IL RESPONSABILE DELL'AREA TECNICA: ARCH. PIERPAOLA ARCHINI

IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: GEOM. FABIO MORASCHETTI

SCUOLA SECONDARIA - MEDIA: INTERVENTI ANTISISMICI E DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA

Comune di Cazzago San Martino - CUP H76C18001150005

CAPOGRUPPO

poolmilano

Professionisti Sr

DELTA PROJECT s.r.l.

Geologo
dott. Salvatore A.
De Pascalis

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

CODICE ELABORATO	PROGRESSIVO	REVISIONE	FASE	TIPO	ARGOMENTO	NUMERO	SCALA
	07	01	PE	RL	P	03	-

DATA	CODICE COMMESSA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
Novembre 2019	18-020	ADP	ADP	MB

RESPONSABILE INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA	PROGETTAZIONE STRUTTURALE	PROGETTAZIONE IMPIANTISTICA	COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE PROGETTUALE
ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ARCH. MASSIMILIANO BARUFFI	ING. ALBERTO CARSANA	GEOM. FABIANO FAINI

Emissione / revisione	Data	Riferimento emissione / revisione
00	Luglio 2019	Emissione per Progetto Esecutivo
01	Novembre 2019	Emissione per Validazione Progetto Esecutivo - Revisione 01

geologo Dott. Angelo S. DE PASCALIS
Via G. Di Vittorio, 13 - 25064 GUSSAGO (BS) - P.I. 03173920988
studio consulenze geologiche
Tel. 338.4512564 - e-mail: adepascalis@libero.it

Comune: CAZZAGO S.M. *Provincia:* BRESCIA

ADEGUAMENTO SISMICO SCUOLA MEDIA

via Bevilacqua

RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA

Tecnico incaricato: Dott. Angelo S. DE PASCALIS geologo	ORDINE dei GEOLOGI della LOMBARDIA Dr. Geologo DE PASCALIS ANGELO S. N. 825
Committente: AMM. COMUNALE CAZZAGO S.M. (BS)	Data: GIUGNO 2019

1. PREMESSA

Il presente lavoro, eseguito su incarico Amministrazione Comunale di CAZZAGO S.M., ha lo scopo di valutare le caratteristiche geologiche del sito sul quale è prevista l'adeguamento sismico scuola media, e fornire le primarie indicazioni di competenza per il progetto e la sua realizzazione.
La valutazione delle condizioni di equilibrio e le verifiche geologico - tecniche sono state svolte in ottemperanza e secondo i criteri dettati dalla normativa vigente[1].

Per maggiori dettagli sulle caratteristiche progettuali dell'opera si rimanda agli elaborati redatti dal progettista.

Programma di lavoro:

1. rilievo geologico, geomorfologico ed idrogeologico
2. esecuzione prove penetrometriche SCPT
3. esecuzione sondaggio carotaggio continuo
4. esecuzione stendimento sismico MASW
5. caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione

[1]

- D.M. 17.01.2018 "*Norme Tecniche per le Costruzioni*".
- Legge Regionale Lombardia 11/03/2005 n. 12
- D.G.R. Lombardia n. 9/2616 del 30/11/2011
  Criteri ed indirizzi per la definizione della componente geologica, idrogeologica e sismica del Piano di Governo del Territorio, in attuazione dell'art. 57, comma 1, della L.R. 11/03/2005 n. 12
- D.G.R. Lombardia n. 10/2129 del 11/07/2014
  Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, c. 108, lett. d)
- D.G.R. Lombardia n. 10/2489 del 10/10/2014
  Differimento del termine di entrata in vigore della nuova classificazione sismica del territorio approvata con D.G.R. 21 luglio 2014, n. 2129 «Aggiornamento delle zone sismiche in Regione Lombardia (l.r. 1/2000, art. 3, comma 108, lett. d)»
- Componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del P.G.T. del Comune di Cazzago S.M.

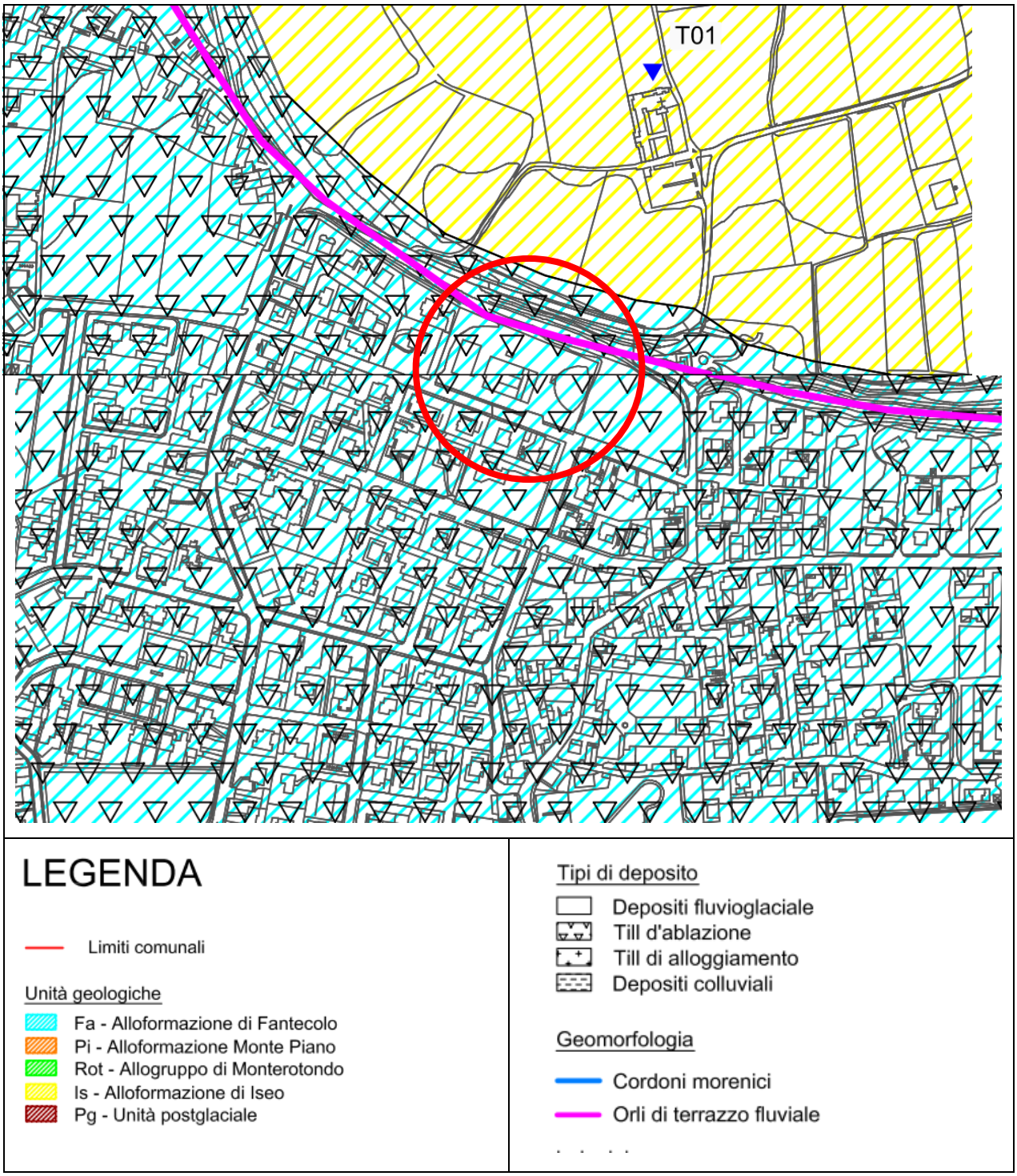
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO GENERALE

L'area si trova a sud dell'abitato di CAZZAGO S.M., a circa 221 m s.l.m. ed ha coordinate:

N 45.61631 E 09.949244

Figura 2.1: estratto carta geologica PGT ed ubicazione dell'area oggetto di intervento –

Riproduzione non in scala -



Su tutta l'area, è stato effettuato un rilevamento geologico per definire le caratteristiche dei terreni di fondazione così come illustrato sulla carta geologica estratta dal PGT ed allegata alla presente relazione.

L'area è caratterizzata dalla presenza di terreni di depositi alluvionali e precisamente da Alluvioni Fluvioglaciali, denominata Alloformazione di Fantecolo: L'unità è formata dai depositi glaciali e glacigenici associati alla più esterna delle cerchie moreniche presenti. Si distinguono in: depositi glaciali costituiti quasi esclusivamente da diamicton massivi a supporto di matrice limoso sabbiosa, sovraconsolidata, a clasti centimetrici prevalenti e decimetrici; depositi fluvioglaciali costituiti prevalentemente da ghiaie da massive a stratificate, a supporto di matrice sabbioso limosa con ciottoli centimetrici e decimetrici.

Dal punto di vista idrogeologico non è stata rilevata alcuna presenza di venute d'acqua superficiali, tuttavia dai dati presenti sulla componente geologica allegata al PGT, il livello piezometrico è a circa – 87.0 m da p.c..

In seguito alle misure piezometriche eseguite all'interno dei fori delle prove geotecniche in sito (penetrometriche dinamiche), la superficie della falda libera non è stata rilevata.

.

3. FATTIBILITÀ GEOLOGICA

Dall'esame della componente Geologica, Idrogeologica e Sismica del P.G.T. vigente si ricavano i seguenti dati:

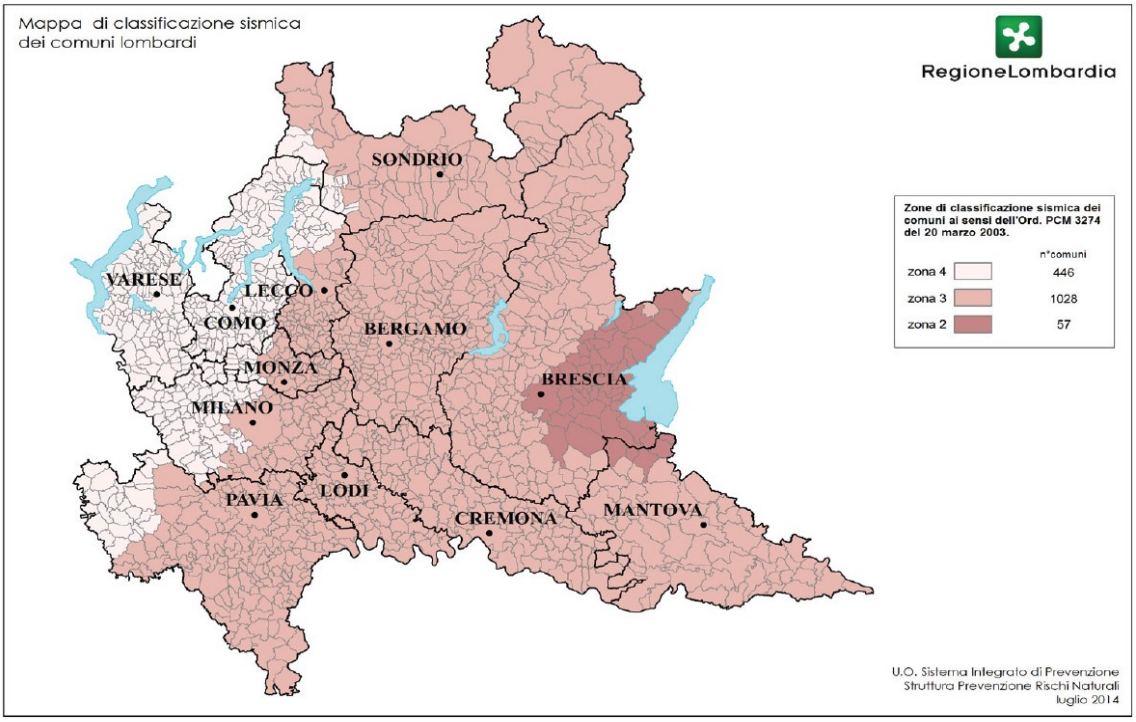
- Da quanto emerso dall'inquadramento geologico e geomorfologico, l'area viene inserita in aree area sub pianeggiante coincidente con i depositi alluvionali e fluvioglaciali in cui è modellato il settore di pianura del territorio comunale
- La Carta di Fattibilità Geologica inserisce l'area in classe 2B , corrispondente a fattibilità con modeste limitazioni in particolare aree di interesse paesaggistico della Valle del Fosso Longherone.
- In relazione alla pericolosità sismica locale, nelle tavole di analisi del rischio sismico (1° e 2° livello) l'area è stata inquadrata come zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi alluvionali e/o fluvio-glaciali granulari e/o coesivi Z4a; in generale per le valutazione strumentali fatte per lo studio sismico per il PGT e lo spettro stabilito dalla normativa di settore (Norme per le costruzioni 2018) per il Comune di CAZZAGO S.M., è da considerarsi sufficiente a tenere in considerazione anche i possibili effetti di amplificazione litologica (i valori di Fa ottenuti risultano maggiori del valore soglia). In base ai valori delle onde di taglio (Vs) ricavati dalle indagini geofisiche, ai terreni

compresi nell'area di studio è possibile assegnare una categoria di sottosuolo **B** "*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti*, con spessori > 30 m.

4. ELEMENTI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

Nell''aggiornamento della classificazione sismica dei Comuni della regione Lombardia. (D.G.R. 11 luglio 2014, n. X/2129) il Comune di CAZZAGO S.M. ricade nella **ZONA 3**, a cui corrisponde un valore d accelerazione di picco orizzontale del suolo a_g, con probabilità di superamento pari a 10% in 50 anni, pari a a_g = 0.154g

zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ag/g]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ag/g]
1	> 0,25	0,35
2	0,15 – 0,25	0,25
3	0,05 – 0,15	0,15
4	< 0,05	0,05



- Mappa di classificazione sismica dei comuni lombardi -

Per l'area di studio dalle carte di pericolosità sismica è possibile ottenere un valore compreso tra 0,150/0,175 g per un tempo di ritorno di 475 anni.

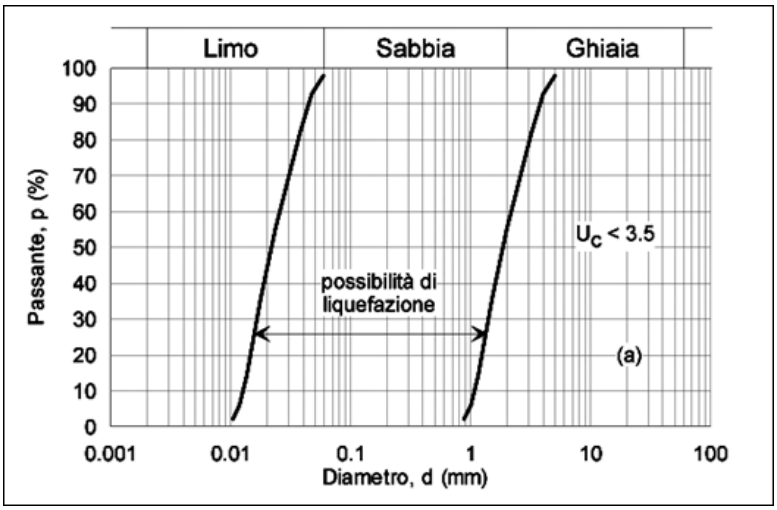
Verifica della suscettibilità alla liquefazione

Con il termine liquefazione si indica la situazione nella quale in un terreno saturo non coesivo si possono avere deformazioni permanenti significative o l'annullamento degli sforzi efficaci a causa dell'aumento della pressione interstiziale. Deve essere verificata la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa.

La liquefazione è l'insieme dei fenomeni associati alla perdita di resistenza a taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche che può avvenire nei terreni sabbiosi saturi quando sottoposti ad azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate.

I requisiti che permettono di escludere la verifica (par. 7.11.3.4.2 "Esclusione della verifica a liquefazione" - D.M. 17/01/2018) sono di seguito elencati:

- *accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1 g;*
- *profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;*
- *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;*
- *distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc < 3,5 e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità Uc > 3,5.*



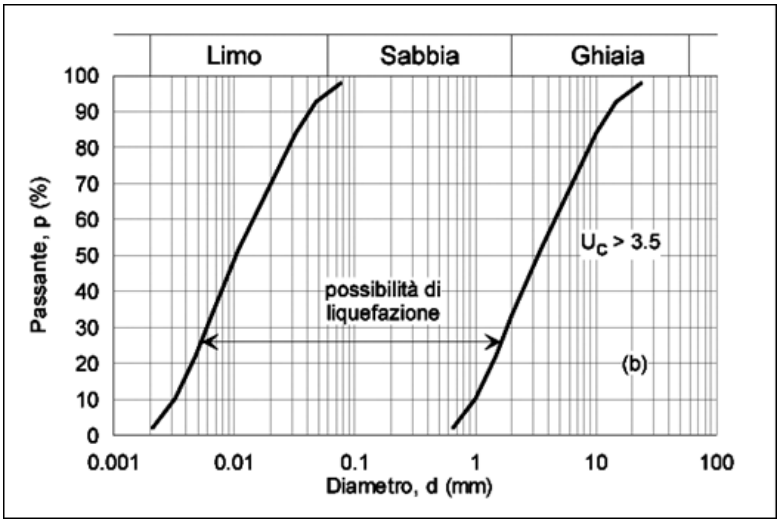


Figura 9.3: NTC 2018 - fusi granulometrici dei terreni suscettibili di liquefazione

I terreni in esame, come illustrato dal sondaggio effettuato e dalle prove geognostiche, hanno carattere ghiaioso con ciottoli e blocchi in matrice sabbiosa, quindi la curva della distribuzione granulometrica cade esternamente alla zona interessata dalla possibilità di liquefazione ed il rischio conseguente è nullo.

Con l'entrata in vigore del D.M. 17 gennaio 2018, la stima della pericolosità sismica viene definita mediante un approccio "sito dipendente" e non più tramite un criterio "zona dipendente". L'azione sismica di progetto in base alla quale valutare il rispetto dei diversi stati limite presi in considerazione viene definita partendo dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione, che è l'elemento essenziale di conoscenza per la determinazione dell'azione sismica, ed è funzione delle condizioni topografiche del sito e della categoria sismica di sottosuolo .

La pericolosità sismica di base del sito di costruzione è descritta dalla probabilità (P_{VR}: probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento) che, in un fissato lasso di tempo (V_R: periodo di riferimento espresso in anni), in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato.

La pericolosità sismica di base è definita a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- Fo valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.
- T*C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.
- P_{VR} probabilità di superamento

In base alle NTC, in funzione del periodo di riferimento, la terna di valori a_g, Fo e T*C è riportata nella normativa nazionale per ogni sito considerato, grazie ad una griglia di riferimento di 10751 punti che fungono da base per la successiva interpolazione. Per il sito in esame, i valori dei parametri sono:

Stato Limite	**P_{VR}**	**Tr [anni]**	**a_g [g]**	**Fo**	**Tc^* [s]**
Operatività (SLO)	81%	45	**0,049**	**2,397**	**0,227**
Danno (SLD)	63%	75	**0,064**	**2,398**	**0,246**
Salvaguardia vita (SLV)	10%	712	**0,159**	**2,467**	**0,2467**
Prevenzione collasso (SLC)	5%	1462	**0,202**	**2,488**	**0,294**

Il valore di amplificazione stratigrafica Sg viene calcolato in base alla tab. 3.2.V del DM 14.01.2008, relativamente al punto di indagine.

Per le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) dell'edificio in progetto si possono usare i seguenti valori:

		Ss	Cc
Stati Limite di Esercizio - S.L.E.	SLD – 63%	1.2	1.46
Stati Limite Ultimi - S.L.U.	SLV – 10%	1.2	1.42

<u>La vita nominale VN</u> di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC

	TIPI DI COSTRUZIONE	**Vita Nominale V_N (in anni)**
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

<u>La classe d'uso Cu</u> di una costruzione in presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, è definita in base alle corrispondenti Classi di Importanza di EC8:

Classe I:	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
Classe II:	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III:	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV:	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il periodo di riferimento V_R si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso Cu:

$$V_R = V_N \times Cu = \mathbf{100\ anni}$$

Le condizioni topografiche del sito di indagine possono essere ricondotte alla Categoria T1 delle NTC, per la quale il valore massimo del coefficiente di amplificazione S_T =1.0

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica	S_T
T1	Superficie topografica pianeggiante	**1.0**

La categoria del suolo di fondazione del sito di indagine, in ragione delle caratteristiche e delle dimensioni degli interventi in progetto, è stata stimata dai dati ottenuti dalla prospezione geofisica (MASW) effettuata sul sito oggetto d'indagine.

Nella valutazione, si è ipotizzato ragionevolmente che la porzione di sottosuolo non indagato direttamente sia costituito da depositi con caratteristiche e con grado di addensamento migliori di quelli sovrastanti.

Secondo quanto sopra esposto il sottosuolo in esame può essere fatto rientrare, nella **categoria B di suolo di fondazione**:

"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 VS_{30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero N_{SPT30} > 50 nei terreni a grana grossa e c_{U30} > 250 kPa nei terreni a grana fina)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \le 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \le 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \le 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,80 \cdot$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \le 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \le 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Tipo di costruzione		**2**
Vita nominale	**V_N**	**50**
Classe d'uso		**III**
Coefficiente d'uso	**Cu**	**2**
Vita di riferimento V_N*Cu	**V_R**	**100**

INDAGINI GEOFISICHE: metodologia d'indagine e risultati ottenuti

STENDIMENTO SISMICO MASW

Le indagini geofisiche realizzate si sono avvalse di prove di caratterizzazione basate sulla propagazione di onde sismiche superficiali mediante metodologia MASW (Multichannel Analysis of Surface Wawes). Tale metodologia permette di ricavare le velocità delle onde di taglio verticali Vs dalla determinazione delle velocità delle onde superficiali.

La misura delle velocità delle onde superficiali viene calcolata grazie all'utilizzo di stendimenti di sensori posti in genere a distanze regolari sulla superficie del suolo da indagare.

La porzione che predomina nelle onde superficiali è costituita dalle onde di Rayleigh la cui velocità è correlata alla rigidezza e ai parametri elastici dei suoli attraversati.

La metodologia MASW può essere sia *attiva* che *passiva* o la combinazione di entrambe. Nel sistema attivo le onde superficiali vengono generate in un punto noto in modo non casuale e vengono registrate da stendimenti lineari di sensori. Nel metodo passivo lo stendimento di ricezione può essere sia lineare che circolare e si misura il rumore di fondo ambientale esistente.

Il metodo attivo è quello che meglio permette la classificazione sismica dei suoli perché fornisce con un miglior dettaglio il profilo delle velocità sismiche nei primi 30 metri da piano campagna. Infatti si ottiene una curva dispersione per un range di frequenze normalmente comprese tra 5 e i 70 Hz la cui propagazione avviene prevalentemente nella parte più superficiale del suolo in funzione anche delle sue caratteristiche elastiche. La strumentazione geosismica utilizzata comprende:

- Sismografo ECHO 12-24 consente la rappresentazione degli impulsi sismici su PC tramite un apposito programma; le onde vengono registrate simultaneamente su 24 geofoni e risulta possibile sommare fra loro successivi impulsi sismici migliorando il rapporto fra segnale e rumore;

- geofoni del tipo elettromagnetico a bobina mobile che consentono di convertire in segnali elettrici gli spostamenti che si verificano nel terreno, e relativo cavo di collegamento a 24 fili;

Geofono elettromagnetico

- Energizzazione con mazza battente o cannoncino sismico

ELABORAZIONE DEI DATI ACQUISITI

La procedura elaborativa, che prevede l'utilizzo del programma è sinteticamente descrivibile in:

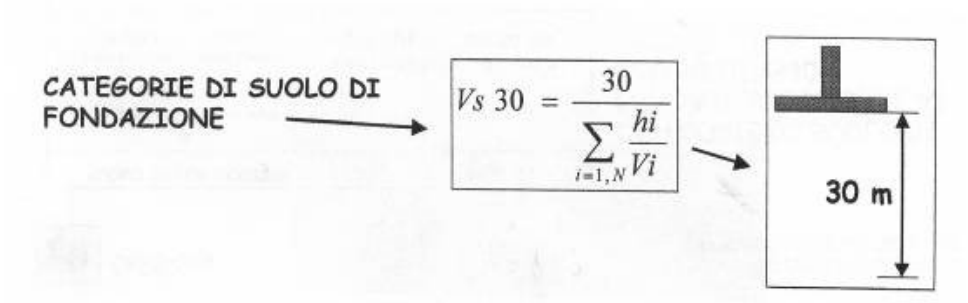
- Acquisizione dei dati
- trasformazione in formato compatibile
- Immissione delle geometrie di acquisizione dati (sorgente – ricettori) (Encoding Field Geometry Field Setup)
- Generazione dell'immagine di dispersione (Analysis Dispersion Overtone)
- Estrazione della curva di dispersione (curve extraction)
- Inversione (Analysis inversion)
- Estrazione del profilo delle velocità in onde S

In generale i sistemi di elaborazione dati prevedono una prima azione in cui si esegue il calcolo delle velocità di fase apparente sperimentale (curva di dispersione). Al termine della prima parte si passa al calcolo della velocità di fase apparente numerica corrispondente al modello di suolo assegnato attraverso una procedura manuale o automatica.

Infine si estrapola il profilo di velocità delle onde di taglio verticali Vs.

I risultati ottenuti sono illustrati nei grafici allegati. E' esplicitato l'andamento indicativo di alcuni dei principali parametri elastici estrapolati dalla determinazione indiretta delle velocità Vp e Vs alle varie profondità d'indagine. Si tenga conto che i dati sono stati ricavati da prove di superficie ed il dettaglio e l'attendibilità sono attribuibili in rapporto ai limiti della metodologia utilizzata.

Dai valori delle velocità sismiche delle onde di taglio calcolate e riportate è possibile valutare anche il valore di **Vs30** secondo la formula sotto esplicitata.



Il modello geofisico del sottosuolo, in particolare l'andamento delle Vs con la profondità, permette, ai sensi del D.M. 14.09.2005, di calcolare il valore di V_{S30} che rappresenta la velocità media di propagazione delle onde di taglio entro 30 metri di profondità. Il valore di V_{S30} calcolato nello stendi mento effettuato sull'area in esame risulta di **670 m/s**, valore molto prossimo al limite minimo della categoria.

In base a tali valori i litotipi presenti nell'area appartengono alla **Categoria di suolo di fondazione B** – *"Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti* con spessori superiori a 30 m, secondo la distinzione indicata dal O.P.C.M. 3274/03.

Per gli elaborati dell'indagine sismica vedi allegati.

5. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

La caratterizzazione geotecnica e stratigrafica dei terreni del sottosuolo interessati dalle opere è stata ricavata mediante l'esecuzione di n°5 prove penetrometriche dinamiche SCPT, di n° 2 trincee esplorative, un sondaggio a carotaggio continuo fino alla profondità di 12.0 m con prove SPT in foro ed uno stendimento sismico MASW (descritta nel par. precedente).

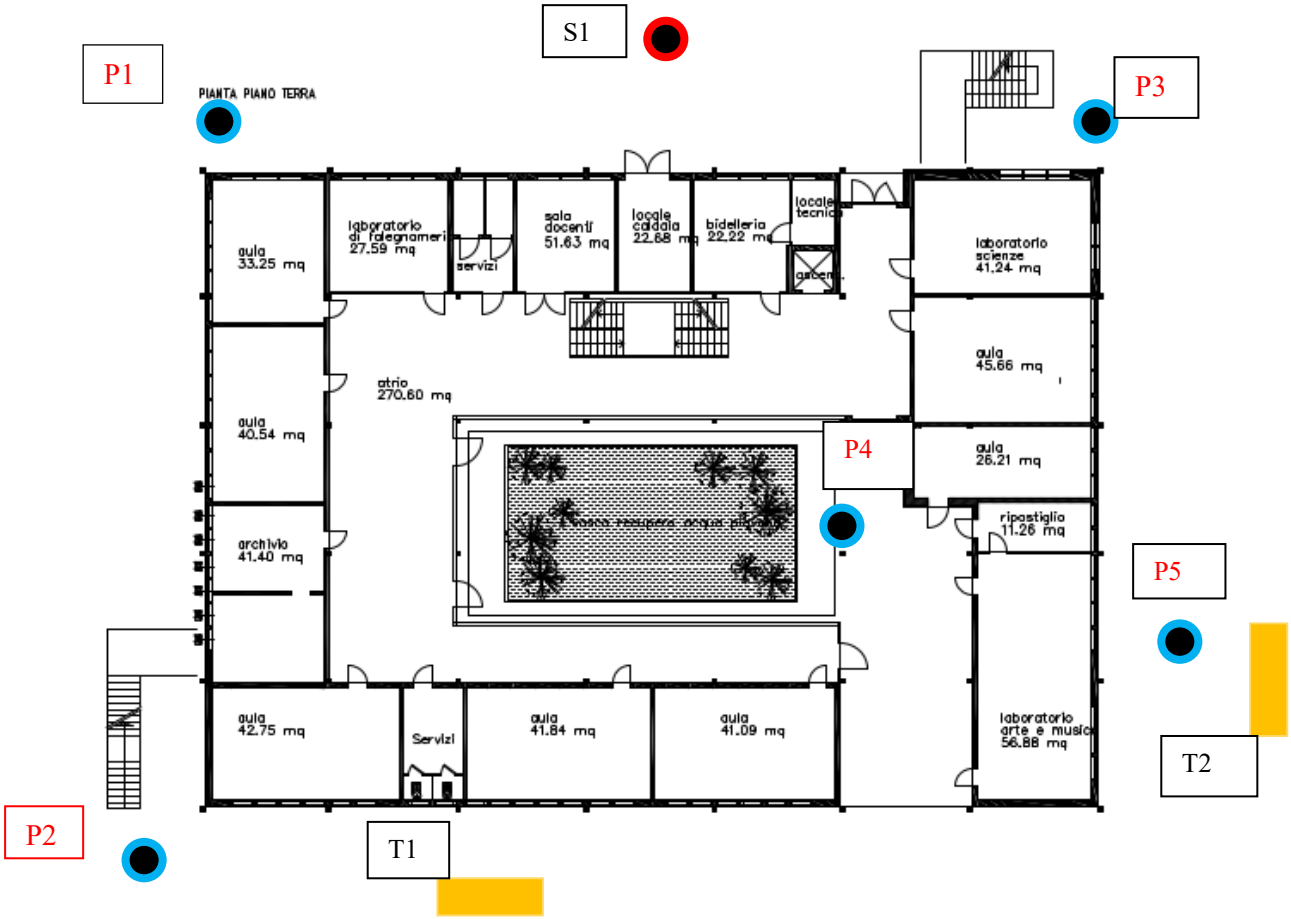
La prova penetrometrica dinamica avviene per infissione, tramite battitura, di una serie di aste alla cui estremità vi è una punta conica. Il dato che si ottiene è il numero di colpi necessari per la penetrazione di 30 cm; la resistenza del terreno è in funzione inversa della penetrazione.

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE (P1)

STENDIMENTO DI SISMICA (masw)

TRINCEE ESPLORATIVE (T1)

SONDAGGIO (S1)



	Vista dell'area oggetto di intervento: esecuzione prove penetrometriche

	Vista dell'area oggetto di intervento: esecuzione prove penetrometriche

	Trincea esplorativa T1 (lato sud)
	Materiale di risulta trincea esplorativa T1 (lato sud)

	Trincea esplorativa T2 (lato est)
	Materiale di risulta trincea esplorativa T2 (lato est)

Ubicazione sondaggio S1

Sondaggio S1: 0 - 5 m

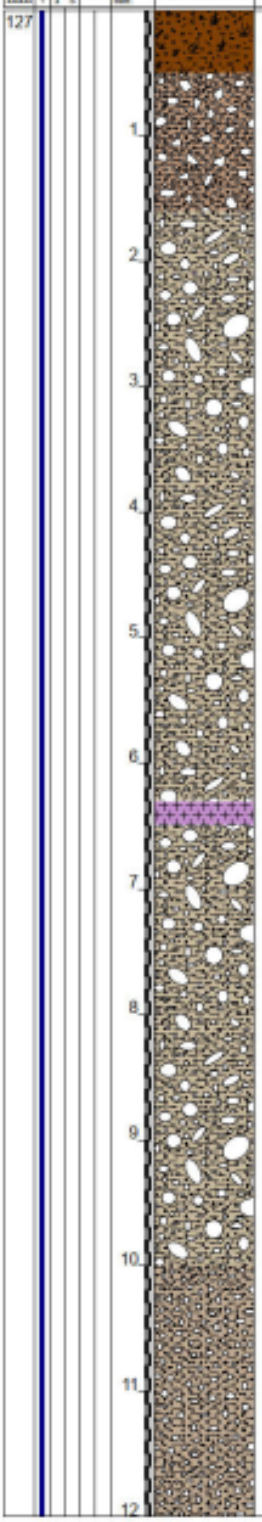
Sondaggio S1: 5 - 10 m

Sondaggio S1: 10 - 12 m

STRATIGRAFIA - 1

SCALA 1 : 50 Pagina 1/1

Riferimento: Scuola Secondaria 1° Grado - Cazzago San Martino (BS)	Sondaggio: 1
Località: Via Padre Giulio Bevilacqua n° 8 - 25046 Calino	Quota: 205 m
Impresa esecutrice: Geocam S.r.l.	Data: 25/02/2019
Coordinate: 45.58618° N 10.02536° E	Redattore: Dr. Roberto Drera
Perforazione: Rotazione con carotaggio continuo	



metri	LITOLOGIA	Campioni	RP	VT	Prel. % 0 — 100	S.P.T.	N	RQD % 0 — 100	prof. m	DESCRIZIONE
127									0,5	Terreno vegetale di natura sabbioso - limosa con inclusi clasti di ghiaia piccola. Colore marrone.
1									1,6	Ghiaia e ciottoli (Ømax 20 cm), con rari blocchi inclusi, in matrice sabbiosa debolmente limosa (limosa al letto dello strato). Clasti poligenici, eterometrici ed arrotondati. Colore marrone chiaro - grigiastro.
2										Ghiaia e ciottoli (Ømed 8 - 10 cm), con rari blocchi, in matrice limoso - sabbiosa di colore grigiastro. I clasti sono eterometrici, poligenici ed arrotondati. Si notano livelli decimetrici con matrice limoso - sabbiosa, talora debolmente argillosa, abbondante (30%). Da 6.3 a 6.5 m trovante lapideo vulcanitico.
3						30-50/10cm	Rif			
4						6-7-9	16			
5										
6						7-14-16	30			
7						13-29-50/12cm	Rif			
8										
9						31-28-44	72			
10									10,0	Ghiaia sabbioso - limosa con inclusi rari ciottoli (Ømax 12 - 15 cm) di colore marrone chiaro - grigiastro. I clasti sono poligenici ed arrotondati (Ømed 4 - 5 cm).
11										
12						24-50/5cm	Rif		12,0	

Il grado di consolidamento dei terreni e la loro composizione granulometrica, permette di raggiungere profondità massima di circa 3.00 m dal piano campagna con le prove penetrometriche dinamiche. Dall'analisi dei dati ottenuti dalle prove è emerso quanto segue:

- dal punto di vista geolitologico, il sottosuolo dell'area indagata si può considerare sostanzialmente omogeneo, al di sotto del primo strato di terreno vegetale è presente uno strato di terreno mediamente addensato di circa 1.0 m, da – 1.50 m si rinviene il terreno naturale che si presenta decisamente più addensato ed è attribuibile ad un terreno principalmente grossolano in matrice sabbiosa-limosa (**vedi stratigrafia sondaggio 1**).

Correlazione con Nspt

Poiché la prova penetrometrica standard (SPT) rappresenta, ad oggi, uno dei mezzi più diffusi ed economici per ricavare informazioni dal sottosuolo, la maggior parte delle correlazioni esistenti riguardano i valori del numero di colpi **Nspt** ottenuto con la suddetta prova, pertanto si presenta la necessità di rapportare il numero di colpi **N** di una prova dinamica con Nspt. Il passaggio viene dato da:

$$Nspt = b_t\ N$$

Dove:

$$\beta_t = \frac{Q}{Q_{SPT}}$$

in cui Q è l'energia specifica per colpo e Qspt è quella riferita alla prova SPT.

L'energia specifica per colpo viene calcolata come segue:

$$Q = \frac{M^2 \cdot H}{A \cdot \delta \cdot (M + M')}$$

in cui

M = peso massa battente;

M' = peso aste;

H = altezza di caduta;

A = area base punta conica;

d = passo di avanzamento.

Metodologia di Elaborazione.

Le elaborazioni sono state effettuate mediante un programma di calcolo automatico Dynamic Probing della *GeoStru Software.*

Il programma calcola il rapporto delle energie trasmesse (coefficiente di correlazione con SPT) tramite le elaborazioni proposte da Pasqualini 1983 - Meyerhof 1956 - Desai 1968 - Borowczyk-Frankowsky 1981.

Permette inoltre di utilizzare i dati ottenuti dall'effettuazione di prove penetrometriche per estrapolare utili informazioni geotecniche e geologiche.

Una vasta esperienza acquisita, unitamente ad una buona interpretazione e correlazione, permettono spesso di ottenere dati utili alla progettazione e frequentemente dati maggiormente attendibili di tanti dati bibliografici sulle litologie e di dati geotecnici determinati sulle verticali litologiche da poche prove di laboratorio eseguite come rappresentazione generale di una verticale eterogenea disuniforme e/o complessa.

In particolare consente di ottenere informazioni su:

- l'andamento verticale e orizzontale degli intervalli stratigrafici,
- la caratterizzazione litologica delle unità stratigrafiche,
- i parametri geotecnici suggeriti da vari autori in funzione dei valori del numero dei colpi e della resistenza alla punta.

Correlazioni geotecniche terreni incoerenti

Liquefazione

Permette di calcolare utilizzando dati Nspt il potenziale di liquefazione dei suoli (prevalentemente sabbiosi).

Attraverso la relazione di *SHI-MING (1982)*, applicabile a terreni sabbiosi, la liquefazione risulta possibile solamente se Nspt dello strato considerato risulta inferiore a Nspt critico calcolato con l'elaborazione di *SHI-MING*.

Correzione Nspt in presenza di falda

Nspt corretto = 15 + 0.5 × (Nspt - 15)

Nspt è il valore medio nello strato

La correzione viene applicata in presenza di falda solo se il numero di colpi è maggiore di 15 (la correzione viene eseguita se tutto lo strato è in falda) .

Angolo di Attrito

Peck-Hanson-Thornburn-Meyerhof 1956 - Correlazione valida per terreni non molli a prof. < 5 mt.; correlazione valida per sabbie e ghiaie rappresenta valori medi. - Correlazione storica molto usata, valevole per prof. < 5 mt. per terreni sopra falda e < 8 mt. per terreni in falda (tensioni < 8-10 t/mq)

Meyerhof 1956 - Correlazioni valide per terreni argillosi ed argillosi-marnosi fessurati, terreni di riporto sciolti e coltri detritiche (da modifica sperimentale di dati).

Sowers 1961)- Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. < 4 mt. sopra falda e < 7 mt. per terreni in falda) s>5 t/mq.

De Mello - Correlazione valida per terreni prevalentemente sabbiosi e sabbioso-ghiaiosi (da modifica sperimentale di dati) con angolo di attrito < 38° .

Malcev 1964 - Angolo di attrito in gradi valido per sabbie in genere (cond. ottimali per prof. > 2 m. e per valori di angolo di attrito < 38°).

Schmertmann 1977- Angolo di attrito (gradi) per vari tipi litologici (valori massimi). N.B. valori spesso troppo ottimistici poiché desunti da correlazioni indirette da Dr %.

Shioi-Fukuni 1982 (ROAD BRIDGE SPECIFICATION) Angolo di attrito in gradi valido per sabbie - sabbie fini o limose e limi siltosi (cond. ottimali per prof. di prova > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) s>15 t/mq.

Shioi-Fukuni 1982 (JAPANESE NATIONALE RAILWAY) Angolo di attrito valido per sabbie medie e grossolane fino a ghiaiose .

Angolo di attrito in gradi (Owasaki & Iwasaki) valido per sabbie - sabbie medie e grossolane-ghiaiose (cond. ottimali per prof. > 8 mt. sopra falda e > 15 mt. per terreni in falda) s>15 t/mq.

Meyerhof 1965 - Correlazione valida per terreni per **sabbie** con % di limo < 5% a profondità < 5 mt. e con % di limo > 5% a profondità < 3 mt.

Mitchell e Katti (1965) - Correlazione valida per sabbie e ghiaie.

Modulo Edometrico

Begemann (1974) elaborazione desunta da esperienze in Grecia, correlazione valida per limo con sabbia, sabbia e ghiaia

Buismann-Sanglerat , correlazione valida per sabbia e sabbia argillosa.

Farrent (1963) valida per sabbie, talora anche per sabbie con ghiaia (da modifica sperimentale di dati).

Menzenbach e Malcev valida per sabbia fine, sabbia ghiaiosa e sabbia e ghiaia.

Stato di consistenza

Classificazione A.G.I. 1977

Peso di Volume Gamma

Meyerhof ed altri, valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso.

Potenziale di liquefazione *(Stress Ratio)*

Seed-Idriss 1978-1981 . Tale correlazione è valida solamente per sabbie, ghiaie e limi sabbiosi, rappresenta il rapporto tra lo sforzo dinamico medio t e la tensione verticale di consolidazione per la valutazione del potenziale di liquefazione delle sabbie e terreni sabbio-ghiaiosi attraverso grafici degli autori.

Modulo di reazione *(Ko)*

Navfac 1971-1982 - elaborazione valida per sabbie, ghiaie, limo, limo sabbioso .

tabella 5.1: ***Modello litostratigrafico e geotecnico del sottosuolo***

	litologia	N_{SPT}	γ kN/mc	C kPa	φ'	E MPa
Strato 1 0.0 – 0.50 m	Terreno vegetale di natura sabbioso - limosa con inclusi clasti di ghiaia piccola.	7 ÷ 12	17.5	/	26°÷28°	8
strato 2 0.50 – 1.50 m	Ghiaia e ciottoli (Ømax 20 cm), con rari blocchi inclusi, in matrice sabbiosa debolmente limosa (limosa al letto dello strato). Clasti poligenici, eterometrici ed arrotondati.	22÷ 30	18.6	/	33°÷36°	19
Strato 3 1.50 – 10.0 m	Ghiaia e ciottoli (Ømed 8 - 10 cm), con rari blocchi, in matrice limoso - sabbiosa di colore grigiastro. I clasti sono eterometrici, poligenici ed arrotondati. Si notano livelli decimetrici con matrice limoso - sabbiosa, talora debolmente argillosa, abbondante (30%).	40 ÷ 60	19.4	/	36°÷38°	49

N_{60}: numero colpi standardizzato γ: peso di volume C: coesione	E: modulo edometrico φ': angolo d'attrito efficace

In ottemperanza alle NTC 2018 viene effettuata la verifica allo stato limite e con l'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Dai valori caratteristici (X_k) dei parametri geotecnici è possibile ricavare i valori di progetto (X_D), applicando un fattore riduttivo γ_m (fattore di sicurezza parziale) tabulato nelle NTC, utilizzando la seguente relazione: $X_d=X_k/\gamma_m$

Con riferimento agli stati limite GEO verrà sviluppato il procedimento di calcolo che si riferisce all'approccio 2 (A1+M1+R3), nel quale i parametri geotecnici del terreno vengono ridotti tramite coefficienti tabulati e riportati nella seguente tabella.

Tabella 5.2: coefficienti tabulati riferiti all'approccio 2

Coefficiente Parziale	Tabella di riferimento (NTC 2008)	Valore del coefficiente
γ_{G1}	6.2.I	1.3
$\gamma_{\varphi'}$	6.2.II	1.0
γ_R	6.4.I	2.3

Dove:

γ_{G1} Coefficiente parziale per le azioni o per l'effetto delle azioni
$\gamma_{\varphi'}$ Coefficiente parziale per i parametri geotecnici dei terreni
γ_R Coefficiente parziale per le verifiche agli stati limite ultimi delle fondazioni superficiali

6. ANALISI DELLE FONDAZIONI

Per l'analisi di fondazione sono state eseguite le verifiche agli SLU (capacità portante), sia le verifiche agli SLE (cedimenti), in conformità a quanto previsto dalle NTC.

Per entrambe le verifiche sono stati utilizzati i dati indicati nel modello geotecnico, ipotizzando una profondità di imposta di fondazione come da progetto.

6.1 – verifiche agli Stati Limite Ultimi

Per quanto riguarda la verifica agli SLU è stata utilizzato come metodo l'approccio 2, pertanto nel calcolo relativo alle verifiche agli SLU i parametri del terreno sono stati inseriti dopo aver applicato i coefficienti parziali M1 e le verifiche sono considerate positive se raggiungono i valori previsti dal coefficiente R3.

Nel caso lo strutturista volesse applicare uno degli altri 2 metodi di verifica, si possono applicare direttamente i parametri geotecnici caratteristici indicati nel modello geotecnico (cap 3).

Applicando i coefficienti parziali M1, i valori geotecnici di progetto del terreno di fondazione per le verifiche allo SLU diventano:

peso di volume	19.4 kN/mc
Angolo d'attrito	36°
Coesione	/

Nel caso in esame si è scelto di calcolare la capacità portante per fondazioni su plinto avente dimensione B = 1.20 m e L = 1.20 m e dimensione B = 1.40 m e L = 1.40 m, posto a una profondità di – 1.50 m.

Per il calcolo si è utilizzata la formula di Brinch-Hansen depurata dei coefficienti relativi all'inclinazione del piano di fondazione e dell'eccentricità. Comunque nelle tabelle di calcolo allegate alla presente relazione vengono riportati risultati ottenuti tramite l'impiego di formule di altri autori.

Il piano d'imposta delle fondazioni interesserà il 3° strato di terreno costituente il sottosuolo.

Di seguito viene riportata la formula di Brinch – Hansen:

$$Rd = 1/2*B*\gamma*N\gamma*s\gamma*i\gamma*b\gamma*g\gamma*z\gamma + c*Nc*sc*ic*bc*gc*dc*zc + q*Nq*sq*iq*bq*gq*dq*zq$$

dove :
Nc Nq Nγ = Fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;
sc sq sγγ= Fattori di forma della fondazione;
ic iq iγ = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del carico;
bc bq bγ = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione della base;
gc gq gγ = Fattori correttivi che tengono conto dell'inclinazione del p. c.;
zc zq zγ = Fattori correttivi che tengono dell'inerzia dovuta al sisma (solo per condizioni dinamiche)
Dc dq = Fattori dipendenti dalla profondità del piano di posa;
γ = Peso specifico del terreno sotto il piano di fondazione;
q = Carico litostatico presente sopra il piano di fondazione

Si è proceduto quindi a verificare la capacità portante limite del terreno sulla base delle ipotesi dimensionali di fondazione indicate e delle caratteristiche geotecniche del terreno (ridotte secondo gli opportuni coefficienti sulla base della normativa sismica) è opportuno rispettare i valori di Rd indicati nella tabella seguente, calcolate applicando due diversi combinazioni; per entrambe è stata verificata la seguente condizione: $Ed \leq (Rd/\gamma R)$

Nelle seguenti tabelle vengono riportati una sintesi dei valori di capacità portante ottenuti dalle verifiche effettuate, per cedimento massimo $S_{max} \leq 2.5$ cm:

Geometria della fondazione		
B = 1.20 (m)	L = 1.20 (m)	Df = 1.50 (m)
APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)		
Carico limite ultimo $\mathbf{Q_{SLU}}$ (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Portata ammissibile verifica ai cedimenti $\mathbf{Q_{SLE}}$ (kN/m²)
788	342	**340**

Geometria della fondazione		
B = 1.40 (m)	L = 1.40 (m)	Df = 1.50 (m)
APPROCCIO 2 (A1+M1+R3)		
Carico limite ultimo $\mathbf{Q_{SLU}}$ (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Portata ammissibile verifica ai cedimenti $\mathbf{Q_{SLE}}$ (kN/m²)
807	351	**350**

7. Conclusioni

L'indagine effettuata ha permesso di caratterizzare i terreni di fondazione delle opere realizzate, identificando litologia e caratteristiche geotecniche del substrato di fondazione.
Dalle indagini effettuate il piano di fondazione dell'opera si ipotizza impostato su terreni omogenei dal punto di vista granulometrico, su un primo strato di terreno di terreno vegetale, gli strati sottostanti presentano buone caratteristiche geotecniche.

Il livello statico della falda freatica non è stato rilevato dalle indagini effettuate.
La zona in oggetto non evidenzia fenomeni geomorfologici in atto o potenziali che pregiudichino la stabilità dei luoghi.

Eventuali variazioni apportate alla geometria delle fondazioni o ai valori delle sollecitazioni strutturali, rispetto ai dati utilizzati nei calcoli, richiederanno l'elaborazione di ulteriori verifiche.
Per un'eventuale scelta progettuale dell'impiego di fondazioni profonde, tipo micropali di fondazione, si dovrà redigere una relazione geotecnica specifica, utilizzando i dati della presente relazione.
In fase esecutiva la presenza dello scrivente permetterà la verifica delle ipotesi di progetto ed il controllo su eventuali anomalie locali.

Il tecnico incaricato:
Dott. Angelo S. DE PASCALIS
Geologo

ORDINE dei GEOLOGI della LOMBARDIA
Dr. Geologo DE PASCALIS ANGELO S. N. 825

PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE DPM

Caratteristiche tecniche dell'attrezzatura di prova:

Penetrometro dinamico Pagani SCPT

* Peso del maglio: 73 Kg
* Altezza di caduta: 75 cm
* Dispositivo di sgancio: automatico
* Punta conica: ∅ = 50.8 mm, α = 60°
* Aste: ∅est = 32 mm, L = 1.20 m
* Passo: 30 cm

Seguono i risultati delle prove effettuate sull'area adiacente a quella oggetto di intervento.

Prova penetrometrica dinamica SCPT

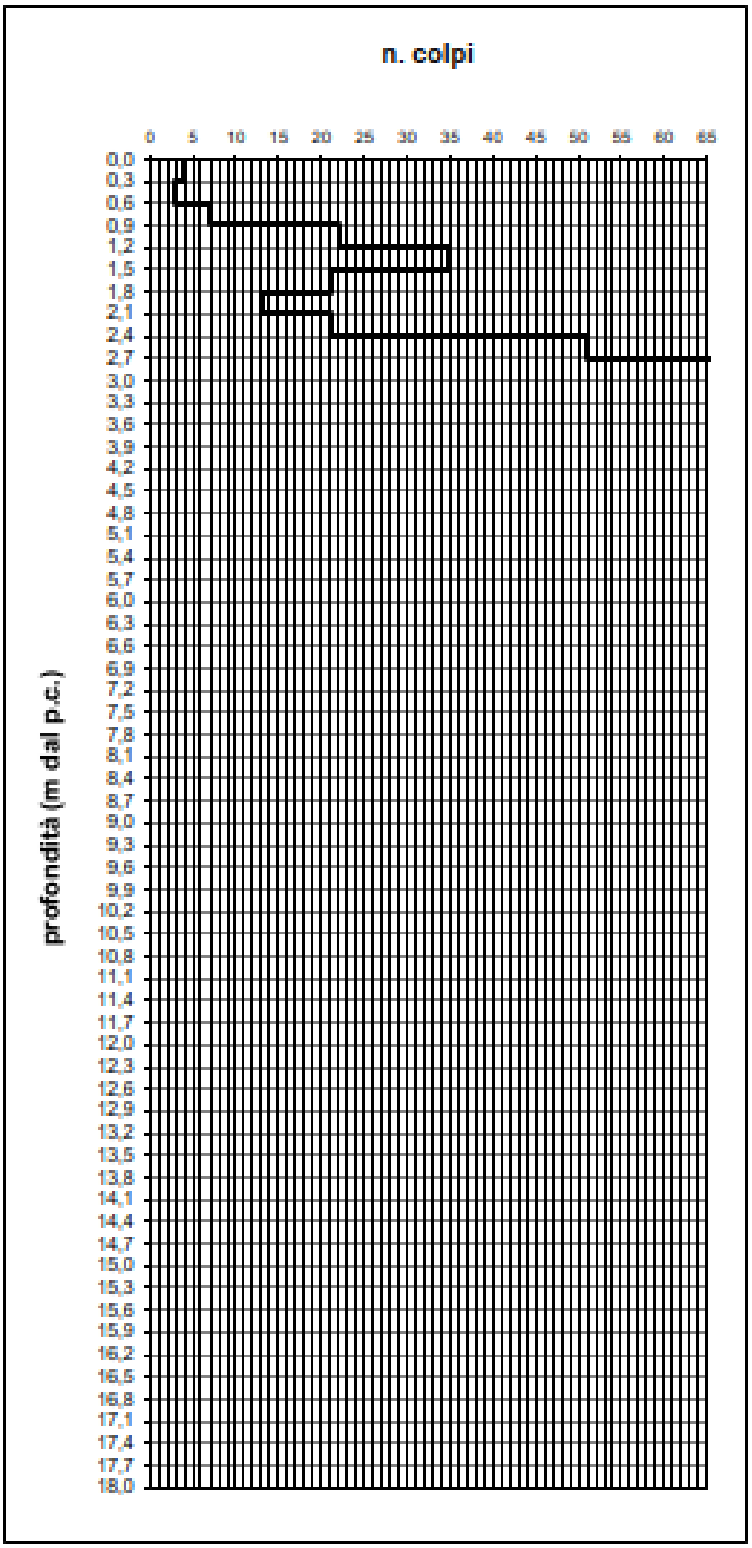
Penetrometro tipo SCPT PAGANI TG 63 200KN

Prova n° 1

Data: 14.02.2019
Località: Cazzago s. Martino - via Bevilacqua
Committente: Amm. Comunale di Cazzago S.M.
Note:

Quota inizio prova 00:00
Quota falda non rilevata

Prof. m. dal p.c.	n° colpi punta	n° colpi riv.
0,3	4	
0,6	3	
0,9	7	
1,2	22	
1,5	35	
1,8	21	
2,1	13	
2,4	21	
2,7	51	
3,0	100	
3,3		
3,6		
3,9		
4,2		
4,5		
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		



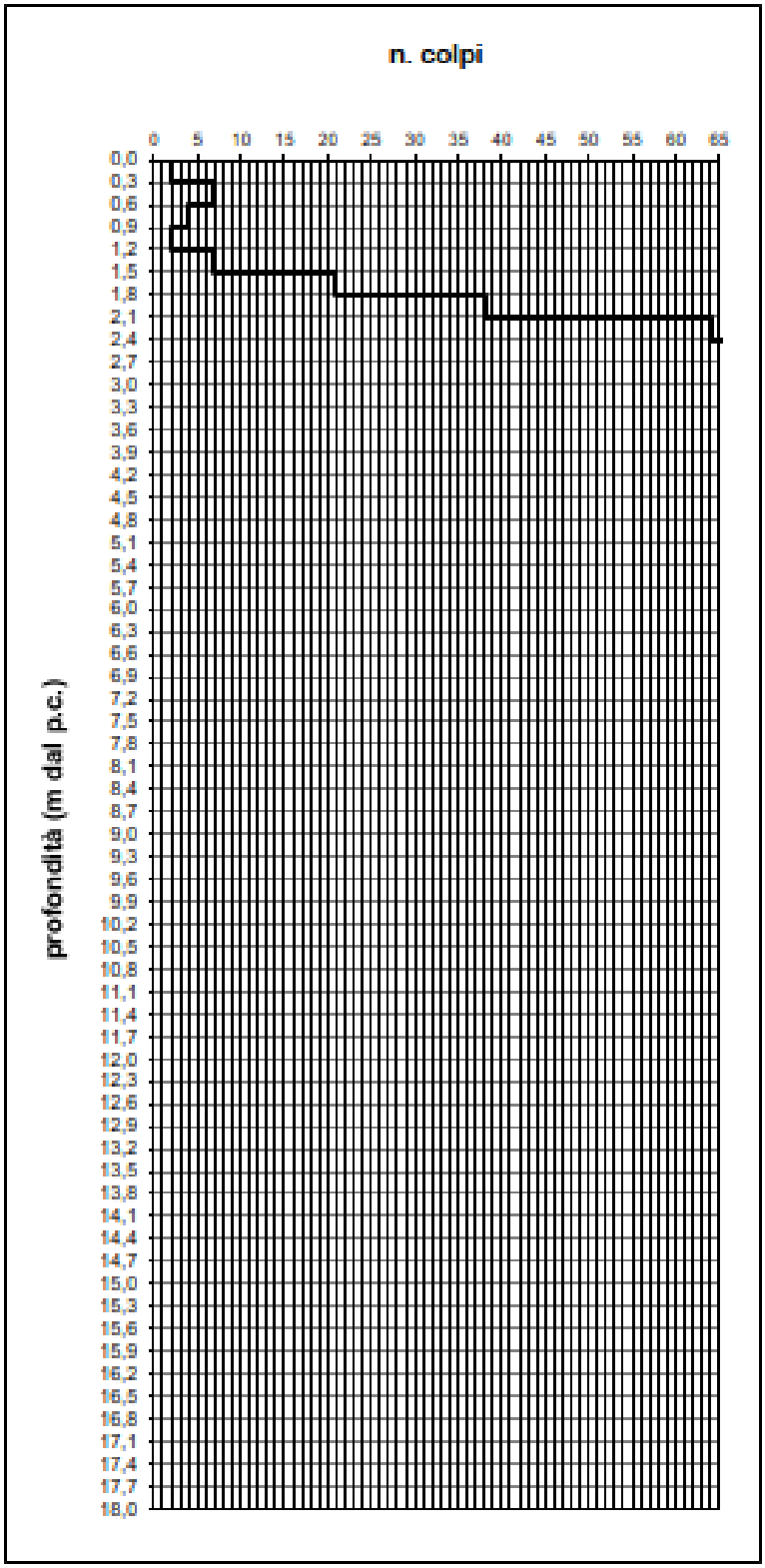
Prova penetrometrica dinamica SCPT	
Penetrometro tipo	SCPT PAGANI TG 63 200KN

Prova n°	2

Data:	14.02.2019
Località:	Cazzago s. Martino - via Bevilacqua
Committente:	Amm. Comunale di Cazzago S.M.
Note:	

Quota inizio prova	00:00
Quota falda	non rilevata

Prof. m. dal p.c.	n° colpi punta	n° colpi riv.
0,3	2	
0,6	7	
0,9	4	
1,2	2	
1,5	7	
1,8	21	
2,1	38	
2,4	64	
2,7	100	
3,0	100	
3,3		
3,6		
3,9		
4,2		
4,5		
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		



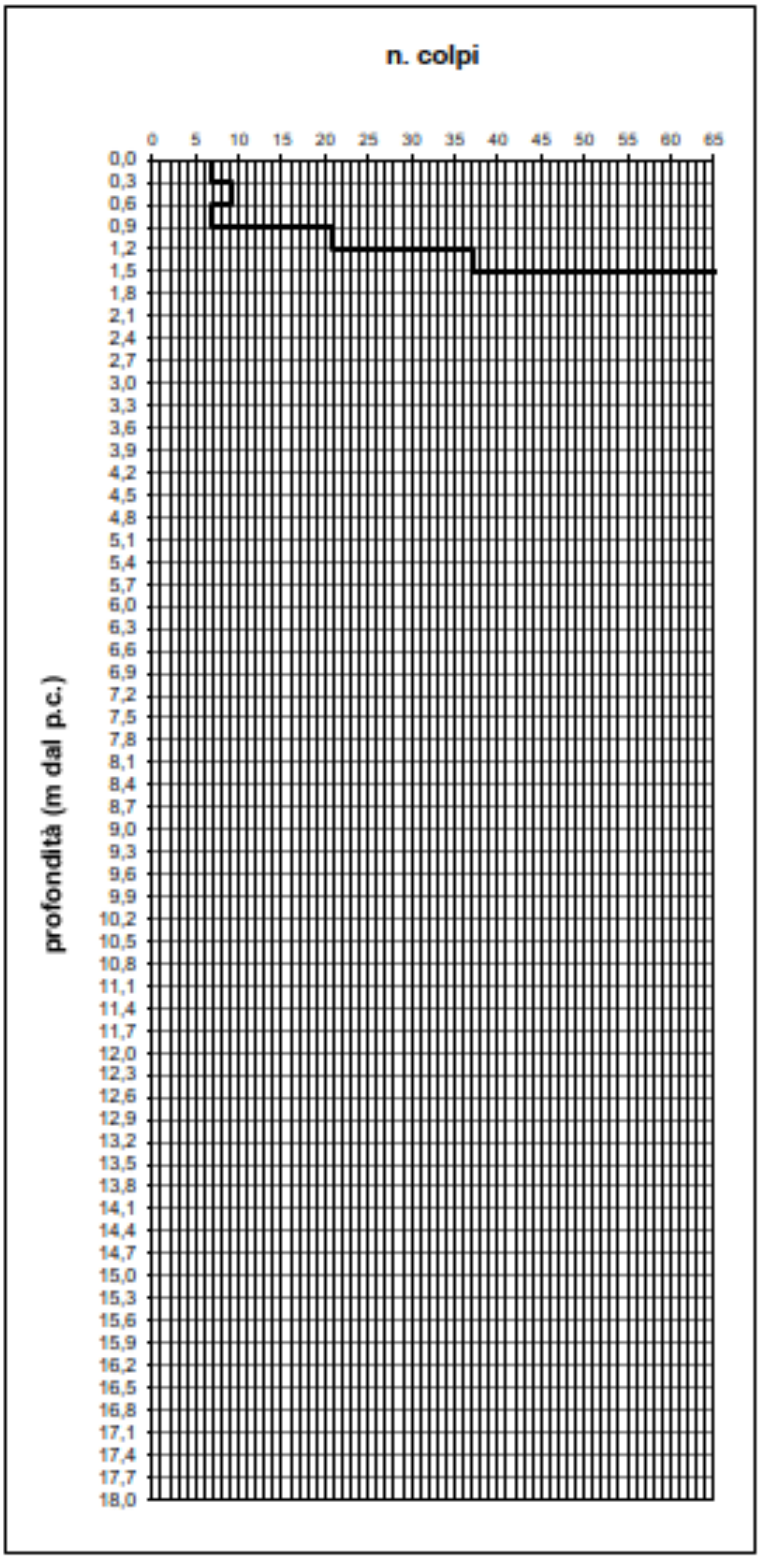
Prova penetrometrica dinamica SCPT	
Penetrometro tipo	SCPT PAGANI TG 63 200KN

Prova n°	3

Data:	14.02.2019
Località:	Cazzago s. Martino - via Bevilacqua
Committente:	Amm. Comunale di Cazzago S.M.
Note:	

Quota inizio prova	00:00
Quota falda	non rilevata

Prof. m. dal p.c.	n° colpi punta	n° colpi riv.
0,3	7	
0,6	9	
0,9	7	
1,2	21	
1,5	37	
1,8	100	
2,1		
2,4		
2,7		
3,0		
3,3		
3,6		
3,9		
4,2		
4,5		
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		



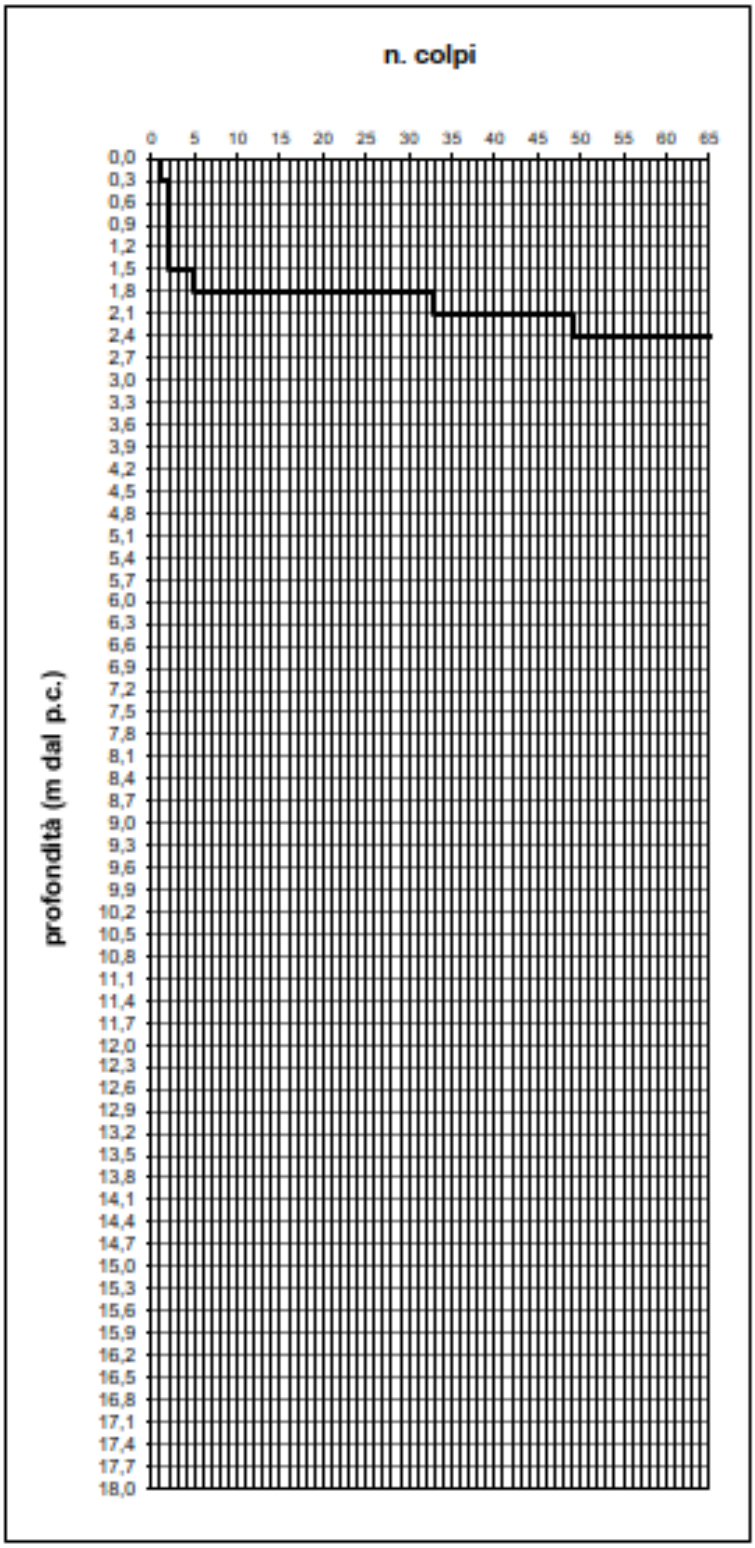
Prova penetrometrica dinamica SCPT	
Penetrometro tipo	SCPT PAGANI TG 63 200KN

Prova n°	4

Data:	14.02.2019
Località:	Cazzago s. Martino - via Bevilacqua
Committente:	Amm. Comunale di Cazzago S.M.
Note:	

Quota inizio prova	00:00
Quota falda	non rilevata

Prof. m. dal p.c.	n° colpi punta	n° colpi riv.
0,3	1	
0,6	2	
0,9	2	
1,2	2	
1,5	2	
1,8	5	
2,1	33	
2,4	49	
2,7	100	
3,0		
3,3		
3,6		
3,9		
4,2		
4,5		
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		



Prova penetrometrica dinamica SCPT

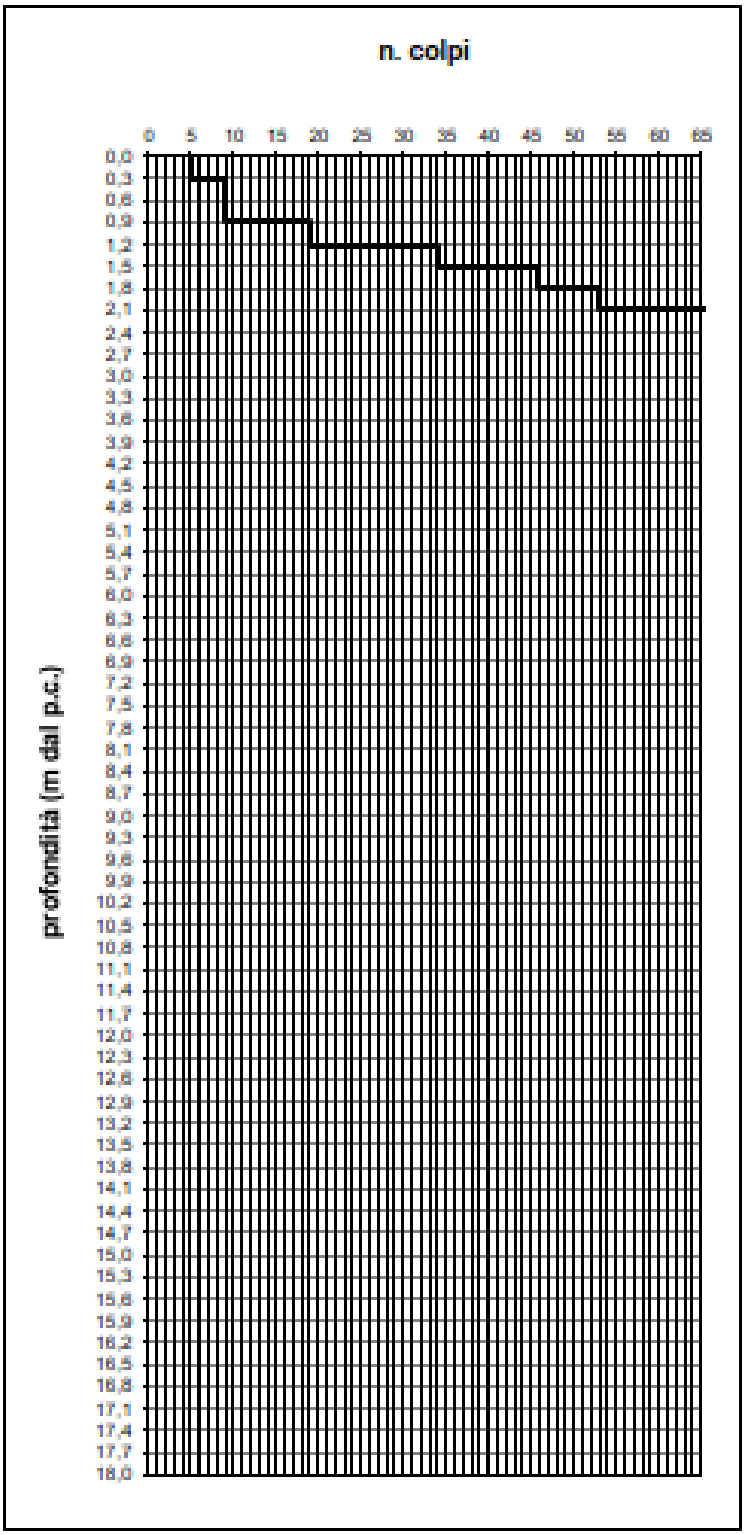
Penetrometro tipo SCPT PAGANI TG 63 200KN

Prova n° 5

Data: 14.02.2019
Località: Cazzago s. Martino - via Bevilacqua
Committente: Amm. Comunale di Cazzago S.M.
Note:

Quota inizio prova 00:00
Quota falda non rilevata

Prof. m. dal p.c.	n° colpi punta	n° colpi riv.
0,3	5	
0,6	9	
0,9	9	
1,2	19	
1,5	34	
1,8	46	
2,1	53	
2,4	100	
2,7		
3,0		
3,3		
3,6		
3,9		
4,2		
4,5		
4,8		
5,1		
5,4		
5,7		
6,0		
6,3		
6,6		
6,9		
7,2		
7,5		
7,8		
8,1		
8,4		
8,7		
9,0		
9,3		
9,6		
9,9		
10,2		
10,5		
10,8		
11,1		
11,4		
11,7		
12,0		
12,3		
12,6		
12,9		
13,2		
13,5		
13,8		
14,1		
14,4		
14,7		
15,0		
15,3		
15,6		
15,9		
16,2		
16,5		
16,8		
17,1		
17,4		
17,7		
18,0		



ALLEGATO : VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SU FONDAZIONE SU TRAVE B = 1.20 m L = 1.20 m Df = 1.50 m su **strato 2**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	262.8	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	262.8	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	262.8	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	262.8	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	SI	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	NO	1	1	1	1	1	1	1
4	NO	1	1	1	1	1	1	1

CARICO LIMITE VERTICALE

Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Tensione [Ed] (kN/m²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	1145,64	498,10	262,80	4,36	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	45825,49
	TERZAGHI (1955)	886,51	385,44	262,80	3,37	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	35460,47
	MEYERHOF (1963)	1202,71	522,92	262,80	4,58	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	48108,29
	VESIC (1975)	1217,70	529,44	262,80	4,63	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	48708,09
	Brinch - Hansen 1970	1174,35	510,59	262,80	4,47	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	46974,11
	Meyerhof and Hanna (1978)	788,41	342,79	262,80	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	46974,11
Sisma								
	HANSEN (1970)	1145,64	636,47	262,80	4,36	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	1145,64
*	TERZAGHI (1955)	886,51	492,51	262,80	3,37	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	886,51
	MEYERHOF (1963)	1202,71	668,17	262,80	4,58	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	1202,71
	VESIC (1975)	1217,70	676,50	262,80	4,63	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	1217,70
	Brinch - Hansen 1970	1174,35	652,42	262,80	4,47	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	1174,35
	Meyerhof and Hanna (1978)	788,41	438,01	262,80	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=506,606; Icrit=95,192	788,41

ALLEGATO : VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

CARICHI DI PROGETTO AGENTI SU FONDAZIONE SU TRAVE B = 1.40 m L = 1.40 m Df = 1.50 m su **strato 2**

Nr.	Nome combinazione	Pressione normale di progetto (kN/m²)	N (kN)	Mx (kN·m)	My (kN·m)	Hx (kN)	Hy (kN)	Tipo	ID
1	A1+M1+R3	269.2	0	0	0	0	0	Progetto	0
2	Sisma	269.2	0	0	0	0	0	Progetto	0
3	S.L.E.	269.2	0	0	0	0	0	Servizio	1
4	S.L.D.	269.2	0	0	0	0	0	Servizio	1

Sisma + Coeff. parziali parametri geotecnici terreno + Resistenze

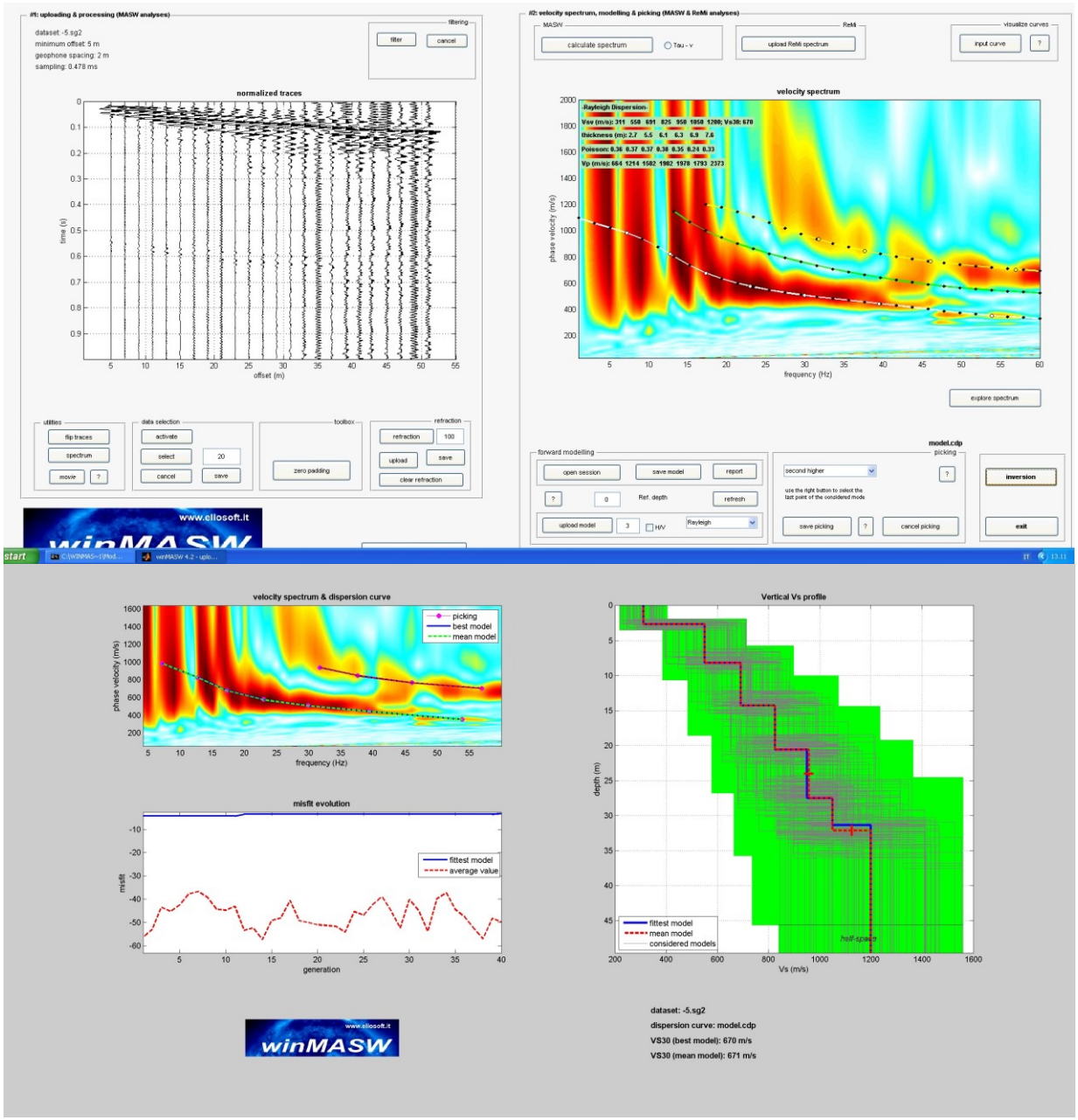
Nr	Correzione Sismica (NTC 2008 (C7.11.5.3.1))	Tangente angolo di resistenza al taglio	Coesione efficace	Coesione non drenata	Peso Unità volume in fondazione	Peso unità volume copertura	Coef. Rid. Capacità portante verticale	Coef.Rid.Capacità portante orizzontale
1	NO	1	1	1	1	1	2,3	1,1
2	SI	1	1	1	1	1	2,3	1,1
3	NO	1	1	1	1	1	1	1
4	NO	1	1	1	1	1	1	1

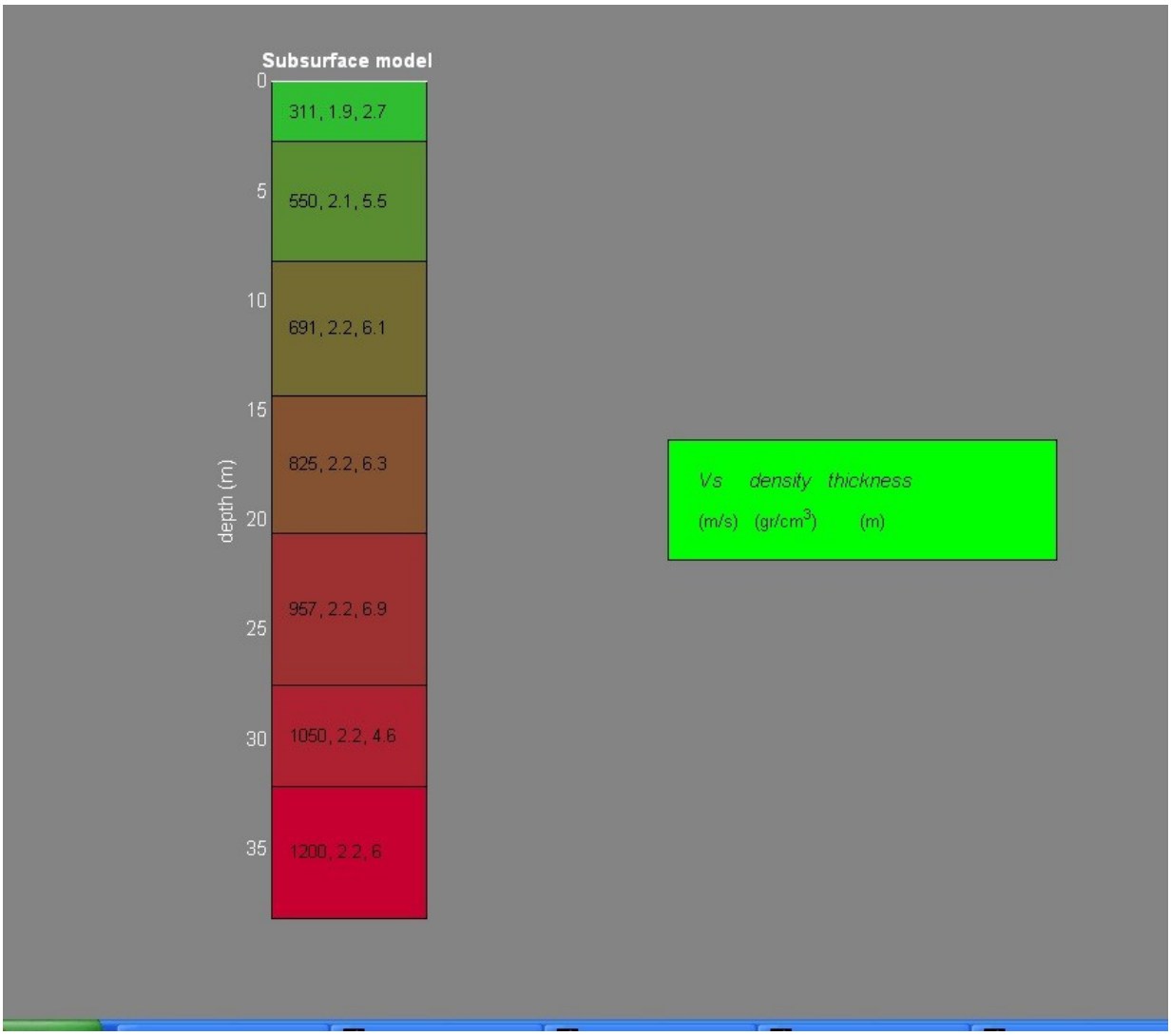
CARICO LIMITE VERTICALE

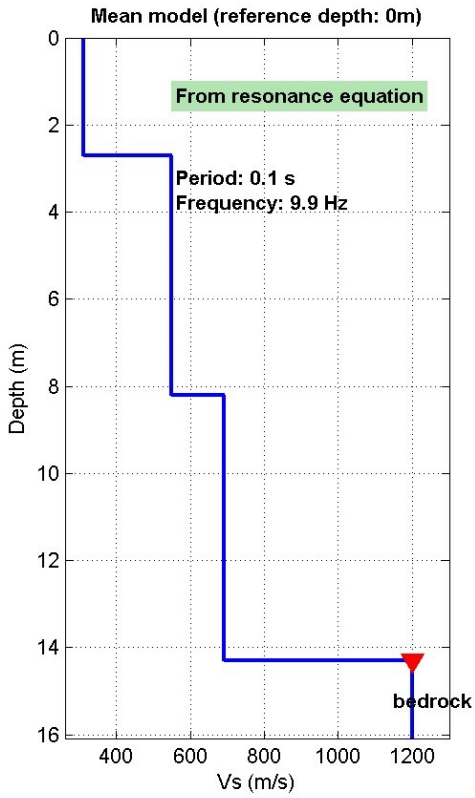
Nome combinazione	Autore	Carico limite [Qult] (kN/m²)	Resistenza di progetto [Rd] (kN/m²)	Tensione [Ed] (kN/m²)	Fattore sicurezza [Fs=Qult/Ed]	Condizione di verifica [Ed<Rd]	Tipo rottura	Costante sottofondo (kN/m³)
A1+M1+R3								
	HANSEN (1970)	1147,25	498,81	269,20	4,26	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	45890,14
	TERZAGHI (1955)	934,19	406,17	269,20	3,47	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	37367,60
	MEYERHOF (1963)	1253,72	545,09	269,20	4,66	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	50148,65
	VESIC (1975)	1231,33	535,36	269,20	4,57	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	49253,18
	Brinch - Hansen 1970	1192,78	518,60	269,20	4,43	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	47711,21
	Meyerhof and Hanna (1978)	807,59	351,13	269,20	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	47711,21
Sisma								
	HANSEN (1970)	1147,25	637,36	269,20	4,26	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	45890,14
*	TERZAGHI (1955)	934,19	518,99	269,20	3,47	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	37367,60
	MEYERHOF (1963)	1253,72	696,51	269,20	4,66	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	50148,65
	VESIC (1975)	1231,33	684,07	269,20	4,57	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	49253,18
	Brinch - Hansen 1970	1192,78	662,66	269,20	4,43	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	47711,21
	Meyerhof and Hanna (1978)	807,59	448,66	269,20	3	Verificata	* Rottura generale; Ir=476,806; Icrit=95,192	47711,21

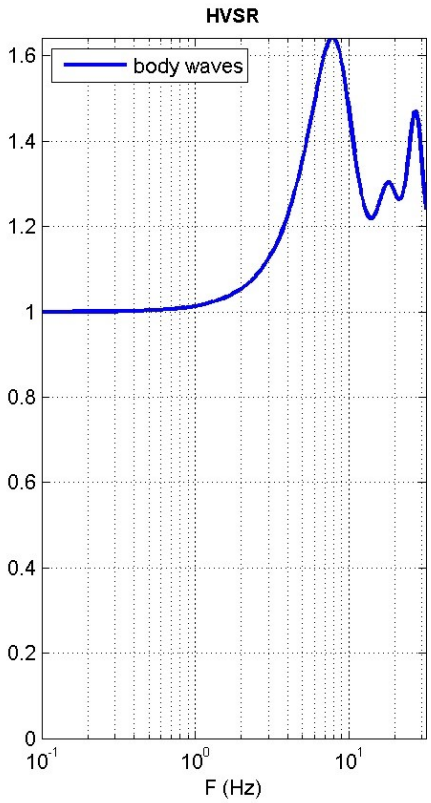
ALLEGATO :

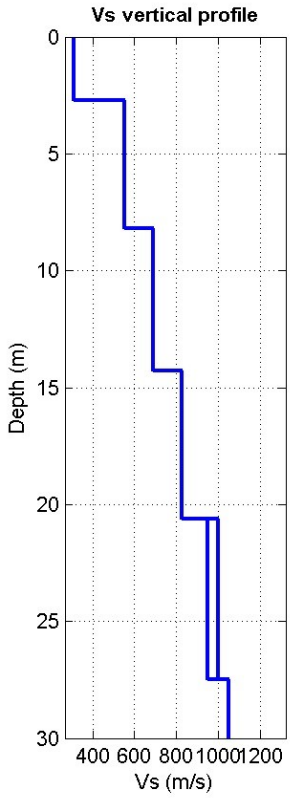
RISULTATI INDAGINE SISMICA MASW

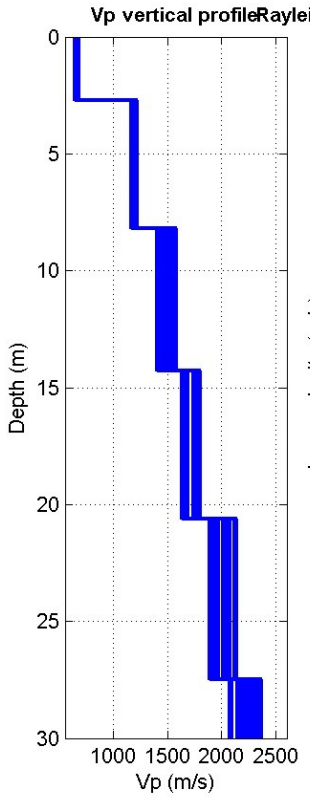


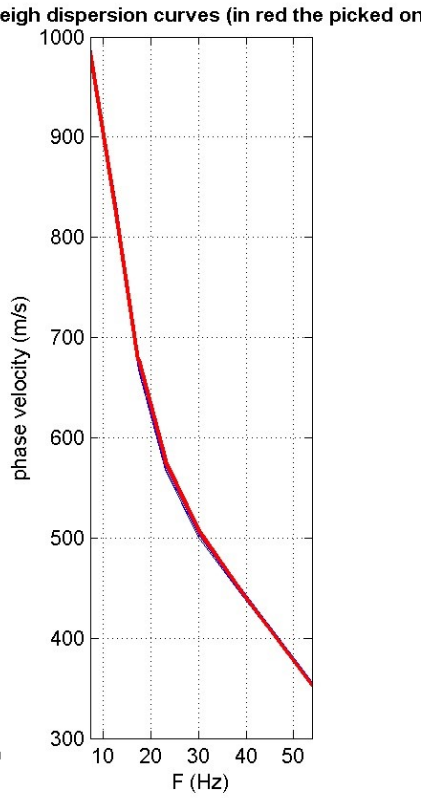

Subsurface model
depth (m)
0
5
10
15
20
25
30
35
311, 1.9, 2.7
550, 2.1, 5.5
691, 2.2, 6.1
825, 2.2, 6.3
957, 2.2, 6.9
1050, 2.2, 4.6
1200, 2.2, 6
Vs density thickness
(m/s) (gr/cm3) (m)


Mean model (reference depth: 0m)
From resonance equation
Period: 0.1 s
Frequency: 9.9 Hz
bedrock
Depth (m)
Vs (m/s)


HVSR
body waves
F (Hz)


Vs vertical profile
Depth (m)
Vs (m/s)


Vp vertical profile
Depth (m)
Vp (m/s)


Rayleigh dispersion curves (in red the picked on
phase velocity (m/s)
F (Hz)