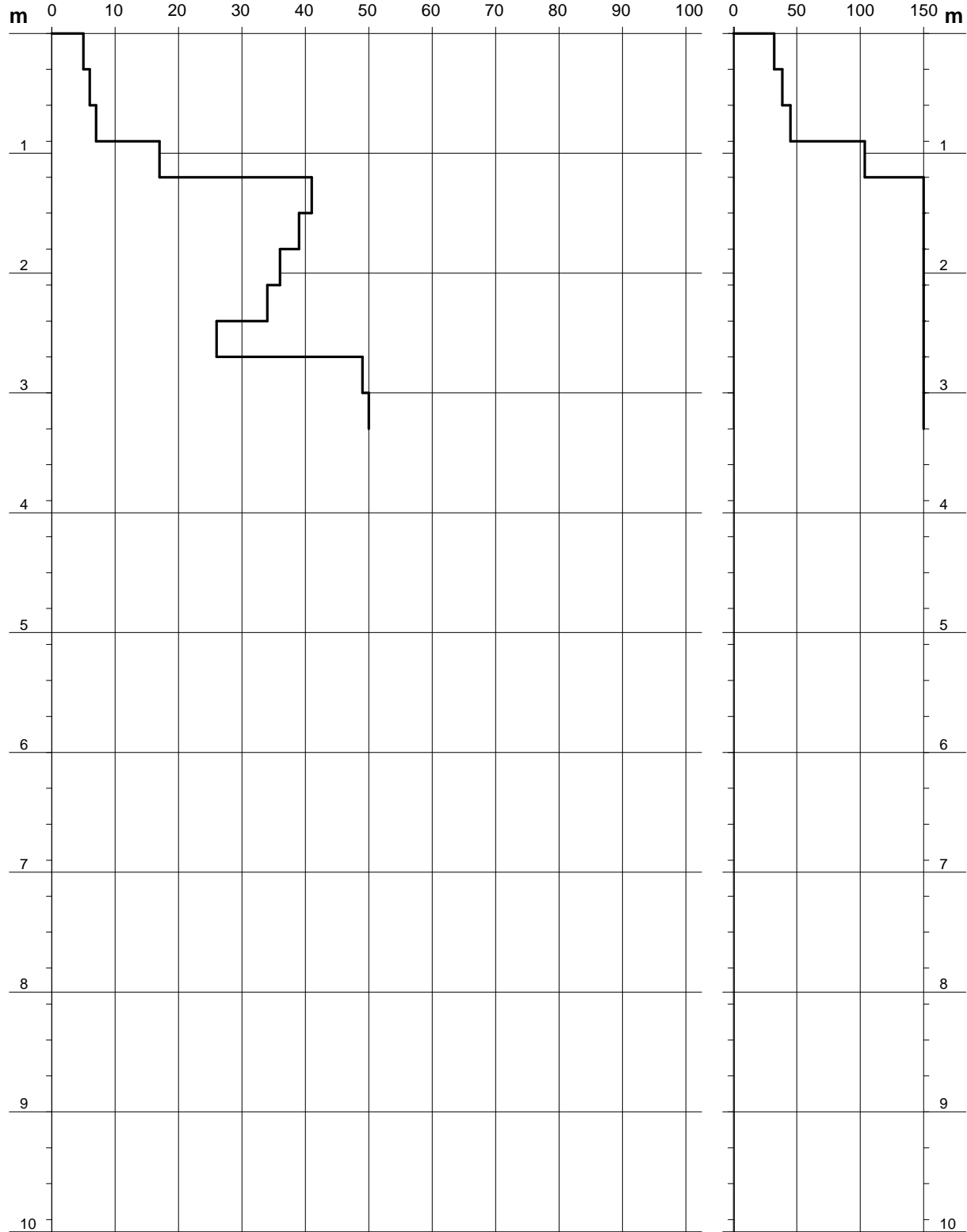
- Uso rivestimento / fanghi iniezione : **NO**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd****DIN 1**

Scala 1: 50

- committente : Comune di Zugliano
- lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
- località : Via Marconi - Zugliano (VI)
- note :

- data : 01/09/2015
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm**Rpd (kg/cm²)**

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd

DIN 2

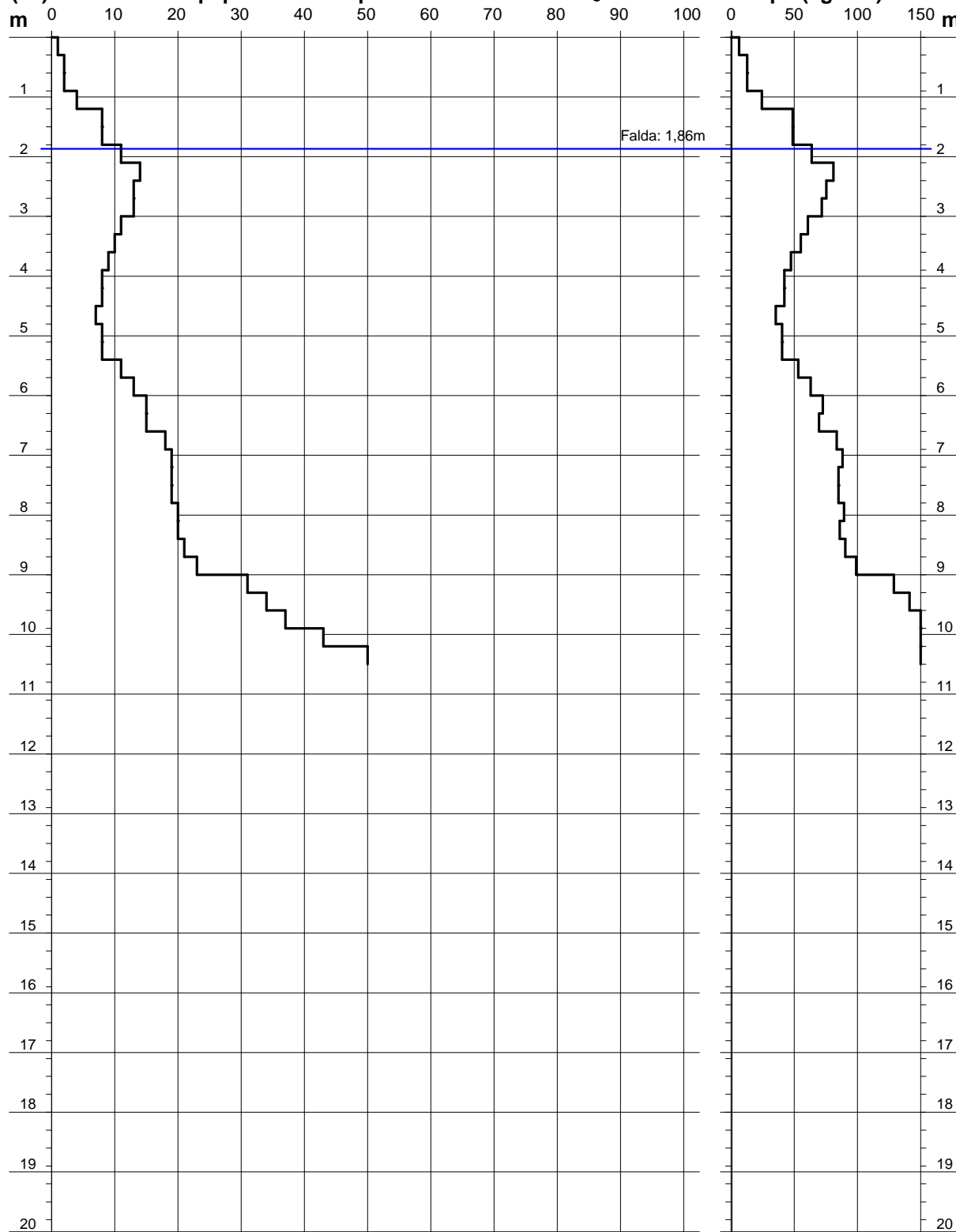
Scala 1: 100

- committente : Comune di Zugliano
 - lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
 - località : Via Marconi - Zugliano (VI)
 - note :

- data : 01/09/2015
 - quota inizio : p.c.
 - prof. falda : 1,86 m da quota inizio
 - pagina : 1

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm

Rpd (kg/cm²)

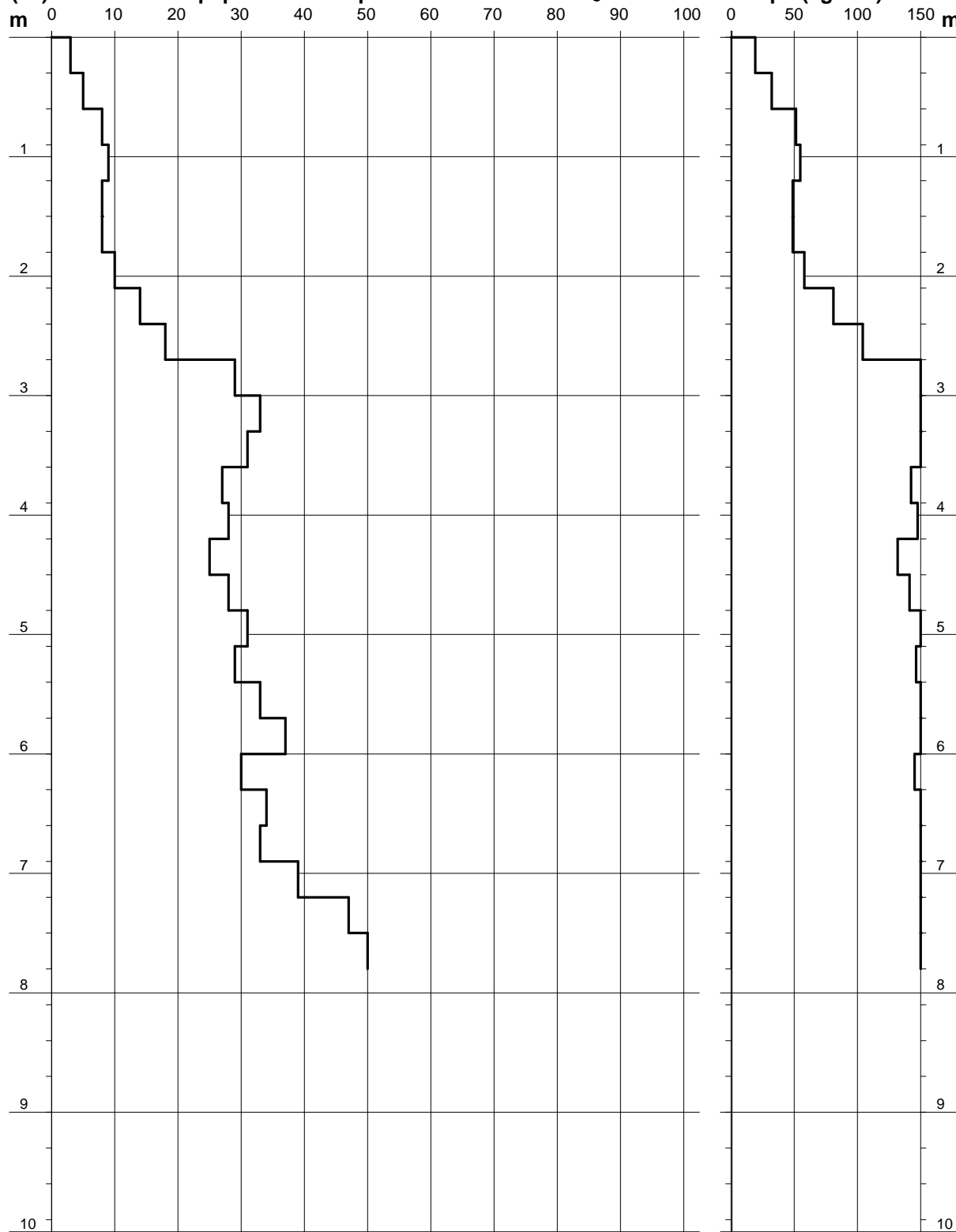


**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd****DIN 3**

Scala 1: 50

- committente : Comune di Zugliano
- lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
- località : Via Marconi - Zugliano (VI)
- note :

- data : 01/09/2015
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

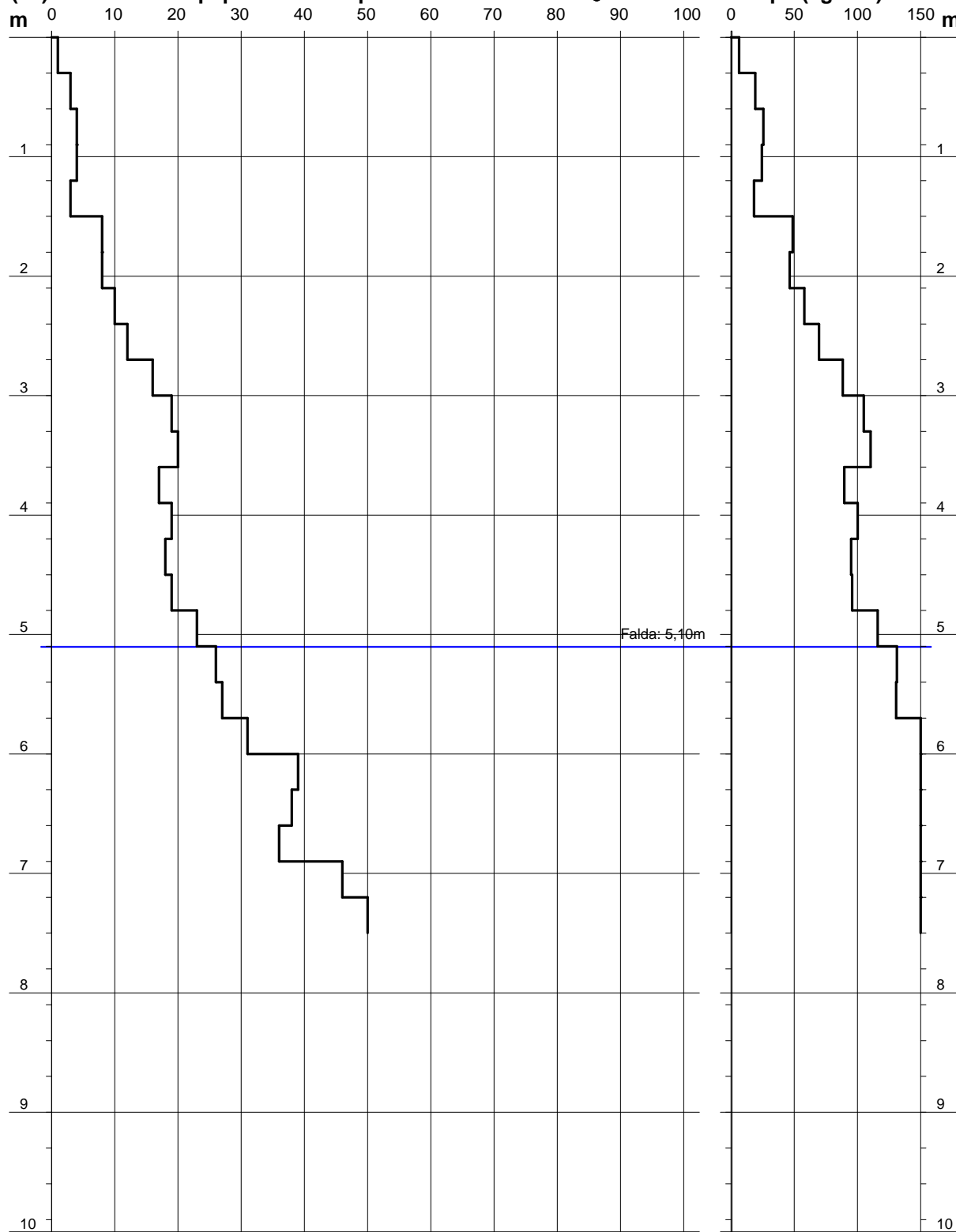
N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm**Rpd (kg/cm²)**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd****DIN 4**

Scala 1: 50

- committente : Comune di Zugliano
- lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
- località : Via Marconi - Zugliano (VI)
- note :

- data : 01/09/2015
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : 5,10 m da quota inizio
- pagina : 1

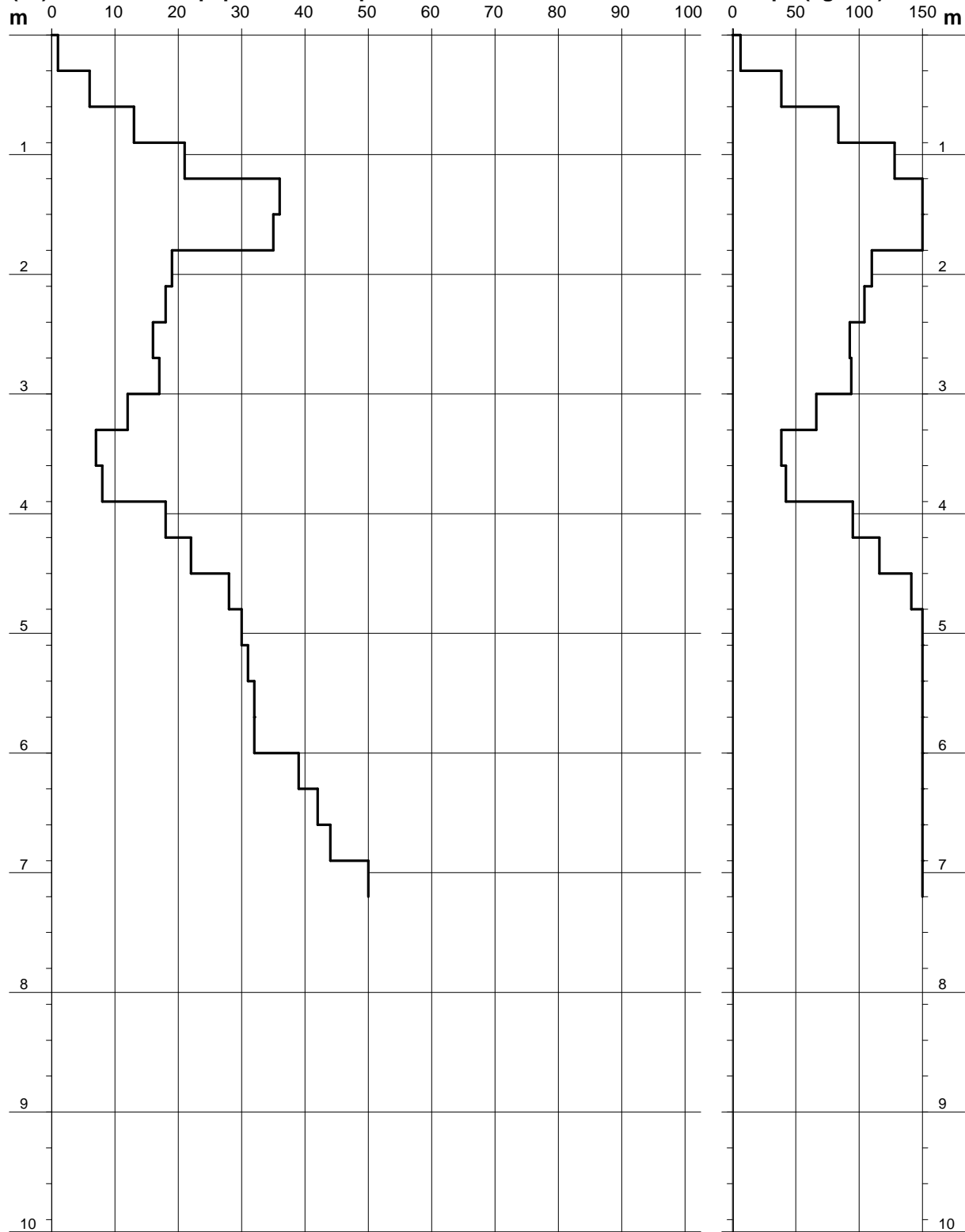
N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm**Rpd (kg/cm²)**

**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA
DIAGRAMMA NUMERO COLPI PUNTA - Rpd****DIN 5**

Scala 1: 50

- committente : Comune di Zugliano
- lavoro : Palestra scuola elementare di Zugliano
- località : Via Marconi - Zugliano (VI)
- note :

- data : 01/09/2015
- quota inizio : p.c.
- prof. falda : Falda non rilevata
- pagina : 1

N = N(30) numero di colpi penetrazione punta - avanzamento $\delta = 30$ cm**Rpd (kg/cm²)**

Committente: Comune di Zugliano
Lavoro: Palestra scuola elementare di Zugliano
Località: Via Marconi - Zugliano (VI)
Data: 14.09.2015

PROVA PENETROMETRICA STATICA: CPT1

prof.	RP(Kg/cmq)	Fs(Kg/cmq)	RP/RL	classificazione	RL/RP x 100
0.40	4.00	0.20	20	argilla tenera	5.00
0.60	7.00	0.13	53	sabbia sciolta-limo sabbioso	1.90
0.80	10.00	0.40	25	argilla media	4.00
1.00	10.00	0.40	25	argilla media	4.00
1.20	11.00	0.40	28	limo argilloso	3.64
1.40	31.00	1.13	27	limo arg. sabb.	3.66
1.60	30.00	1.27	24	limo arg. sabb.	4.22
1.80	32.00	1.20	27	limo arg. sabb.	3.75
2.00	42.00	2.33	18	argilla inorganica n.s.	5.56
2.20	39.00	1.93	20	limo arg.-sabb.	4.96
2.40	60.00	2.40	25	limo arg. sabb.	4.00
2.60	60.00	2.53	24	limo arg. sabb.	4.22
2.80	62.00	2.00	31	sabbia e limo	3.23
3.00	67.00	2.13	31	sabbia e limo	3.18
3.20	51.00	2.47	21	limo arg.-sabb.	4.84
3.40	43.00	2.20	20	limo arg.-sabb.	5.12
3.60	31.00	2.53	12	argilla inorganica n.s.	8.17
3.80	41.00	2.00	21	limo arg.-sabb.	4.88
4.00	39.00	2.00	20	limo arg.-sabb.	5.13
4.20	346.00	4.80	72	sabbia molto densa	1.39
4.40	112.00	2.27	49	sabbia molto densa	2.02
4.60	33.00	1.27	26	limo arg. sabb.	3.84
4.80	31.00	0.53	58	sabbia	1.72
5.00	38.00	1.27	30	limo arg. sabb.	3.33
5.20	169.00	2.13	79	sabbia molto densa	1.26
5.40	83.00	4.60	18	limo arg.-sabb.	5.54
5.60	39.00	3.80	10	argilla inorganica n.s.	9.74
5.80	42.00	2.27	19	argilla inorganica n.s.	5.40
6.00	37.00	0.27	139	sabbia	0.72
6.20	111.00	2.80	40	sabbia e limo	2.52
6.40	63.00	0.53	118	sabbia	0.85
6.60	26.00	0.87	30	limo argilloso	3.33
6.80	35.00	1.20	29	limo arg. sabb.	3.43
7.00	37.00	1.93	19	argilla inorganica n.s.	5.23
7.20	37.00	2.20	17	argilla inorganica n.s.	5.95
7.40	39.00	0.33	117	sabbia	0.85
7.60	39.00	0.80	49	sabbia	2.05
7.80	37.00	0.87	43	sabbia e limo	2.34
8.00	36.00	0.60	60	sabbia	1.67
8.20	38.00	0.53	71	sabbia	1.40
8.40	26.00	0.73	35	sabbia e limo	2.82
8.60	27.00	0.40	68	sabbia	1.48
8.80	15.00	1.07	14	argilla org. terreni misti	7.11
9.00	29.00	1.07	27	limo argilloso	3.68
9.20	39.00	0.33	117	sabbia	0.85
9.40	37.00	0.53	69	sabbia	1.44
9.60	34.00	0.60	57	sabbia	1.76
9.80	37.00	0.27	139	sabbia	0.72
10.00	36.00	1.73	21	limo arg.-sabb.	4.81
10.20	42.00	0.73	57	sabbia	1.75
10.40	42.00	0.87	48	sabbia	2.06
10.60	35.00	0.93	38	sabbia e limo	2.67
10.80	36.00	0.73	49	sabbia	2.04
11.00	39.00	0.80	49	sabbia	2.05
11.20	38.00	0.93	41	sabbia e limo	2.46
11.40	42.00	1.00	42	sabbia e limo	2.38
11.60	60.00	2.27	26	limo arg. sabb.	3.78
11.80	41.00	1.60	26	limo arg. sabb.	3.90
12.00	40.00	1.33	30	limo arg. sabb.	3.33
12.20	47.00	1.87	25	limo arg. sabb.	3.97
12.40	42.00	1.00	42	sabbia e limo	2.38
12.60	35.00	1.73	20	limo arg.-sabb.	4.95
12.80	39.00	1.80	22	limo arg.-sabb.	4.62
13.00	42.00	2.07	20	limo arg.-sabb.	4.92
13.20	62.00	4.13	15	argilla inorganica n.s.	6.67
13.40	51.00	3.73	14	argilla inorganica n.s.	7.32
13.60	60.00	3.13	19	limo arg.-sabb.	5.22
13.80	79.00	4.27	19	limo arg.-sabb.	5.40
14.00	84.00	3.60	23	limo arg. sabb.	4.29
14.20	75.00	4.93	15	argilla inorganica n.s.	6.58
14.40	83.00	4.53	18	limo arg.-sabb.	5.46
14.60	93.00	4.27	22	limo arg.-sabb.	4.59
14.80	96.00	4.87	20	limo arg.-sabb.	5.07
15.00	88.00	4.87	18	limo arg.-sabb.	5.53

Committente: Comune di Zugliano
 Lavoro: Palestra scuola elementare di Zugliano
 Località: Via Marconi - Zugliano (VI)
 Data: 14.09.2015

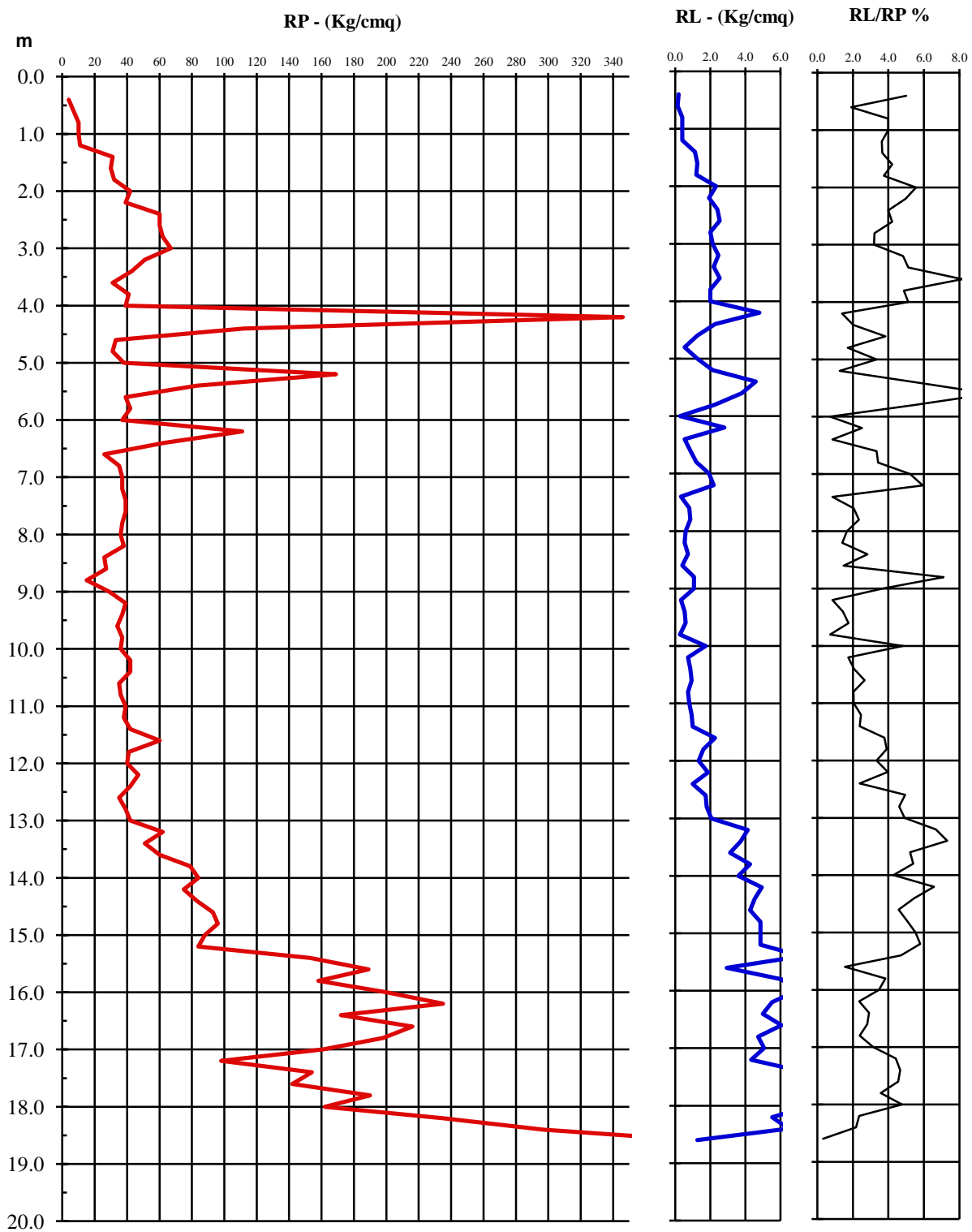
PROVA PENETROMETRICA STATICA: CPT1

prof.	RP(Kg/cmq)	Fs(Kg/cmq)	RP/RL	classificazione	RL/RP x 100
15.20	84.00	4.87	17	limo arg.-sabb.	5.79
15.40	153.00	7.20	21	limo arg.-sabb.	4.71
15.60	189.00	2.93	64	sabbia molto densa	1.55
15.80	158.00	6.07	26	sabbia e limo	3.84
16.00	200.00	6.93	29	sabbia e limo	3.47
16.20	235.00	5.53	42	sabbia molto densa	2.35
16.40	172.00	5.00	34	sabbia e limo	2.91
16.60	216.00	6.07	36	sabbia e limo	2.81
16.80	198.00	4.73	42	sabbia molto densa	2.39
17.00	161.00	5.07	32	sabbia e limo	3.15
17.20	98.00	4.33	23	limo arg. sabb.	4.42
17.40	154.00	7.20	21	limo arg.-sabb.	4.68
17.60	142.00	6.47	22	limo arg.-sabb.	4.55
17.80	190.00	6.80	28	sabbia e limo	3.58
18.00	162.00	7.73	21	limo arg.-sabb.	4.77
18.20	235.00	5.53	42	sabbia molto densa	2.35
18.40	297.00	6.47	46	sabbia molto densa	2.18
18.60	398.00	1.27	314	sabbia molto densa	0.32

Committente: Comune di Zugliano
Lavoro: Palestra scuola elementare di Zugliano
Località: Via Marconi - Zugliano (VI)
Data: 14.09.2015

PROVA PENETROMETRICA STATICA: CPT1

DIAGRAMMA DI RESISTENZA



*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

Commessa n.	27115
-------------	-------

Data emissione relazione	15/09/15
--------------------------	----------

Verbale di accettazione n.	27115 del 10/09/15
Committente:	Dott. Geol. ANDREA MASSAGRANDE Via Matteotti, 31/A 36010 – Chiuppano (VI)
Cantiere:	Palestra Scuola Elementare di Zugliano (VI)
Tipologia di prove richieste:	Analisi geotecniche di laboratorio
Data consegna campioni:	10/09/15
Prove di laboratorio/in sito richieste da:	Dott. Geol. Andrea Massagrande

Data esecuzione prove	10-14/09/15	Data emissione documento	15/09/15
-----------------------	-------------	--------------------------	----------

Per Vostro incarico abbiamo eseguito analisi di laboratorio su un campione rimaneggiato di terreno proveniente dal cantiere in oggetto, consegnato al nostro laboratorio in data 10/09/15.

Come da Voi richiesto, sul campione consegnato sono state eseguite le seguenti prove:

- Estrusione del campione e successiva classificazione geotecnica visiva con il rilievo della resistenza al penetrometro tascabile (P.P. in kPa) ed al Torvane (TORV. in kPa);
- W = contenuto naturale d'acqua;
- L = determinazione dei limiti di Atterberg (WL, WP, IP);

*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

- D = analisi granulometrica per via umida con essiccamento del materiale, lavaggio, riessiccamento e successiva setacciatura meccanica;
- Aer = aerometria (densimetria) della frazione di materiale inferiore al vaglio 0.075 mm;

I risultati delle prove eseguite sono riportati nei certificati allegati.

CERTIFICATI DI PROVA EMESSI

Identificativo campione/prova	Tipo di prova	n. certificato
T2/C1	Classificazione visiva	78468
	Contenuto naturale d'acqua (ASTM D2216)	78469
	Limiti di Atterberg (ASTM D4318)	78470
	Granulometria per setacciatura con aerometria (ASTM D422)	78471

Ponte San Nicolò, 15 settembre 2015



Dott. Geol. Pietro Daminato

Direttore Laboratorio

GEODATA S.a.s. di P. Daminato & C.
Viale Benelux, 1/C
35020 Ponte San Nicolò (PD)
Tel. 049.8705575 - Fax 049.7628815
P. IVA 01370550285 - CCIAA 206643
Iscr. Tribunale Padova n. 28754

*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

CERTIFICATO N° 78468

pag. 1/1

emesso il 15/09/15

Verbale di Accettazione n. 27115

data ricevimento campione 10/09/15

data prova 10/09/15

COMMITTENTE: Dott. Geol. Andrea MASSAGRANDE - Chiuppano (VI)

CANTIERE: Palestra Scuola Elementare di Zugliano (VI)

Sond./Prel.: T2

Camp.: C1

Prof.: -1,50m

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA CAMPIONE RIMANEGGIATO

Classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

Pocket Pent.: 441 kPa

Torvane: 59 kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe A7-5

lg 17

Classificazione USCS: ND

Prove eseguite: w - L - D+Aer

Note: - - -

legenda: ND = NON DETERMINATO

normativa di riferimento: Raccomandazioni AGI
UNI 11531-1
USCSSperimentatore
Dott. L. StamaniglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

CERTIFICATO N° **78469**

pag. 1/1

emesso il 15/09/15

Verbale di Accettazione n. 27115

data ricevimento campione 10/09/15

data prova 10/09/15

COMMITTENTE: Dott. Geol. Andrea MASSAGRANDE - Chiuppano (VI)

CANTIERE: Palestra Scuola Elementare di Zugliano (VI)

Sond./Prel.: **T2**Camp.: **C1**Prof.: - **1,50m****CONTENUTO D'ACQUA**

Classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

	prov. 1	prov. 2
id.tara	137	121
massa umida lorda	g 55,25	g 55,59
massa secca lorda	g 51,83	g 52,07
tara	g 40,08	g 40,23
W%	29,12	29,73

media

W % 29,4

norma di riferimento: ASTM D 2216

Sperimentatore
Dott. L. StimamiglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

*Laboratorio concessionato dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

CERTIFICATO N° **78470**

pag. 1/1

emesso il 15/09/15

Verbale di Accettazione n. 27115

data ricevimento campione 10/09/15

data prova 10/09/15

COMMITTENTE: Dott. Geol. Andrea MASSAGRANDE - Chiuppano (VI)

CANTIERE: Palestra Scuola Elementare di Zugliano (VI)

Sond./Prel.: **T2**Camp.: **C1**Prof.: **-1,50m.****LIMITI DI ATTERBERG**

Classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

naturale ☐<40 secco ☐<40 umido ☒**LIMITE DI LIQUIDITA'**id. tara
massa umida lorda
massa secca lorda
tara
numero colpi

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	9	11	28
g	30,379	36,700	33,786
g	23,149	28,278	26,724
g	12,503	15,404	15,428
	17	24	35

WL% **67,91** **65,42** **62,52**WL % **65****LIMITE DI PLASTICITA'**id. tara
massa umida lorda
massa secca lorda
tara

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	44	64	77
g	14,791	14,688	14,773
g	14,525	14,427	14,510
g	13,701	13,622	13,694

WP% **32,28** **32,42** **32,23**

media

WP % **32**

INDICE DI PLASTICITA'

IP **33**

note:

norma di riferimento: ASTM D 4318

cucchiaio Casagrande Controls n° 87121946

legenda: ND = NON DETERMINATO
NP = NON PLASTICOSperimentatore
Perito A. FioreDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

*Laboratorio concessionario dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
ad effettuare e certificare prove geotecniche ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*

CERTIFICATO N° **78471**

pag. 1/1

emesso il 15/09/15

Verbale di Accettazione n. 27115

data ricevimento campione 10/09/15

data prova 11/09/15

COMMITTENTE: Dott. Geol. Andrea MASSAGRANDE - Chiuppano (VI)

CANTIERE: Palestra Scuola Elementare di Zugliano (VI)

Sond./Prel.: T2

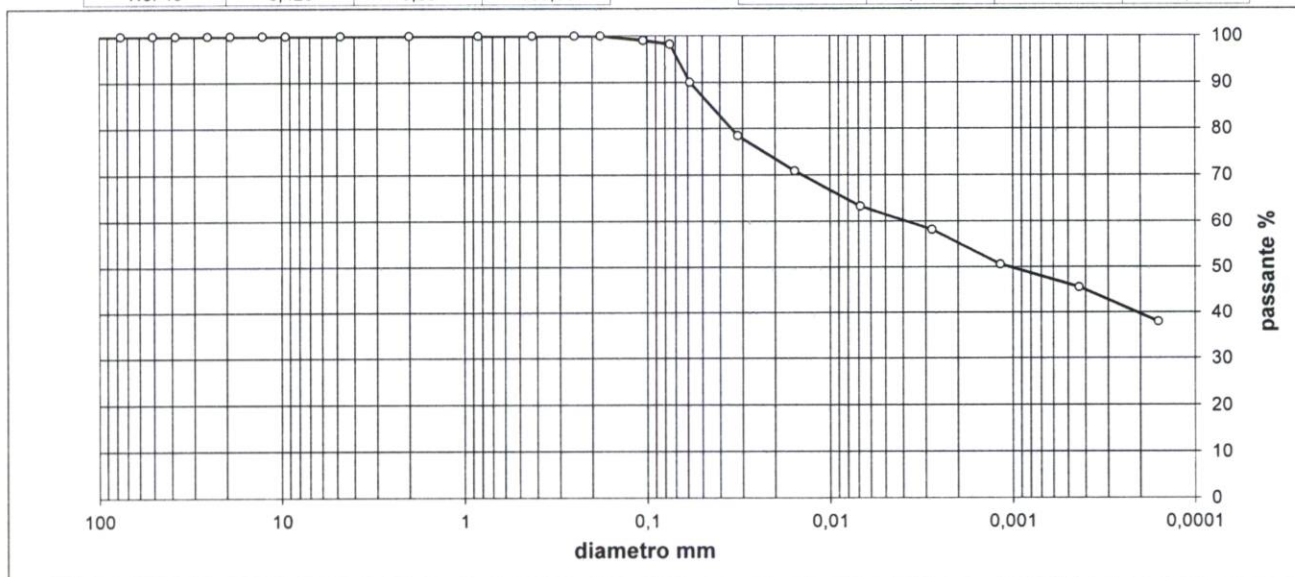
Camp.: C1

Prof.: - 1,50m

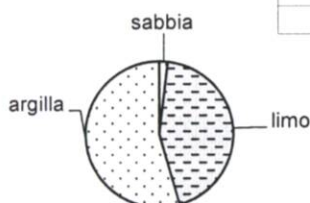
ANALISI GRANULOMETRICA

setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %
4"	101,600	0,00	100,00
3"	76,200	0,00	100,00
2"	50,800	0,00	100,00
1" 1/2	38,100	0,00	100,00
1"	25,400	0,00	100,00
3/4"	19,100	0,00	100,00
1/2"	12,700	0,00	100,00
3/8"	9,520	0,00	100,00
No. 4	4,760	0,00	100,00
No. 10	2,000	0,00	100,00
No. 20	0,840	0,00	100,00
No. 40	0,425	0,00	100,00

setaccio	diametro mm	trattenuto %	passante %
No. 60	0,250	0,00	100,00
No. 80	0,180	0,00	100,00
No. 140	0,105	0,98	99,02
No. 200	0,075	0,85	98,17
	0,05835		90,00
	0,03187		78,38
	0,01561		70,79
	0,00685		63,19
	0,00278		58,13
	0,00117		50,53
	0,00043		45,47
	0,00016		37,88



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo	argilla
	grossa	media	fine	grossa	media	fine		
> 60 mm	60 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0,6 mm	0,6 - 0,2 mm	0,2 - 0,075 mm	0,075 - 0,002 mm	< 0,002 mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,83	43,72	54,45



classificazione geotecnica: argilla limosa marrone rossastra con punti sabbiosi

UNI 11531-1 **A7-5**

Ig **17**

USCS **---**

norma di riferimento: ASTM D 422

Sperimentatore
Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato



Foto 2: Scavo geognostico T2 (profondità 2,60 m)



Foto 1: Scavo geognostico T1 (profondità 2,50 m)



Foto 4: Scavo geognostico T4 (profondità 2,70 m)



Foto 3: Scavo geognostico T3 (profondità 2,50 m)



Foto 6: Scavo geognostico T6 (profondità 0,70 m)



Foto 5: Scavo geognostico T5 (profondità 2,60 m)



Foto 8: Prova penetrometrica dinamica P2



Foto 7: Prova penetrometrica dinamica P1



Foto 10: Prova penetrometrica dinamica P4



Foto 9: Prova penetrometrica dinamica P3



Foto 12: Prova penetrometrica statica CPT1



Foto 11: Prova penetrometrica dinamica P5

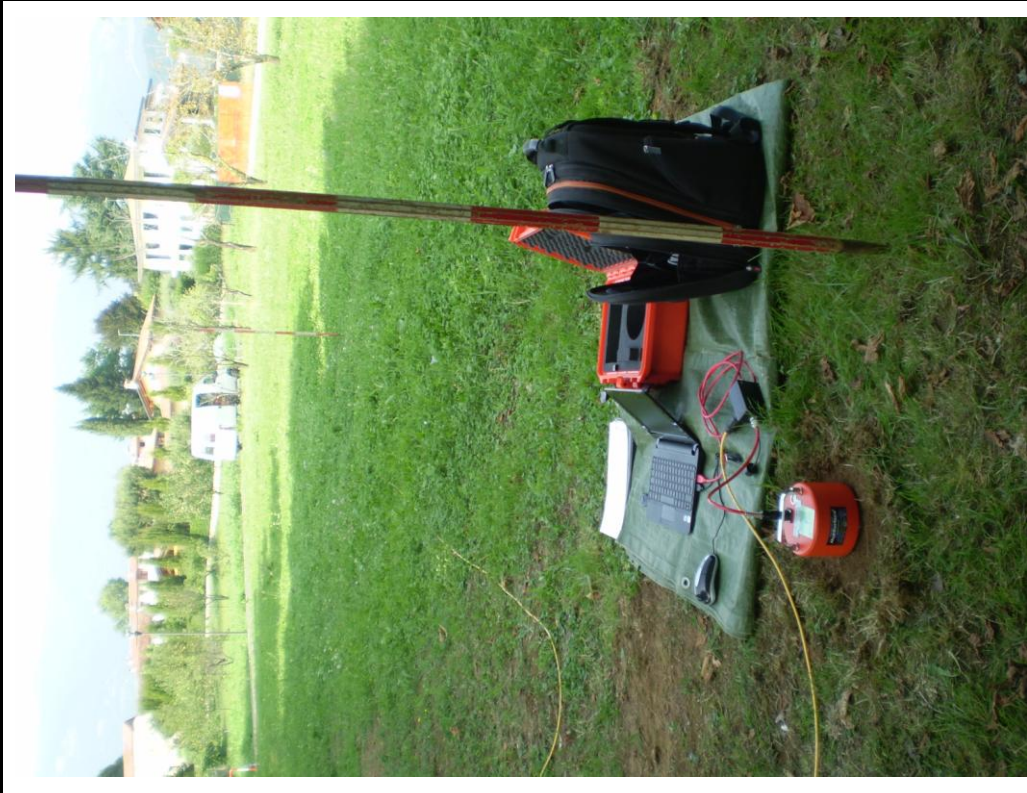


Foto 14: Geofono triassiale (indagine MFA-HS e H/V)



Foto 13: Indagine sismica (MASW)