

Titolo:	RELAZIONE GEOLOGICA-GEOTECNICA		
Progetto:	Interventi edilizi presso la lottizzazione Ezzelino		
Committente:	Decisa S.r.l. – PVT S.r.l.		
Sito:	Via Piave - Castello di Godego (TV)		
Riferimenti normativi:	<p>D.M. 11 marzo 1988 Legge 2 febbraio 1974, n. 64 Circolare Ministeriale LL. PP. 24 settembre 1988, n° 30483 Circolare Regione Veneto n. 9 del 5 aprile 2000 OPCM 3274/2003 OPCM 3316/2003 Legge Regionale 11/2004 D.M. 14 settembre 2005 O.P.C.M. 3519/2006 D.M. 17 gennaio 2018</p>		
Data. 25.01.2021	Prat. CPT_22/01/21	Rev 01	Catastale: Fg. 15 Castello di Godego mapp.li 612 – 613.
<p>Questo studio non può essere copiato o altrimenti pubblicizzato in tutto o in parte senza il consenso scritto del sottoscritto (L. 22/04/41, n.663 - art. 2575 e successivi del Codice Civile)</p>			

INDICE

1	Introduzione.....	3
2	Descrizione del Sito	4
3	Caratteristiche Geomorfologiche – Geologiche - Idrogeologiche	6
3.1	Caratterizzazione litologica e aspetti geologici-geomorfologici.....	6
3.2	Considerazioni idrogeologiche	11
4	Considerazioni di carattere geotecnico.....	14
4.1	Prove realizzate	14
4.2	Risultati ottenuti.....	15
4.3	Calcolo della capacità portante.	16
4.4	Coefficiente di Winkler	17
4.5	Cedimenti	18
5	Sismica	20
5.1	Classificazione sismica.....	20
5.2	Coefficienti Sismici.....	21
5.3	Pericolosità sismica di base	23
5.4	Liquefazione	24
6	Conclusioni	25

1 Introduzione

Il presente lavoro è stato svolto su incarico del committente a supporto del progetto di “Lottizzazione residenziale Ezzelino” in Via Piave a Castello di Godego (TV).

Lo studio comprende tutte le azioni volte a determinare l’assetto geologico, geomorfologico e idrogeologico dell’area di studio e le caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione ossia: ricerca e raccolta di dati ed informazioni di interesse geologico-geotecnico, calcolo della capacità portante, dei cedimenti e azioni sismiche sito specifici.

Ai fini della determinazione della stabilità globale dell’insieme opera – terreno, sono state considerate prove eseguite in sito e indagini realizzate in passato in siti posti in vicinanza aventi le medesime caratteristiche litostratigrafiche.

Il presente lavoro si attiene a quanto prescritto da:

- **Legge 2 febbraio 1974, n. 64:** *“Provvedimenti per le costruzioni con particolare prescrizione per le zone sismiche”*.
- **Decreto Ministeriale 11 marzo 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.
- **Circolare Ministeriale LL. PP. 24 settembre 1988, n° 30183:** *“Istruzioni 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 e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”*.
- **Circolare Regione Veneto n. 9 del 5 aprile 2000:** *“Indirizzi in materia di prescrizioni tecniche da osservare per la realizzazione di opere pubbliche e private”*.
- **Ordinanza 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 zona sismica”*.
- **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003:** *“Modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003”*.
- **Decreto Ministeriale 14 settembre 2005:** *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- **O.P.C.M. 3519/2006** *Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale.*
- **DGRV n. 96/CR del 7 agosto 2006** – *Proposta di adozione del provvedimento di cui l’OPCM 3519/06.*
- **Eurocodice 7 - Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.**
- **Eurocodice 8 - Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.**

- **Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018** “*Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*”.
- **PAT Castello di Godego.**

Si tiene a precisare che le valutazioni contenute in questo rapporto sono state elaborate da tecnici e rivestono un carattere esclusivamente tecnico, non costituendo in alcun modo parere legale.

Le conclusioni ed i suggerimenti operativi contenuti nel presente elaborato vanno intesi come proposte di intervento e non come azioni vincolanti, soggette ad autorizzazione o prescrizioni dell’Ente Competente, salvo ciò non sia specificatamente indicato.

Una premessa di fondamentale importanza è data dalla posizione del professionista incaricato all’esecuzione di tale studio che risponde unicamente alla committenza con riferimento all’incarico ricevuto non potendosi farsi carico di responsabilità per danni, rivendicazioni, perdite, azioni o spese, qualora subite anche da terzi, come risultato di decisioni prese o azioni condotte e basate sul rapporto stesso.

2 Descrizione del Sito

L’area è sita in via Piave a Castello di Godego in zona posta in prossimità al centro abitato e attualmente adibita a terreno agricolo.

Il sito oggetto di intervento edilizio è collocato in prossimità di edifici residenziali e le quote del p.c. sono pari a circa 52 mt s.l.m.

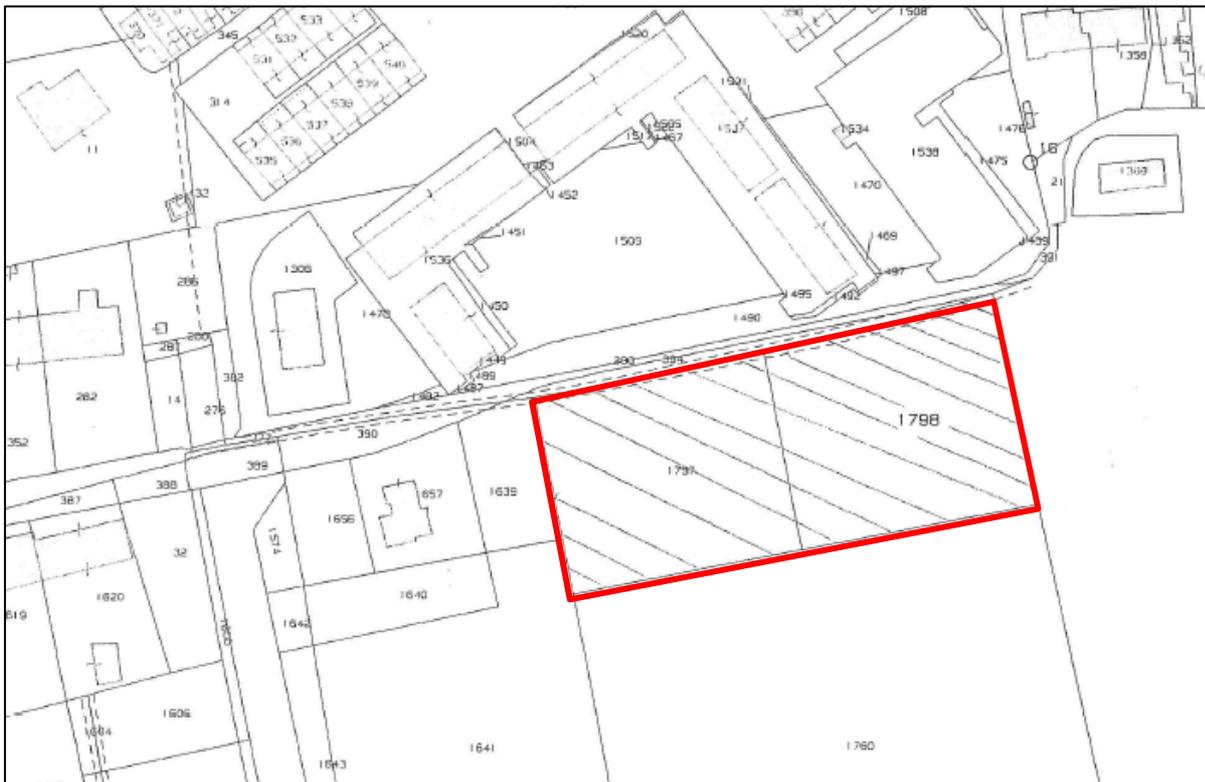


Fig. 2.1 - Estratto di mappa.



Fig. 2.2 – Ortofoto con cerchiata in rosso l'area di indagine.



Fig. 2.3 – Planimetria di Progetto.

3 Caratteristiche Geomorfologiche – Geologiche - Idrogeologiche

3.1 Caratterizzazione litologica e aspetti geologici-geomorfologici

L'area in esame è inserita nell'unità geografica della pianura veneta: questa si sviluppa su un'ampia fascia di territorio situata ai piedi dei rilievi prealpini, caratterizzata dal punto di vista idrografico dalla presenza di una serie di corsi d'acqua ad andamento subparallelo che, usciti dalle valli montane, la attraversano in direzione approssimativamente N-S, fino a riversarsi nel Mare Adriatico. A questi corsi d'acqua (ad es.: F. Adige - T. Astico - F. Bacchiglione, F. Brenta, etc.) si deve la deposizione di imponenti quantità di materiali sciolti di origine fluviale e fluvioglaciale che, accumulatisi in forti spessori, hanno dato origine al sottosuolo dell'alta pianura, contribuendo inoltre all'esistenza di differenti strutture idrogeologiche presenti nella media e nella bassa pianura. Gli elementi strutturali che rivestono una fondamentale importanza nell'analisi dei caratteri idrogeologici e stratigrafici del materasso quaternario della pianura veneta sono le conoidi alluvionali ghiaiose. Si tratta di estese strutture a ventaglio depositate dai fiumi in tempi diversi, quando il loro regime era differente da quello attuale e caratterizzato da portate molto più elevate, conseguenti allo scioglimento dei ghiacciai. Lungo il tratto pedemontano della pianura, le conoidi del Brenta sono sovrapposte tra loro e compenstrate lateralmente con quelle degli altri fiumi, cosicché ne risulta un sottosuolo interamente ghiaioso per tutto lo spessore del materasso alluvionale. La larghezza di questa fascia pedemontana a materasso indifferenziato varia da 5 a oltre 20 km a partire dal piede dei rilievi montuosi prealpini.

Le conoidi ghiaiose si sono spinte verso sud per distanze variabili, evidentemente in dipendenza dei differenti caratteri idraulici di ciascun fiume. Esse hanno inoltre raggiunto distanze diverse, in funzione del regime che caratterizzava il corso d'acqua in quel momento: spesso quelle più antiche, e quindi più profonde, hanno invaso aree più lontane.

Dalla coltre alluvionale indifferenziata della fascia pedemontana si dipartono, poi, verso sud i lembi più avanzati delle conoidi. Questi, attraverso varie digitazioni, originano più a valle un materasso non più uniformemente ghiaioso ma costituito da alternanze di orizzonti ghiaiosi e limoso-argillosi di origine marina o dovuti ad episodi di sedimentazione lacustre o palustre.

In definitiva, scendendo verso meridione dalla zona indifferenziata, in cui si osservano accumuli di materiali sciolti a pezzatura grossolana fino ad alcune centinaia di metri di profondità, lo spessore complessivo delle ghiaie diminuisce progressivamente, fino a che tali livelli giungono ad esaurirsi entro i materiali fini. È questa la conformazione del sottosuolo della media pianura veneta che si estende lungo una fascia di ampiezza variabile dai 5 ai 10 km a valle della linea dei fontanili. Segue infine un'ultima fascia che si spinge fino alla costa adriatica con larghezza di 10-20 km che corrisponde alla bassa pianura. In quest'ultimo settore, il sottosuolo appare formato in prevalenza da orizzonti limoso-argillosi alternati a livelli sabbiosi generalmente fini. I letti ghiaiosi delle grandi conoidi alluvionali sono ormai molto rari, di spessore piuttosto limitato e quasi sempre localizzati ad elevate profondità.

Il sito in oggetto si ubica nell'alta pianura (Fig. 3.1).

L'analisi del saggio esplorativo eseguito in sito, mostra come nella zona in esame, il sottosuolo risulti costituito da una successione stratigrafica con alternanza di terreni coesivi come limi e argille che lasciano spazio per la maggior parte a ghiaie e sabbie

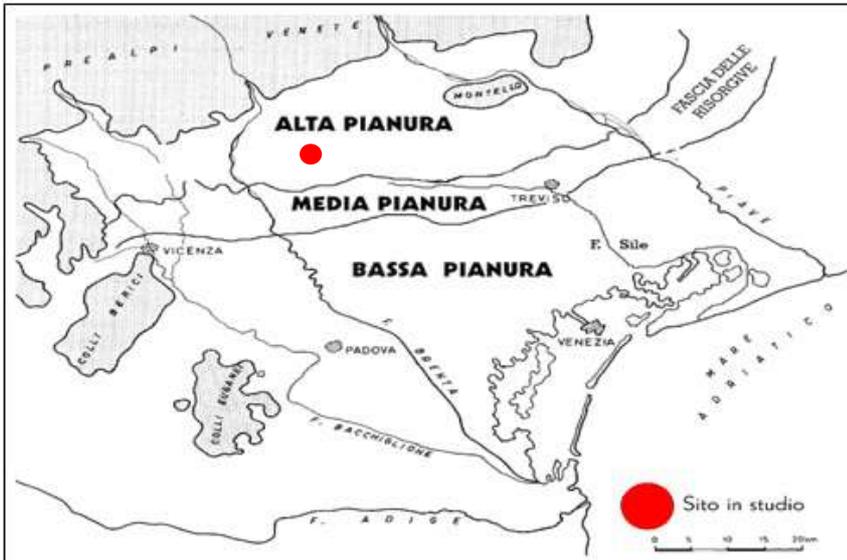


Fig. 3.1. - Suddivisione Pianura Veneta con cerchiata in rosso l'area di indagine.

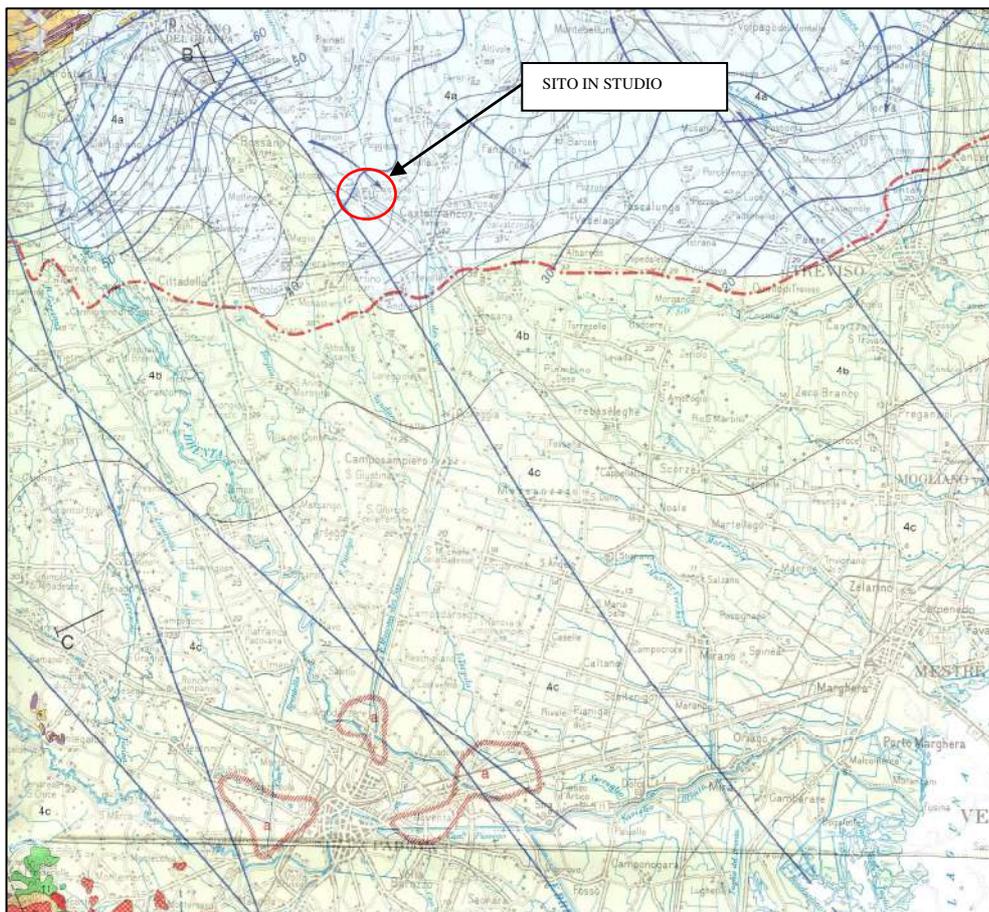


Fig. 3.2. - Estratto Carta Geologica Regionale con cerchiata in rosso l'area di indagine.

La figura 3.2, rappresenta un estratto della Carta Geologica del Veneto del 1990 a scala 1:250.000, dalla quale si evince che il sito in oggetto è impostato sull'unità dei depositi alluvionali e fluvioglaciali contrassegnati con il simbolo 4a costituiti da ghiaie e sabbie prevalenti con livelli argillosi e limosi, legati in particolare all'attività deposizionale del Fiume Brenta. La Fig. 3.3 invece, rappresenta un estratto della Carta Geomorfologica del Veneto, dalla quale si evince che nelle immediate vicinanze, l'area di studio non è interessata da forme geomorfologiche rilevanti.

Secondo la carta della Fragilità del PAT di Castello di Godego (Fig. 3.4) il sito in esame è inserito in un'area (colore azzurrino) idonea all'edificazione.

Dalla banca dati ISPRA (Fig. 3.5) è stata raccolta la stratigrafia della perforazione eseguita in vicinanza del sito in esame la quale evidenzia come il terreno in profondità è costituito in prevalenza da ghiaia ciottoli e sabbia grossolana.

Dalle prove penetrometriche eseguite in sito 14 gennaio 2021 è possibile ricostruire mediamente la seguente successione stratigrafica (comunque diversa per ogni prova vedi Allegato 3):

0.0– 0,6 m da p.c.: Terreno vegetale e argilla;

0,6 – 1.6 m da p.c.: Limo argilloso debolmente sabbioso;

1,6 – 3 m da p.c.: Sabbia media e ghiaia con limo;

3 – 5,40 m da p.c.: sabbia grossa e ghiaia in ciottoli con presenza di % minima di limo.

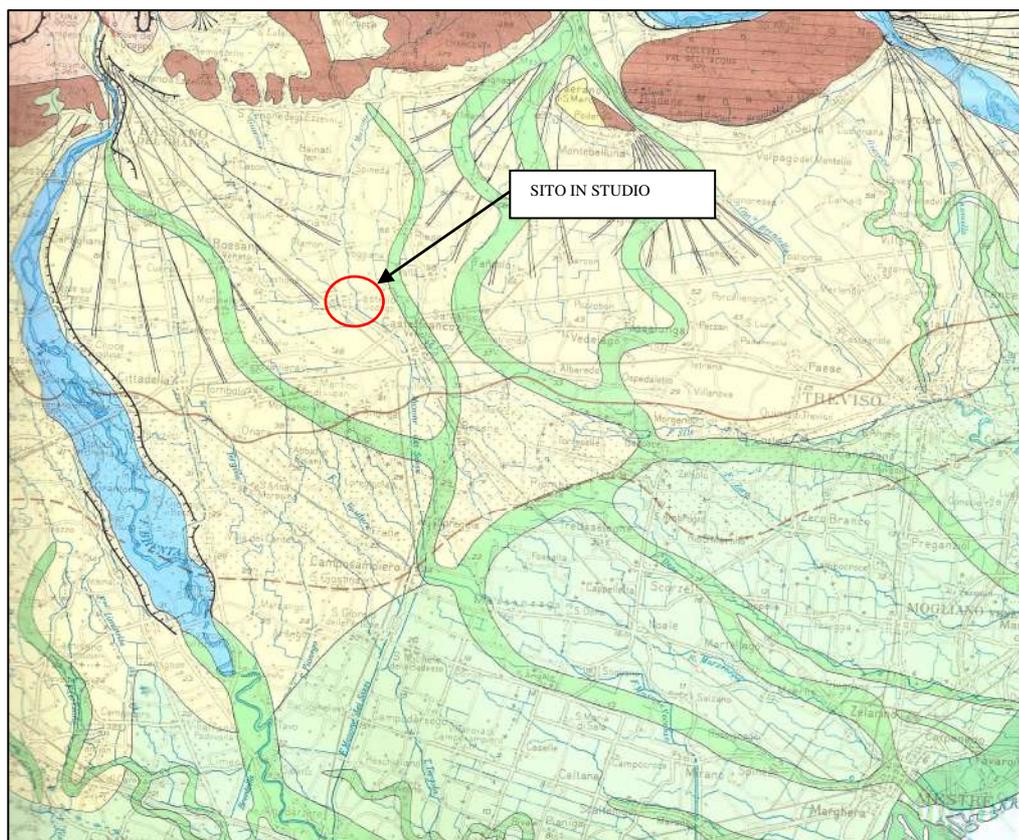
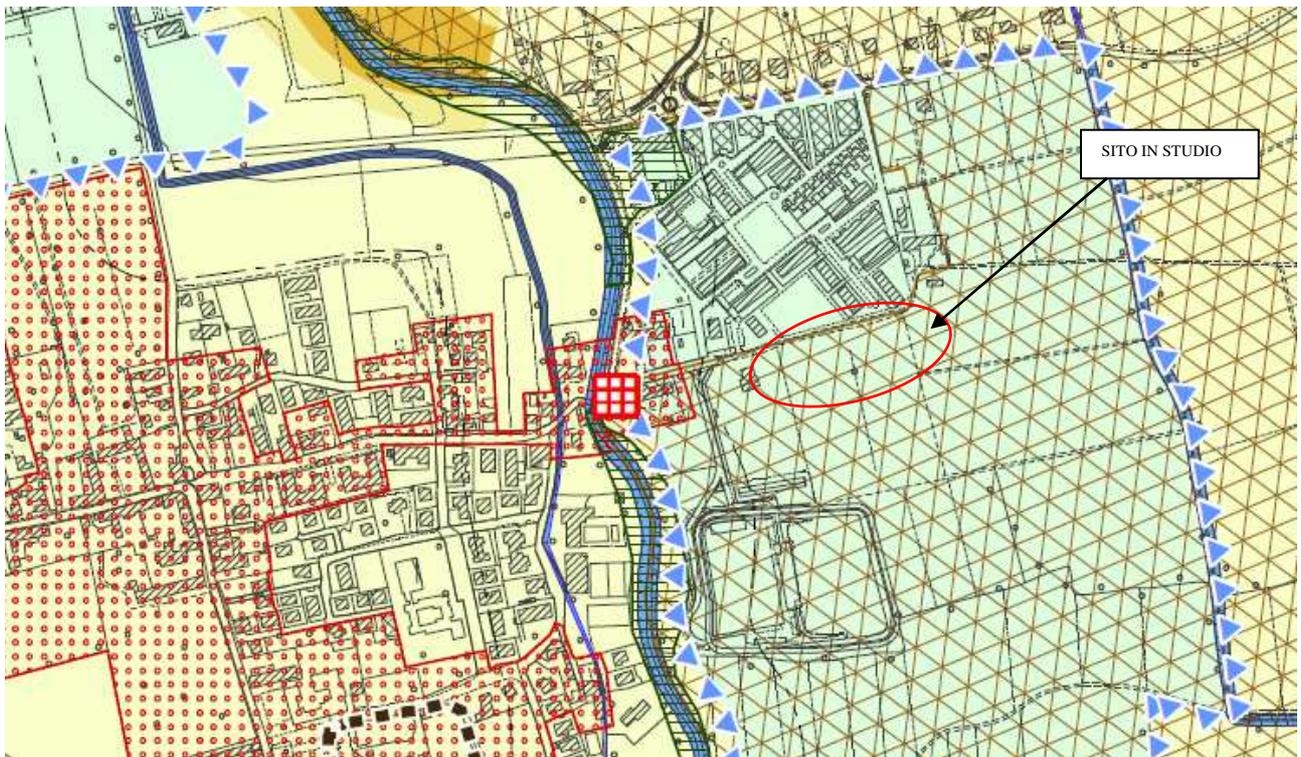
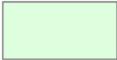


Fig. 3.3 - Estratto Carta Geomorfologia Regionale con cerchiata in rosso l'area di indagine.



COMPATIBILITA' GEOLOGICA AI FINI URBANISTICI

-  Area idonea
-  Area idonea a condizione per inondazione periodica e ristagno idrico
-  Area idonea a condizione per il rischio di esondazione moderata
-  Area idonea a condizione per il rischio di esondazione media
-  Area idonea a condizione per la presenza di cave e/o discariche ricolmate o ripristinate ad uso agricolo
-  Area idonea a condizione per la presenza di cave abbandonate
-  Area non idonea per la presenza di casse di espansione delle piene
-  Area non idonea per la presenza di terrapieno

AREE SOGGETTE A DISSESTO IDROGEOLOGICO

-  Area esondabili e/o a periodico ristagno idrico

Fig. 3.4 – Estratto carta della fragilità del PAT di Castello di Godego.

Archivio nazionale delle indagini nel sottosuolo (Legge 464/1984)					
Dati generali		Ubicazione indicativa dell'area d'indagine			
Codice: 155554 Regione: VENETO Provincia: TREVISO Comune: CASTELLO DI GODEGO Tipologia: PERFORAZIONE Opera: POZZO PER ACQUA Profondità (m): 100,00 Quota pc slm (m): 53,00 Anno realizzazione: 2003 Numero diametri: 2 Presenza acqua: SI Portata massima (l/s): ND Portata esercizio (l/s): ND Numero falde: 1 Numero filtri: 1 Numero piezometrie: 1 Stratigrafia: SI Certificazione(*): NO Numero strati: 10 Longitudine WGS84 (dd): 11,883750 Latitudine WGS84 (dd): 45,693261 Longitudine WGS84 (dms): 11° 53' 01.50" E Latitudine WGS84 (dms): 45° 41' 35.74" N (*)Indica la presenza di un professionista nella compilazione della stratigrafia					
DIAMETRI PERFORAZIONE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	
1	0,00	100,00	100,00	180	
FALDE ACQUIFERE					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)		
1	18,50	100,00	81,50		
POSIZIONE FILTRI					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Lunghezza (m)	Diametro (mm)	
1	96,00	100,00	4,00	106	
MISURE PIEZOMETRICHE					
Data rilevamento	Livello statico (m)	Livello dinamico (m)	Abbassamento (m)	Portata (l/s)	
nov/2003	18,50	ND	ND	ND	
STRATIGRAFIA					
Progr	Da profondità (m)	A profondità (m)	Spessore (m)	Età geologica	Descrizione litologica
1	0,00	1,00	1,00		TERRENO AGRARIO
2	1,00	5,00	4,00		CIOTTOLI E SABBIA
3	5,00	17,00	12,00		GHIAIE A GROSSI ELEMENTI
4	17,00	30,00	13,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
5	30,00	34,00	4,00		LIVELLI DI ARGILLE E SABBIE
6	34,00	56,00	22,00		CIOTTOLI CON GHIAIE E SABBIE
7	56,00	64,50	8,50		LENTI DI ARGILLA IN SABBIA
8	64,50	80,00	15,50		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA
9	80,00	87,00	7,00		ARGILLA
10	87,00	100,00	13,00		GHIAIE A MATRICE SABBIOSA

Fig. 3.5 – Perforazione eseguita per pozzo – dati ISPRA Legge 464/84.

Per quanto sopra, nella zona oggetto di studio non si rilevano impedimenti dal punto di vista geologico e geomorfologico che possono pregiudicare la progettazione per la realizzazione della costruzione in oggetto, fermo restando i vincoli imposti dalla normativa vigente e quanto espresso nella presente relazione.

3.2 Considerazioni idrogeologiche

La situazione idrogeologica del sottosuolo della Pianura Veneta (schema Fig. 3.6), è evidentemente condizionata dalle caratteristiche granulometriche e strutturali del materasso alluvionale, e soprattutto dalla differente distribuzione dei materiali a elevata permeabilità.

Lungo la fascia settentrionale, dove il sottosuolo è interamente ghiaioso, esiste un'unica e potente falda idrica a carattere freatico. Essa è sostenuta dal substrato roccioso e oscilla liberamente all'interno dell'acquifero indifferenziato a grande permeabilità, in relazione alle fasi di piena e di magra del proprio regime. Al piede dei rilievi la falda si trova tra i 60 e gli 80 m di profondità (fig. 3.6)

Procedendo verso sud la superficie freatica si avvicina progressivamente al piano campagna, fino a venire a giorno nei punti topograficamente più depressi, lungo una fascia praticamente continua, a sviluppo circa est-ovest e di ampiezza massima intorno a 10 km (fascia dei fontanili o delle risorgive).

Dalle risorgive le condizioni idrogeologiche cambiano in conseguenza della differenziazione del materasso alluvionale ghiaioso. Il sottosuolo, infatti, è qui strutturato in fitte alternanze di livelli ghiaiosi e di letti limoso-argillosi, che determinano l'esistenza di un complesso idrogeologico multifalde ad acquiferi sovrapposti.

Il sistema multistrato contiene falde idriche in pressione, alloggiate entro gli orizzonti a granulometria grossolana e confinate al tetto e al letto tra livelli impermeabili, formati appunto da limi e argille (vedi schema Fig. 3.6).

Nella fascia meridionale, la pianura risulta progressivamente meno ricca di riserve idriche sotterranee, mancando ormai nel sottosuolo, acquiferi ad elevata permeabilità di spessore apprezzabile.

L'alimentazione delle falde è garantita nelle aree di ricarica soprattutto da 3 fattori: la dispersione in alveo dei corsi d'acqua nel tratto in cui attraversano l'alta pianura (falde di subalveo), l'infiltrazione diretta degli afflussi meteorici che si verifica nella medesima fascia e l'infiltrazione delle acque irrigue. La direzione di deflusso prevalente della falda è da WNW a ESE, il gradiente medio è dell'ordine dello 0.05-0.06% ca.

Occorre precisare che alla scala locale possono verificarsi alcune divergenze, più o meno accentuate, rispetto al trend generale dei deflussi sotterranei. Ciò è dovuto principalmente alle interazioni esistenti tra i fiumi, la falda acquifera, la naturale eterogeneità e variabilità degli orizzonti stratigrafici nel sottosuolo.

Le oscillazioni della superficie della falda sono ridotte e il massimo innalzamento si ha normalmente nel mese di novembre, il minimo nel periodo estivo.

Nelle prove eseguite in data 14.01.21 fino a -4 mt non è stata rinvenuta falda.

Va ricordato infatti, che il livello freatico è soggetto a variazioni nel corso del tempo per effetto degli influssi climatici, delle precipitazioni o degli apporti idrici superficiali.

Il lotto in esame è compreso all'interno dell'area con profondità di falda compresi tra 13 e 15 m dal piano campagna attuale (Fig. 3.7), ma bisogna comunque considerare le variazioni del livello in relazione alla stagionalità ed agli eventi meteorologici. Vedendo la cartografia di fig. 3.7 considerando il p.c. ad una quota assoluta di 52 m s.l.m.m notiamo che i pozzi in vicinanza del sito in esame hanno delle misurazioni del livello statico pari a circa 38,6 m. s.l.m.m.

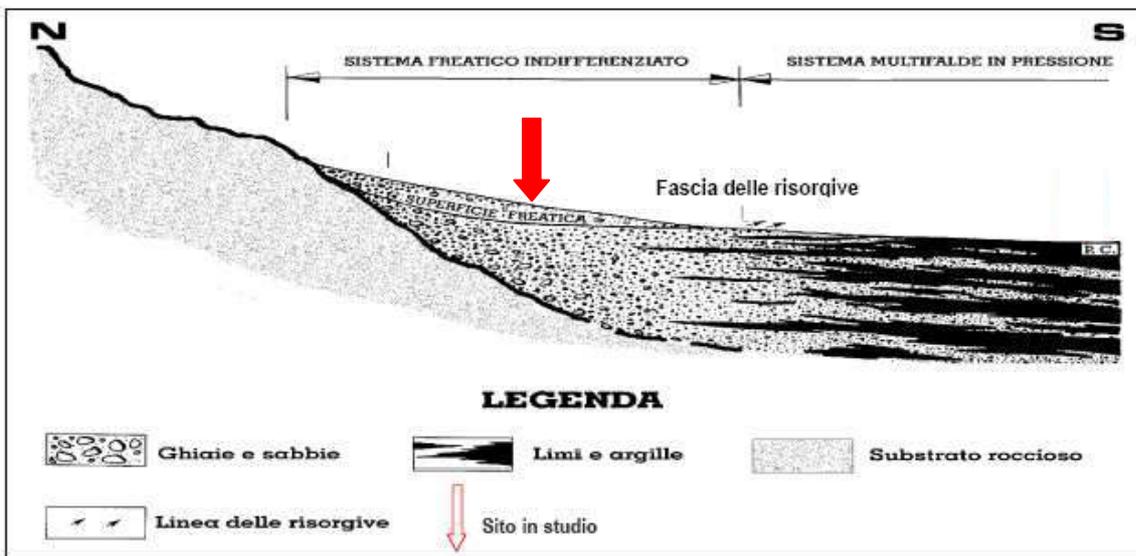


Fig. 3.6 – Schema idrogeologico del sottosuolo nella Pianura Veneta

Dalla fig. 3.8 si nota che il sito è esterno all'area soggetta ad inondazioni periodiche e ristagno idrico. Comunque tale fenomeno è dovuto alla presenza di una copertura superficiale di argille che non riescono a smaltire rapidamente le acque di precipitazione.

Si rende pertanto necessario realizzare un sistema di smaltimento delle acque meteoriche tramite la realizzazione di pozzi perdenti descritto in apposita relazione di valutazione di compatibilità idraulica.

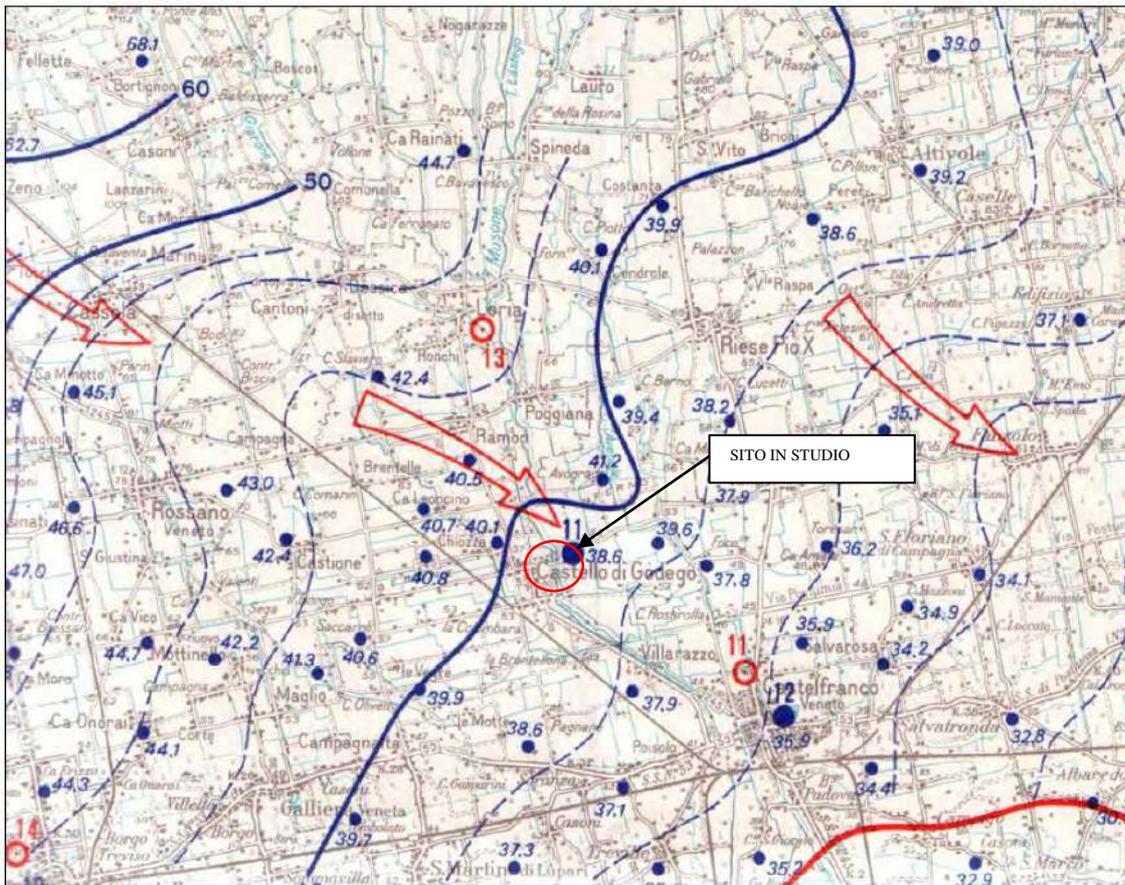


Fig. 3.7 - Carta idrogeologica dell'Alta Pianura Veneta del 1983.

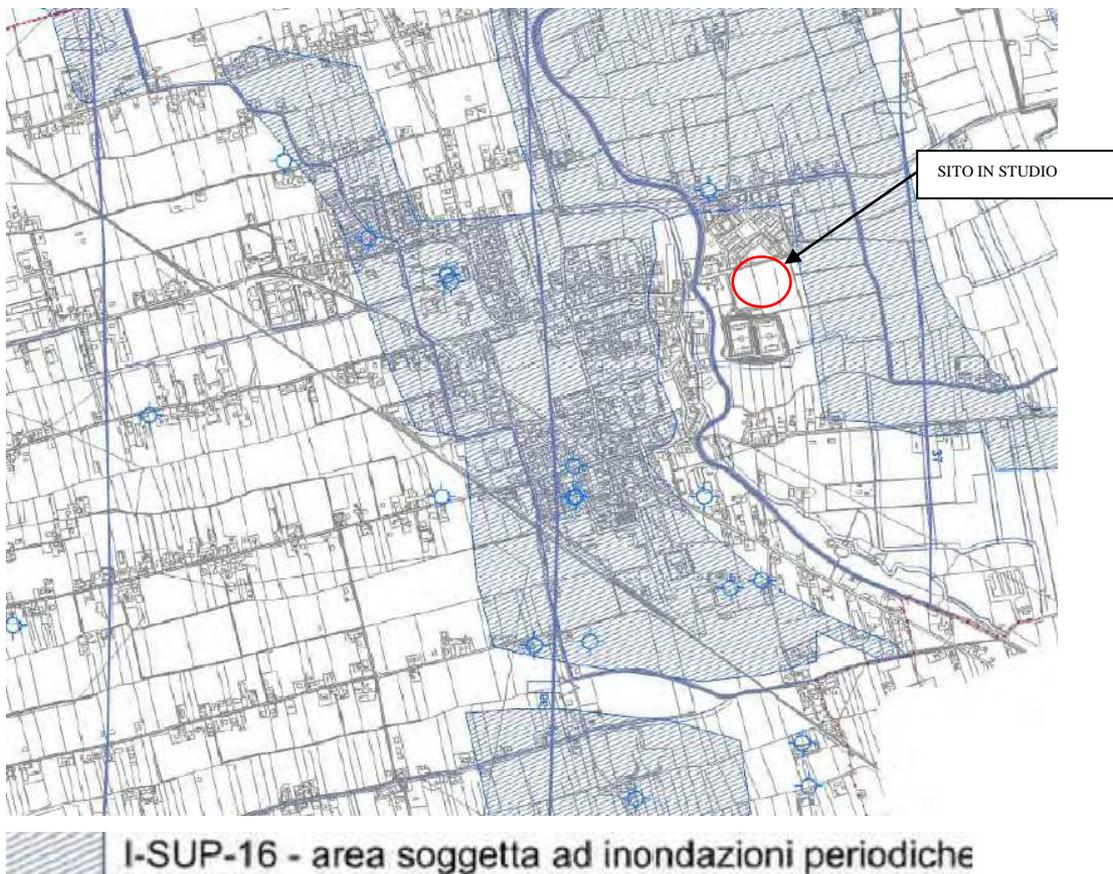


Fig. 3.8 – Estratto carta idrogeologica del PATI di Castello di Godego e Loria.

4 Considerazioni di carattere geotecnico

4.1 Prove realizzate

Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni di fondazione il giorno 14 gennaio 2021 mediante penetrometro statico/dinamico con centralina acquisizione dati della ditta PAGANI, sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche di cui una statica fino a -2,2 mt e proseguita in modalità dinamica e le altre 3 in modalità dinamica, internamente al sedime delle future costruzioni (Allegato 4 – Planimetria ubicazione prove). Le prove sono state spinte fino a rifiuto strumentale.

Le prove penetrometriche statiche CPT (di tipo meccanico) consistono essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm / sec}$).

La penetrazione viene effettuata tramite un dispositivo di spinta (martinetto idraulico), opportunamente ancorato al suolo con coppie di coclee ad infissione, che agisce su una batteria doppia di aste (aste coassiali esterne cave e interne piene), alla cui estremità è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di manometri, collegati al martinetto mediante una testa di misura idraulica.

La punta conica (del tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante, per la misura dell'attrito laterale: punta / manicotto tipo "Begemann". Le dimensioni della punta / manicotto sono standardizzate e precisamente:

- diametro Punta Conica meccanica \varnothing = 35,7 mm
- area di punta A_p = 10 cm²
- angolo di apertura del cono α = 60 °
- superficie laterale del manicotto A_m = 150 cm²

Una cella di carico, che rileva gli sforzi di infissione, è montata all'interno di un'unità rimovibile, chiamata "selettore", che preme alternativamente sull'asta interna e su quella esterna.

Durante la fase di spinta le aste sono azionate automaticamente da un comando idraulico. L'operatore deve solamente controllare i movimenti di spinta per l'infissione delle aste.

I valori acquisiti dalla cella di carico sono visualizzati sul display di una Sistema Acquisizione Automatico (qualora presente) o sui manometri.

Le letture di campagna (che possono essere rilevate dal sistema di acquisizione in Kg/cm²) durante l'infissione sono le seguenti:

- Lettura alla punta LP = prima lettura di campagna durante l'infissione relativa all'infissione della sola punta
- Lettura laterale LT = seconda lettura di campagna relativa all'infissione della punta+manicotto
- Lettura totale LLTT = terza lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne (tale lettura non sempre viene rilevata in quanto non è influente metodologicamente ai fini interpretativi).

Le prove penetrometriche in modalità dinamica consistono nell'infissione di aste graduate tramite un maglio di peso e altezza di caduta standard, rispettivamente pari a 63.5 kg e 0.75 m. La punta utilizzata in modalità dinamica ha un diametro pari a 51 mm ed un angolo di apertura pari a 60° mentre le aste sono graduate ad intervalli di 20 cm ed hanno un peso pari a 6.2 kg per metro lineare. Essendo la prova standardizzata, è possibile determinare le caratteristiche dei terreni misurando il numero il valore a seguito dell'infissione di 20 cm la batteria di aste (Allegato 6 – fascicolo fotografico).

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, occorre applicare una correzione ai risultati delle prove DPSH, per tenere conto delle diverse modalità esecutive. Tale correzione si basa sulle differenti caratteristiche dei penetrometri. Il numero di colpi da utilizzare nel calcolo dei parametri geotecnici sarà dato da:

$$N_{SPT} = C_f \times N_{DPSH}$$

Con pari a 1,47.

$$C_f = \frac{M1 \cdot H1 \cdot P11 \cdot Ap1}{M2 \cdot H2 \cdot P12 \cdot Ap2}$$

Con:

M2	=	peso del maglio SPT (63.5 kg);
H2	=	volata del maglio SPT (75 cm);
P12	=	passo di lettura SPT (15 cm);
Ap2	=	area della punta SPT (20.4 cm ²);
M1	=	peso del maglio del dinamico continuo;
H1	=	volata del maglio del dinamico continuo;
P11	=	passo di lettura del dinamico continuo;
Ap1	=	area della punta del dinamico continuo.

4.2 Risultati ottenuti

In allegato 2 vengono riportate le elaborazioni eseguite con software Geostru – Static Probing con le interpretazioni delle caratteristiche geotecniche e stratigrafiche del sottosuolo secondo l'interpretazione di vari autori. Di seguito si riassumono le caratteristiche geotecniche del terreno sottostante alla quota di posa della fondazione. Si è considerato che la fondazione a platea venga realizzata ad una profondità di circa -0,5 mt dal p.c. in corrispondenza delle prove stesse i terreni sottostanti alla fondazione per lo spessore di circa 1 metro presentano le proprietà geotecniche indicate nella tabella seguente.

Approfondimento -0,50 mt	
CPT 1/DPSH1	Terreno: Limo argilloso debolmente sabbioso con trovanti in ghiaia $q_{cm} = 49,4 \text{ Kg/cm}^2$ $c_u = 0,45 \text{ Kg/cm}^2$ $\emptyset = 30^\circ$
DPSH2	Terreno: : Limo argilloso debolmente sabbioso con trovanti in ghiaia $N^\circ \text{ SPT}_{medio} = 3,5$ $c_u = 0,34 \text{ Kg/cm}^2$ $\emptyset = --^\circ$
DPSH3	Terreno: : Limo argilloso debolmente sabbioso con trovanti in ghiaia $N^\circ \text{ SPT}_{medio} = 3,8$ $c_u = 0,68 \text{ Kg/cm}^2$ $\emptyset = --^\circ$
DPSH4	Terreno: : Limo argilloso debolmente sabbioso con trovanti in ghiaia $N^\circ \text{ SPT}_{medio} = 5,3$ $c_u = 0,61 \text{ Kg/cm}^2$ $\emptyset = --^\circ$

N.B. Il valore di q_{cm} resistenza alla punta corrisponde alla media degli strati interessati al di sotto delle fondazioni mentre i valori di c_u coesione non drenata e \emptyset angolo di resistenza al taglio corrispondono al valore minimo degli strati interessati prossimamente al di sotto delle fondazioni, comunque derivanti da dati interpretati a seguito di elaborazioni con programma Geostru – Static Probing.

4.3 Calcolo della capacità portante.

La pressione massima sopportabile prodotta da carico gravante sulla fondazione si chiama q_{lim} . Oltre tale pressione possono aversi due modi di rottura potenziali del terreno:

- la fondazione può ruotare attorno un centro di rotazione in quanto è venuta meno la resistenza al taglio del terreno nell'involuppo della superficie di scorrimento;
- punzonatura del terreno.

La capacità portante del terreno è stata calcolata utilizzando la formula derivata dalla soluzione di Brich-Hansen in condizioni non drenate per le fondazioni sopra falda in corrispondenza delle prove penetrometriche, considerando il metodo classico di calcolo, secondo l'approccio 1 e 2 degli stati limiti NTC 2018:

$$q_{lim} = cN_c s_c d_i c_c g_c b_c z_c + q_0 N_q s_q d_i q_c g_c b_c z_c + 0.5 \gamma' B' N_s s_d i g_b r z \quad (1)$$

cN_c : contributo della coesione non drenata che agisce lungo la superficie di rottura.

$q_0 N_q$: effetto stabilizzante del terreno ai lati della fondazione.

$1/2 \gamma' B' N_s$: contributo della resistenza di attrito dovuta al peso proprio del terreno all'interno della superficie di scorrimento

c : coesione

q_0 : peso del terreno a lato della fondazione

g = peso di volume del terreno al di sotto della fondazione

B = larghezza della fondazione

Per valutare l'effetto sismico sul carico limite del terreno di fondazione vengono introdotti sui tre termini della capacità portante i fattori parziali z così determinati:

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\phi}\right)^{0,35}$$

$$z_c = 1 - 0,32 \cdot k_h$$

$$z_\gamma = z_q$$

dove $k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$

è il coefficiente sismico orizzontale calcolato in funzione dell'accelerazione massima al suolo a_g/g e della categoria di profilo stratigrafico (cap. 5).

Il calcolo del carico limite è stato effettuato con il metodo classico considerando lo strato di terreno dove poggia la fondazione. Si è inoltre ipotizzato che venga realizzata la fondazione a platea, con grado di approfondimento pari a -0,5 mt dal p.c., in corrispondenza della realizzazione delle prove per effetto della realizzazione del locale interrato. Sostituendo alla formula (1) i dati dimensionali, gli indici correttivi ed i parametri geotecnici interpretati in allegato alla presente, si è giunti ai valori di Q_{amm} di cui la tabella di sotto.

Prove penetrometriche eseguite	Q _{amm} (carico ammissibile) Kg/Cm ² approfondimento -0,5 mt dal p.c.		
	Approccio 1		Approccio 2
	Comb. A1+M1+R1	Comb. A2+M2+R2	Comb. A1+M1+R3
CPT1/DPSH1	2,73	1,10	1,19
DPSH2	2,32	0,94	1,01
DPSH3	2,44	0,99	1,06
DPSH4	3,02	1,22	1,31

Dalla tabella di cui sopra si rileva che considerando un sistema di fondazione a platea con approfondimento -0,5 m dal p.c., in corrispondenza della DPSH2 il carico limite ridotto con $F_s=1,8$ minimo rinvenuto è di circa 0,94 Kg/ Cm², considerando l'approccio 1 combinazione A2+M2+R2 secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni. Per quanto sopra in assenza di una base di terreno sabbioso si consiglia di appoggiare la fondazione su uno strato di fondo costituito da magrone oppure da ghiaia calibrata.

4.4 Coefficiente di Winkler

Il Coefficiente di Winkler è noto anche come modulo di reazione del terreno di sottofondo e rappresenta una forza esercitata su un suolo elastico ideale, su un'area di 1 cm² che provoca l'abbassamento di 1 cm.

Tale coefficiente non è una costante intrinseca del terreno, ma dipende da forma e dimensione della fondazione, dalla distribuzione dei carichi agenti, dalla stratigrafia e dalla composizione fisica

del suolo. La sua determinazione richiederebbe l'utilizzo di prove geotecniche sperimentali su piastra in quanto, non ci sono formule empiriche certe che mettono insieme le variabili sopra descritte.

Comunque, una stima di tale parametro è ottenuta dalla correlazione di Bowles data dalla formula: $K_{wink} = C \times Q_{ult}$ in cui Q_{ult} è la capacità portante calcolata con la formula di Brich-Hansen e $C=0,4$ è una costante che correla la resistenza ultima del terreno ad un cedimento ultimo di 2,5 cm.

Si ribadisce comunque di utilizzare un valore più attendibile tramite una prova di cedimento su piastra o considerare un valore più basso in funzione ai cedimenti reali che potrebbero superare i 2,5 cm stabiliti di default dalla formula di Bowles.

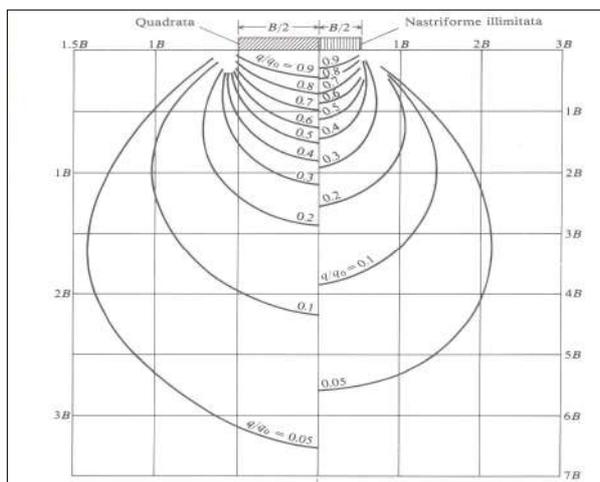
4.5 Cedimenti

I principali componenti dei cedimenti ΔH sono costituiti dall'effetto di rotolamento e scorrimento fra le particelle, che fa variare l'indice dei vuoti, e dalla rottura dei granuli che modifica la struttura del materiale.

Si individuano 2 tipi di cedimenti:

1. Cedimenti di consolidazione o edometrici
2. Cedimenti elastici immediati

I primi sono generati dal lento e graduale drenaggio delle argille per effetto del nuovo carico gravante e possono prolungarsi per lungo tempo dopo l'ultimazione dei lavori.



I cedimenti elastici sono invece dovuti al rapido allontanamento e/o raggiustamento delle particelle nei terreni granulari dotati d'elevata permeabilità (sabbie, ghiaie).

Figura 4.1. Linee isostatiche della pressione verticale ottenute sulla base dell'equazione di Boussinesq per fondazioni quadrate e nastriformi.

Si considera che il basamento della struttura principale con fondazione a platea poggia su terreno con buone caratteristiche geotecniche ma differenti. Dalle prove penetrometriche eseguite è stato accertato diversità litologica nel primo metro al di sotto della fondazione superficiale e pertanto dovrà esserne tenuto conto e verificato nella fase di scavo.

Pertanto nella fase di progettazione è da considerare il comportamento dei cedimenti differenziali e momenti rotazionali a cui può essere sottoposta la struttura edilizia.

CEDIMENTI EDOMETRICI

Pressione normale di progetto	0,6 Kg/cm ²
Cedimento dopo T anni	5,0
Distanza	0,52 m
Angolo	11,10 °
Cedimento totale	0,6 cm

Z: Profondità media dello strato; Dp: Incremento di tensione; Wc: Cedimento consolidazione; Ws: Cedimento secondario; Wt: Cedimento totale.

Strato	Z (m)	Tensione (Kg/cm ²)	Dp (Kg/cm ²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	0,55	0,11	0,5	Edometrico	0,1	--	0,1
2	1,1	0	0	Schmertmann	0,09	0,03	0,13
3	2,3	0	0	Schmertmann	0,17	0,06	0,23
4	4,25	0	0	Schmertmann	0,1	0,03	0,14

Decorso cedimenti nel tempo Strato..1 Wt=0,1 cm

Cedimento [cm]	% Ced	Tempo giorni
0,01	10	0,064167
0,02	20	0,261667
0,03	30	0,589167
0,04	40	1,05
0,05	50	1,633333
0,06	60	2,383334
0,07	70	3,358334
0,08	80	4,725
0,09	90	7,066667
0,1	100	8,333334

CEDIMENTI ELASTICI

Pressione normale di progetto	0,6 Kg/cm ²
Spessore strato	4,0 m
Profondità substrato roccioso	700,0 m
Modulo Elastico	45,89 Kg/cm ²
Coefficiente di Poisson	0,25

Coefficiente di influenza I1	0,09
Coefficiente di influenza I2	0,1
Coefficiente di influenza Is	0,16

Cedimento al centro della fondazione	25,58 mm
--------------------------------------	----------

Coefficiente di influenza I1	0,03
Coefficiente di influenza I2	0,07
Coefficiente di influenza Is	0,08
Cedimento al bordo	6,08 mm

5 Sismica

5.1 Classificazione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

Per valutare se un'opera strutturale è sicura bisogna far riferimento a degli *stati limite*, che possono verificarsi durante un determinato *periodo di riferimento* della stessa opera. Quindi per poter stimare l'azione sismica, che dovrà essere utilizzata nelle verifiche agli stati limite o nella progettazione, bisognerà stabilire:

- in primo luogo, la *vita nominale* dell'opera, che congiuntamente alla *classe d'uso*, permette di determinare quel *periodo di riferimento*;
- una volta definito il periodo di riferimento e i diversi stati limite da considerare, una volta definite le relative *probabilità di superamento*, è possibile stabilire il *periodo di ritorno* associato a ciascun stato limite;
- a questo punto è possibile definire la *pericolosità sismica di base* per il sito interessato alla realizzazione dell'opera, facendo riferimento agli studi condotti sul territorio nazionale dal Gruppo di Lavoro 2004 nell'ambito della convenzione-progetto S1 DPC-INGV 2004-2006 e i cui risultati sono stati promulgati mediante l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) 3519/2006.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale di categoria A quale definita nel D.M. 17 gennaio 2018, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento VR, come definito nel § 2.4. Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale: **a_g** accelerazione orizzontale massima al sito; **F_0** 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.

In base alle nuove norme tecniche l'azione sismica di riferimento è definita per ogni sito sulla base delle sue coordinate mentre le zone sismiche hanno significato solo dal punto di vista amministrativo. Secondo l'OPCM 3519/2006 il sito in esame rientra nella **zona 3**, per la quale il valore di a_g (accelerazione orizzontale massima) è $0,05 < a_g \leq 0,15 g$.

Il coefficiente di fondazione si assume di regola pari ad 1, tranne in presenza di stratigrafie caratterizzate da depositi alluvionali di spessore variabile da 5 a 20 metri, sovrastanti terreni coesivi o litoidi con caratteristiche meccaniche significativamente superiori, dove si assume un valore di pari ad 1.3. (ex punto C.6.1.1 del D.M.16/01/96).

Per la caratterizzazione delle Vs30 è stata eseguita una prova HVSR (Nakamura) utilizzando il sismografo Geobox di Sara Instruments, nel sito in esame. Grazie alla registrazione e all'analisi delle vibrazioni naturali e antropiche si è potuto ottenere il grafico H/V e il calcolo delle Vs30 (Allegato 6 – Analisi sismica).

Secondo quanto rilevato dallo strumento di sismica passiva in sito la $V_s(0.0-30.0) = 581$ m/s, l'area di indagine presenta quindi un suolo di fondazione di categoria B ossia: “*Depositi di sabbie e ghiaia molto addensate o argille molto consistenti, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di VS30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica NSPT >50, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa*”.

5.2 Coefficienti Sismici

Le forme spettrali previste dalle **NTC** sono caratterizzate da prescelte probabilità di superamento e vite di riferimento. A tal fine occorre fissare:

- la vita di riferimento VR della costruzione,
- le probabilità di superamento nella vita di riferimento PVR associate a ciascuno degli stati limite considerati, per individuare infine, a partire dai dati di pericolosità sismica disponibili, le corrispondenti azioni sismiche.

Per la determinazione dei parametri sito specifici che definiscono l'azione sismica, si è fatto riferimento ai valori riportati nel DM 17 gennaio 2018. L'area di studio ricade all'interno di 4 nodi della griglia del reticolo di riferimento per i quali sono predefiniti i valori di a_g (accelerazione orizzontale al suolo), F_0 (valore massimo del fattore di amplificazione) e T_c^* (periodo di inizio del tratto a velocità costante) riferiti al 50° percentile. A partire dai valori dei parametri predefiniti ai nodi del reticolo predefinito è possibile, utilizzando la formula seguente, ottenere il valore dei

parametri sito specifici:

$$p = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{p_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

p: valore del parametro di interesse nel punto in esame;

p_i: valore del parametro di interesse nell'i-esimo punto della maglia elementare contenente il punto in esame;

d_i: distanza del punto in esame dall'i-esimo punto della maglia suddetta.

Parametri di zona

Il sito corrisponde ad una condizione topografica T1 di cui la tabella 3.2.IV del DM

Coordinate Sito WGS84 lat. Lat 45.695271 - Long 11.889338;

- Categoria sottosuolo: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Classe d'uso **II**
- Vita nominale **50**
- Amplificazione stratigrafica: **Ss = 1,17 – 1,20**
- Coefficiente funz. Categoria: **Cc = 1,38 - 1,47**
- Amplificazione topografica: **St = 1**

Stato Limite	Tr			Tc*	
	[anni]	a _g [g]	Fo	[s]	
Operatività (SLO)	30	0.047	2.477	0.236	
Danno (SLD)	50	0.063	2.463	0.253	
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.182	2.384	0.311	
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.242	2.397	0.327	
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50				
		SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica		<u>1,20</u>	<u>1,20</u>	<u>1,20</u>	<u>1,17</u>
CC Coeff. funz categoria		<u>1,47</u>	<u>1,45</u>	<u>1,39</u>	<u>1,38</u>
ST Amplificazione topografica		<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>	<u>1,00</u>

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.011	0.015	0.052	0.079
kv	0.006	0.008	0.026	0.040
Amax [m/s ²]	0.556	0.740	2.138	2.781
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

5.3 Pericolosità sismica di base

La pericolosità sismica di base, cioè le caratteristiche del moto sismico atteso al sito di interesse, nelle NTC18, per una determinata probabilità di superamento, si può ritenere definita quando vengono designati un'accelerazione orizzontale massima (a_g) ed il corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione, riferiti ad un suolo rigido e ad una superficie topografica orizzontale.

Il moto generato da un terremoto in un sito dipende dalle particolari condizioni locali, cioè dalle caratteristiche topografiche e stratigrafiche dei depositi di terreno e degli ammassi rocciosi e dalle proprietà fisiche e meccaniche dei materiali che li costituiscono. Per la singola opera o per il singolo sistema geotecnico la risposta sismica locale consente di definire le modifiche che un segnale sismico subisce, a causa dei fattori anzidetti, rispetto a quello di un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (sottosuolo di categoria A, definito al § 3.2.2).

Nella mappa della pericolosità sismica allegata alla OPCM 3519/2006 qui di seguito riportata, per la zona in esame, risulta una accelerazione massima al suolo compresa tra 0.150g e 0,175g con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

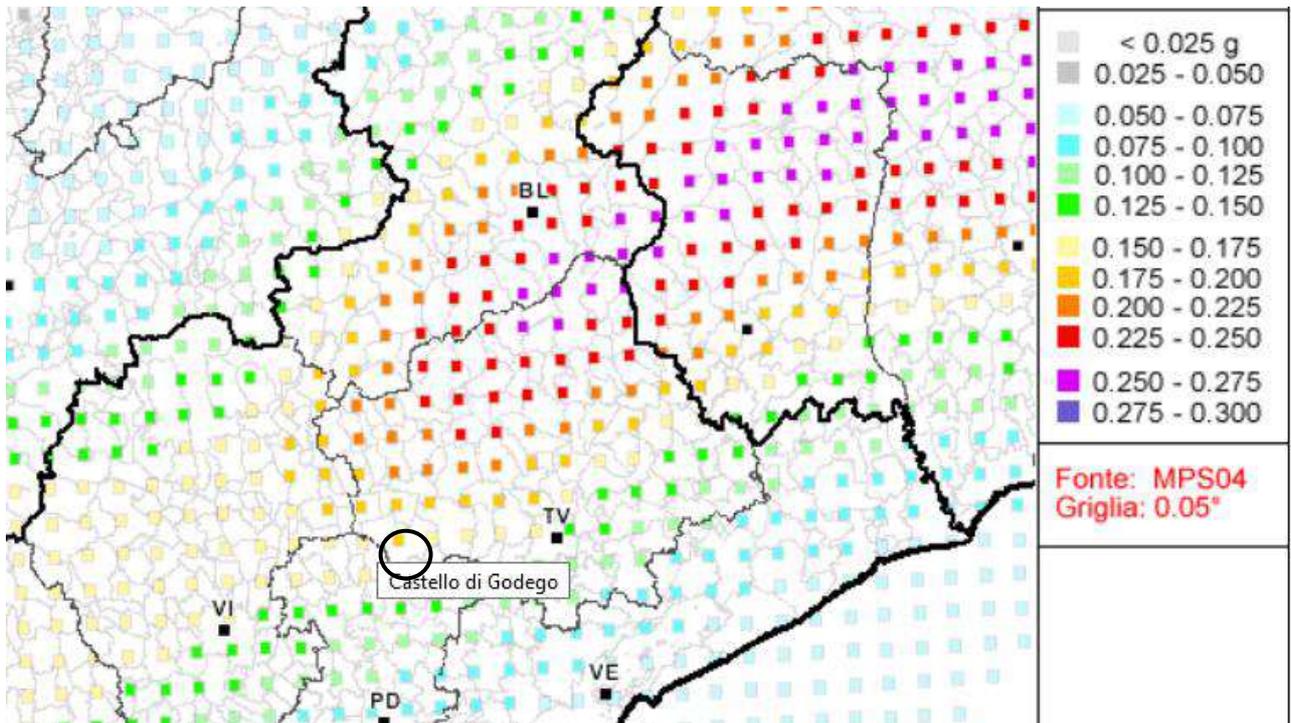


Fig. 5.1 - Carta di pericolosità sismica della regione Veneto espressa in termini di accelerazione massima del suolo (a_g) con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferita a suoli di categoria A ($V_s 30 > 800$ m/s).

5.4 Liquefazione

L'area d'indagine non rientra tra le condizioni, elencate nel DM 17 gennaio 2018, che indicano di valutare il pericolo di liquefazione in quanto nel sito non sono presenti nei terreni superficiali sabbiosi tali da ampliare il pericolo di liquefazione e la falda è profonda.

6 Conclusioni

In relazione alla realizzazione della nuova opera nel sito in oggetto di seguito si riassume lo studio condotto.

Considerazione di carattere Geologico - Geomorfologico e Idrogeologiche

Per quanto sopra, nella zona oggetto di studio non si rilevano impedimenti dal punto di vista geologico e geomorfologico che possono pregiudicare la progettazione e la realizzazione dell'intervento in esame, fermo restando eventuali vincoli imposti dalla normativa vigente e quanto rilevato da punto di vista idrogeologico nel capitolo 2.

Dal punto di vista idrogeologico non ci sono criticità di rilievo e come intervento di mitigazione idraulica verrà prodotta apposita valutazione di compatibilità idraulica.

Prove Penetrometriche

Per il calcolo della capacità portante del terreno e dei cedimenti sono state eseguite 4 prove penetrometriche. Le prove sono state eseguite all'interno dei lotti oggetto di futura edificazione come da allegato 4. Si tratta di indagini indirette che non consentono la comparazione visiva e diretta del terreno ma l'estrapolazione di informazioni e dati tramite elaborazione con formule empiriche.

Stratigrafia

Dalle prove penetrometriche eseguite in sito, si riportano le stratigrafie (All. 3 – Stratigrafie) e mediamente si è rilevata la seguente successione stratigrafica:

0,0 – 0,6 m da p.c.: Terreno vegetale e argilla;

0,6 – 1,6 m da p.c.: Limo argilloso debolmente sabbioso;

1,6 – 3 m da p.c.: Sabbia media e ghiaia con limo;

3 – 5,40 m da p.c.: Sabbia grossa e ghiaia in ciottoli con presenza di % minima di limo.

Sismica

Secondo le procedure NTC di cui il D.M. 17 gennaio 2018 si è calcolato l'accelerazione massima $A_{Max} = 2,781\text{m/s}^2$ per il sito in esame considerando lo Stato limite di Collasso.

L'elaborazione tramite programma Geostrù ha evidenziato che i terreni superficiali con coefficiente di sicurezza $>$ di 1 non sono soggetti a liquefazione (Allegato 2 - caratteristiche geotecniche).

Nel capitolo 4 vengono indicate le azioni sismiche del sito individuate, i coefficienti sismici verticale e orizzontale e la categoria B del terreno.

Carico limite

Il carico limite è stato calcolato ipotizzando la soluzione progettuale di fondazione a platea con grado di approfondimento pari a -0,5 m dal p.c. attuale, ottenendo valori di Q_{amm} minimo rinvenuto (cap. 4.2) pari a circa **0,94 kg/cm²** lungo la DPSH2.

Cedimenti

Dalla caratterizzazione geotecnica del sito eseguita tramite la realizzazione di n. 4 prove è stato riscontrato un terreno con buoni valori di resistenza alla punta soprattutto negli strati dove poggia la fondazione.

E' da verificare l'omogeneità del terreno nella fase di scavo per la previsione di eventuali cedimenti differenziali per effetto di strati con caratteristiche diverse.

Avvertenze

- le prove penetrometriche hanno evidenziato buoni valori di resistenza alla punta negli strati di terreno appena a di sotto delle fondazioni e migliori più in profondità ne consegue una buona capacità portante;
- si ribadisce quindi l'importanza di considerare nella progettazione delle fondazioni i cedimenti differenziali, in quanto all'interno del sedime della struttura ci potrebbero essere delle diversità litologiche con differenti caratteristiche geotecniche, quindi è indispensabile controllare l'omogeneità del terreno su tutta l'area interessata dalla costruzione ed in particolare si dovrà verificare la consistenza, il colore e la tessitura dei terreni incontrati;
- in assenza di una base di terreno omogeneo prevalentemente sabbioso si consiglia di appoggiare la fondazione su uno strato di fondo costituito da magrone oppure da ghiaia calibrata;
- si tenga in considerazione che il livello della falda in occasione della realizzazione delle prove penetrometriche non è stato rilevato il livello della falda ma si trova al di sotto di - 4 mt dal p.c. ma può subire oscillazioni nel tempo;
- qualora in corso d'opera, venga meno la corrispondenza tra la caratterizzazione geotecnica assunta in progetto e la situazione effettiva si è tenuti a bloccare i lavori cantieristici e ad avvisare immediatamente il sottoscritto e la DD.LL. per provvedere alle necessarie variazioni.

Camposampiero, 25.01.2021

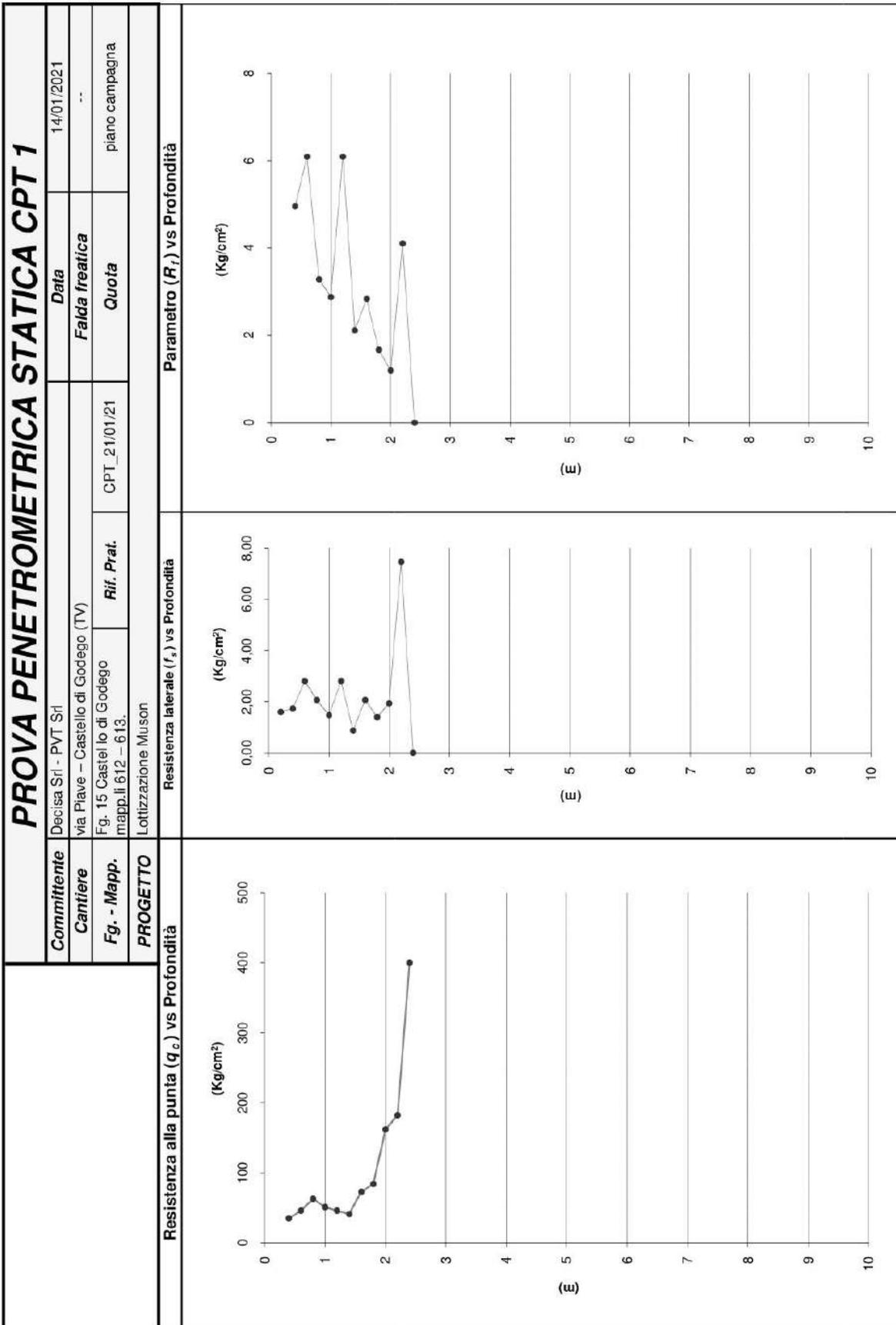
Dott. Geol. Christian Asnicar



ALLEGATO 1

Elaborati delle prove penetrometriche

PROVA PENETROMETRICA STATICA CPT 1						
Committente	Decisa Srl - PVT Srl			Data	14/01/2021	
Cantiere	via Piave – Castello di Godego (TV)			Falda freatica	--	
Fg. - Mapp.	Fg. 15 Castel lo di Godego mapp.li 612 – 613.	Rif. Prat.	CPT_21/01/21	Quota	piano campagna	
PROGETTO	Lottizzazione Muson					
Profondità (m)	R_p (Kg/cm ²)	R_t (Kg/cm ²)	RT (Kg/cm ²)	q_c (Kg/cm ²)	f_s (Kg/cm ²)	$R_f=100f_s/q_c$
0,20					1,60	
0,40	35	59		35	1,73	4,95
0,60	46	72		46	2,80	6,09
0,80	63	105		63	2,07	3,28
1,00	51	82		51	1,47	2,88
1,20	46	68		46	2,80	6,09
1,40	41	83		41	0,87	2,11
1,60	73	86		73	2,07	2,83
1,80	84	115		84	1,40	1,67
2,00	162	183		162	1,93	1,19
2,20	182	211		182	7,47	4,10
2,40	400	512		400		
2,60						
2,80						
3,00						
3,20						
3,40						
3,60						
3,80						
4,00						
4,20						
4,40						
4,60						
4,80						
5,00						
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						
8,00						
8,20						
8,40						
8,60						
8,80						
9,00						
9,20						
9,40						
9,60						
9,80						
10,00						
NOTE						1/ 1



TABULATO DELLA PROVA DPSH 1

Titolo		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA			
Committente	Decisa Srl - PVT Srl	Data	14/01/2021		
Cantiere	via Piave – Castello di Godego (TV)	Liv. falda	–		
Fg-mapp	Fg. 15 Castel lo di Godego mapp.li 612 – 613.	Rif. Prat.	CPT_21/01/21	Quota rif	piano campagna
Progetto	Lottizzazione Muson				
Prof.	N. colpi della punta misurato	N. colpi SPT equivalenti			
0,2					
0,4					
0,6					
0,8					
1					
1,2					
1,4					
1,6					
1,8					
2					
2,2					
2,4					
2,6	21	31			
2,8	18	26			
3	26	38			
3,2	24	35			
3,4	31	46			
3,6	27	40			
3,8	24	35			
4	38	56			
4,2	36	53			
4,4	33	49			
4,6	42	62			
4,8	54	79			
5	37	54			
5,2	50	74			

TABULATO DELLA PROVA DPSH 2				
Titolo		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA		
Committente	Decisa Srl - PVT Srl		Data	14/01/2021
Cantiere	via Piave – Castello di Godego (TV)		Liv. falda	--
Fg-mapp	Fg. 15 Castel lo di Godego mapp.li 612 – 613.	Rif. Prat.	CPT_21/01/21	Quota rif piano campagna
Progetto	Lottizzazione Muson			
Prof.	N. colpi della punta misurato	N. colpi SPT equivalenti		
0,2	1	1		
0,4	1	1		
0,6	2	3		
0,8	3	4		
1	3	4		
1,2	1	1		
1,4	3	4		
1,6	10	15		
1,8	9	13		
2	16	24		
2,2	25	37		
2,4	22	32		
2,6	26	38		
2,8	30	44		
3	27	40		
3,2	20	29		
3,4	19	28		
3,6	27	40		
3,8	34	50		
4	54	79		
4,2	80	118		
4,4				
4,6				
4,8				
5				
5,2				

TABULATO DELLA PROVA DPSH 3

Titolo		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA			
Committente	Decisa Srl - PVT Srl			Data	14/01/2021
Cantiere	via Piave – Castello di Godego (TV)			Liv. falda	--
Fg-mapp	Fg. 15 Castel lo di Godego mapp.li 612 – 613.	Rif. Prat.	CPT_21/01/21	Quota rif	piano campagna
Progetto	Lottizzazione Muson				
Prof.	N. colpi della punta misurato	N. colpi SPT equivalenti			
0,2	1	1			
0,4	2	3			
0,6	1	1			
0,8	1	1			
1	3	4			
1,2	3	4			
1,4	5	7			
1,6	8	12			
1,8	19	28			
2	14	21			
2,2	18	26			
2,4	22	32			
2,6	22	32			
2,8	27	40			
3	19	28			
3,2	31	46			
3,4	24	35			
3,6	31	46			
3,8	34	50			
4	38	56			
4,2	27	40			
4,4	42	62			
4,6	33	49			
4,8	28	41			
5	45	66			
5,2	58	85			

TABULATO DELLA PROVA DPSH 4

Titolo		PROVA PENETROMETRICA DINAMICA			
Committente	Decisa Srl - PVT Srl			Data	14/01/2021
Cantiere	via Piave – Castello di Godego (TV)			Liv. falda	--
Fg-mapp	Fg. 15 Castello di Godego mapp.li 612 – 613.	Rif. Prat.	CPT_21/01/21	Quota rif	piano campagna
Progetto	Lottizzazione Muson				
Prof.	N. colpi della punta misurato	N. colpi SPT equivalenti			
0,2	2	3			
0,4	1	1			
0,6	1	1			
0,8	3	4			
1	4	6			
1,2	6	9			
1,4	4	6			
1,6	12	18			
1,8	8	12			
2	15	22			
2,2	20	29			
2,4	24	35			
2,6	21	31			
2,8	18	26			
3	22	32			
3,2	35	51			
3,4	29	43			
3,6	24	35			
3,8	29	43			
4	34	50			
4,2	46	68			
4,4	62	91			
4,6	8	12			

ALLEGATO 2

Tabella dati geotecnici terreni

Dati geotecnici CPT 1/DPSH1 - elaborazione Software Geostru-Static															
N° STRATO	Tetto strato (m)	Letto strato (m)	Spessore (m)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento Geotecnico	Descrizione Stratigrafia Schmertmann 1978	NSPT	(Cu) Coesione non drenata (terzaghi) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico (modulo generale) (Kg/cm ²)	(Dr) Densità Relativa (Lancetta 1963) (%)	(Φ ¹) Angolo di resistenza al taglio (De Beer)	(E50) Modulo di Young Robertson & Campanelli (1965) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico Robertson & Campanelli da Schmertmann	Modulo di Reazione Ko (Kulawy & Mayne 1990)	Liquellazione Robertson e Wride 1997
STRATO1	0,00	0,40	0,40	2,30	Incoerente Coesivo	Terre limo sabbiose - Sabbie Arg. - limi	----	1,75	70,00	78,20	36,63	70,00	80,69	0,00	24,85
STRATO2	0,40	0,60	0,20	2,00	Incoerente	Sabbie adammiate e cementate	----	----	----	77,75	35,18	92,00	81,53	0,00	50,00
STRATO3	0,60	0,80	0,20	1,90	Incoerente	Sabbie	----	----	----	81,96	35,08	126,00	82,49	0,00	26,51
STRATO4	0,80	1,00	0,20	2,10	Incoerente Coesivo	Terre limo sabbiose - Sabbie Arg. - limi	----	2,55	102,00	72,24	32,86	102,00	76,83	1,21	16,55
STRATO5	1,00	2,40	1,40	2,00	Incoerente	Sabbie adammiate e cementate	----	----	----	78,10	32,59	162,40	81,52	1,16	21,62
STRATO6	2,40	3,80	1,40	2,18	Incoerente	Sabbie e ghiaie	35,91	----	----	100,00	40,83	287,28	254,96	----	----
STRATO7	3,80	5,20	1,40	2,30	Incoerente	sabbie e ghiaie	60,90	----	----	100,00	42,85	487,20	432,39	----	----

Dati geotecnici DPSH 2 - elaborazione Software Geostru-Static														
N° STRATO	Tetto strato (m)	Letto strato (m)	Spessore (m)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento Geotecnico	Descrizione Stratigrafia Schmertmann 1978	NSPT	(Cu) Coesione non drenata (Schmertmann 1975) (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Ed) Buisman-Sanglerat (Kg/cm ²)	(Dr) Densità Relativa (Meyerhof 1957) (%)	(Φ ¹) Angolo di resistenza al taglio (Meyerhof 1965)	(E50) Modulo di Young (Schmertmann 1978) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico Farrent 1963	Liquellazione Robertson e Wride 1997
STRATO 1	0,00	0,40	0,40	1,85	Coesivo	Terreno vegetale - argilla	1,47	0,14	18,38	----	----	----	----	----
STRATO 2	0,40	1,40	1,00	1,87	Coesivo	limo con argilla debolmente sabbioso	3,53	0,34	44,13	----	----	----	----	----
STRATO 3	1,40	2,00	0,60	1,96	Incoerente	Sabbia con ghiaia e limo	17,15	----	----	87,59	36,18	137,20	121,76	----
STRATO 4	2,00	3,40	1,40	2,08	Incoerente	Sabbie e Ghiaia	35,49	----	----	100,00	40,76	283,92	251,98	----
STRATO 5	3,40	4,20	0,80	2,20	Incoerente	Ghiaia con sabbia	71,66	----	----	100,00	41,89	573,28	508,79	----

Dati geotecnici DPSH 3 - elaborazione Software Geostru-Static														
N° STRATO	Tetto strato (m)	Letto strato (m)	Spessore (m)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento Geotecnico	Descrizione Stratigrafia Schmertmann 1978	NSPT	(Cu) Coesione non drenata (Schmertmann 1975) (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Ed) Buisman-Sanglerat (Kg/cm ²)	(Dr) Densità Relativa (Meyerhof 1957) (%)	(Φ ¹) Angolo di resistenza al taglio (Meyerhof 1965)	(E50) Modulo di Young (Schmertmann 1978) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico Farrent 1963	Liquellazione Robertson e Wride 1997
STRATO 1	0,00	0,80	0,80	1,85	Coesivo	Terreno Vegetale	1,84	0,18	23,00	----	----	----	----	----
STRATO 2	0,40	1,60	1,20	1,90	Incoerente - coesivo	limo argilloso debolmente sabbioso	6,98	0,68	87,25	58,53	32,49	55,84	49,56	----
STRATO 3	1,40	3,00	1,60	2,04	Incoerente	sabbia limosa con ghiaia	29,61	----	----	100,00	39,58	236,88	210,23	----
STRATO 4	3,00	4,80	1,80	2,15	Incoerente	Sabbie e Ghiaia	47,04	----	----	100,00	42,26	376,32	333,98	----
STRATO 5	4,80	5,40	0,60	2,23	Incoerente	Ghiaia con sabbia	89,67	----	----	100,00	38,56	717,36	636,66	----

Dati geotecnici DPSH 4 - elaborazione Software Geostru-Static														
N° STRATO	Tetto strato (m)	Letto strato (m)	Spessore (m)	Gamma medio (t/m ³)	Comportamento Geotecnico	Descrizione Stratigrafia Schmertmann 1978	NSPT	(Cu) Coesione non drenata (Schmertmann 1975) (Kg/cm ²)	Modulo Edometrico (Ed) Buisman-Sanglerat (Kg/cm ²)	(Dr) Densità Relativa (Meyerhof 1957) (%)	(Φ ¹) Angolo di resistenza al taglio (Meyerhof 1965)	(E50) Modulo di Young (Schmertmann 1978) (Kg/cm ²)	(Ed) Modulo Edometrico Farrent 1963	Liquellazione Robertson e Wride 1997
STRATO 1	0,00	0,60	0,60	1,85	Coesivo	terreno vegetale	1,96	0,19	24,50	----	----	----	----	----
STRATO 2	0,60	1,40	0,80	1,89	Coesivo	limo argilloso debolmente sabbioso	6,25	0,61	78,13	100,00	38,66	205,84	182,68	----
STRATO 3	1,40	3,00	1,60	2,02	Incoerente	sabbia e ghiaia con limo	25,73	----	----	100,00	42,01	355,12	315,17	----
STRATO 4	3,00	4,00	1,00	2,13	Incoerente	sabbie e ghiaie	44,39	----	----	100,00	37,90	736,96	654,05	----
STRATO 5	4,00	4,60	0,60	2,24	Incoerente	Ghiaia con sabbia	92,12	----	----	100,00	37,90	736,96	654,05	----

ALLEGATO 3

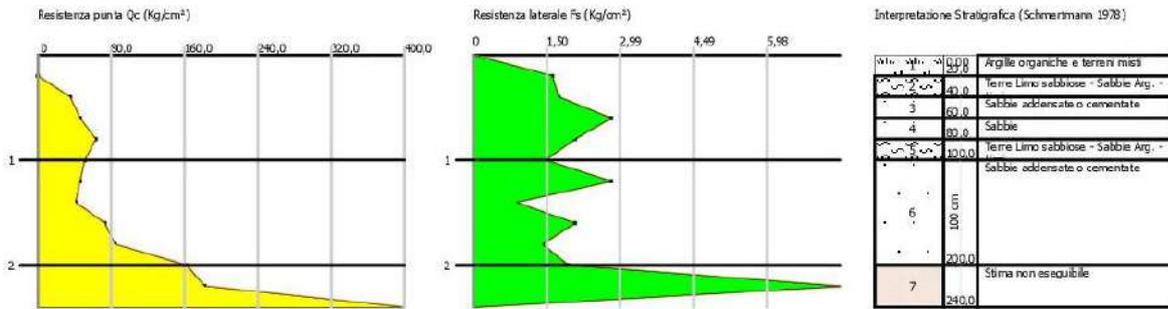
Grafici stratigrafie CPT

GEOSTRU

Probe CPT - Cone Penetration Nr.1
Strumento utilizzato PAGANI TG 63 (200 kN)

Committente: Decisa S.r.l - PTV S.r.l.
Cantiere: via Piave Castello d Godego
Località:

Data: 14/01/2021



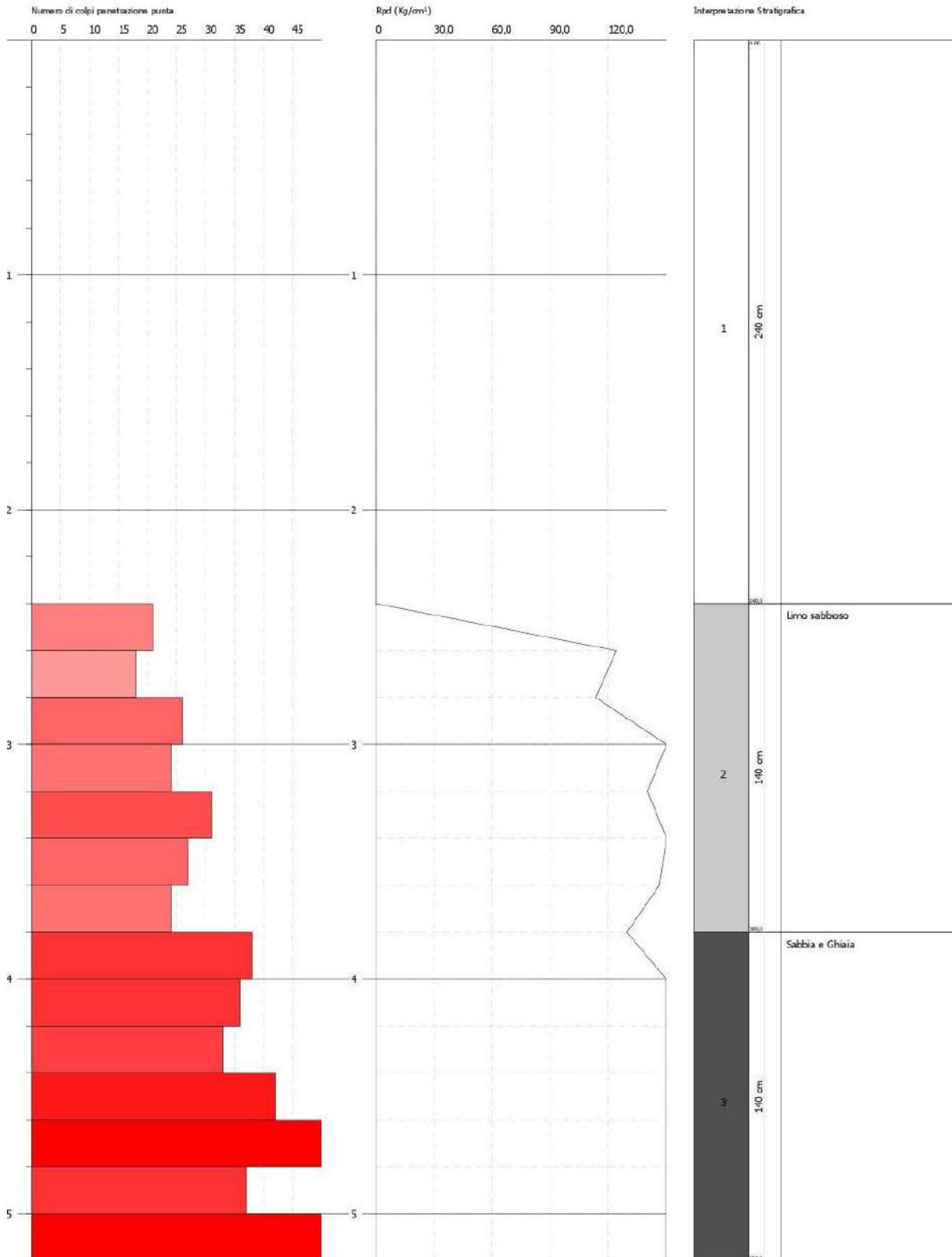
GEOSTRU
 CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
 COMPANY

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.1
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Emittente: Decisa Srl - PVT Srl
 Descrizione: via Piave - Castello di Godego (TV)
 Località:

Data: 14/01/2021

Scala 1:23



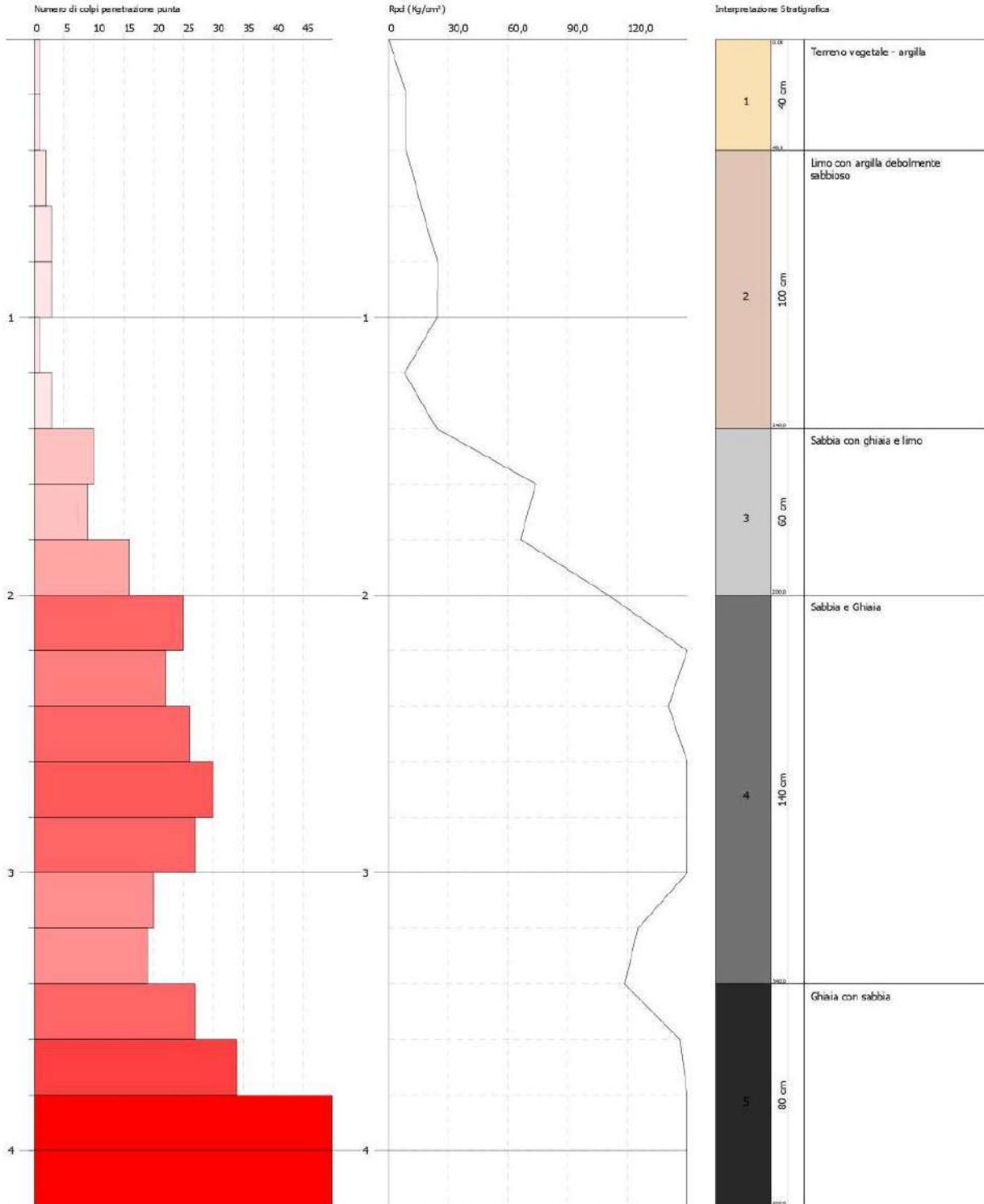
GEOSTRU
 CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
 COMPANY

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.2
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Decisa Srl - PVT Srl
 Descrizione: via Piave - Castello di Godego (TV)
 Località:

Data: 14/01/2021

Scala 1:20



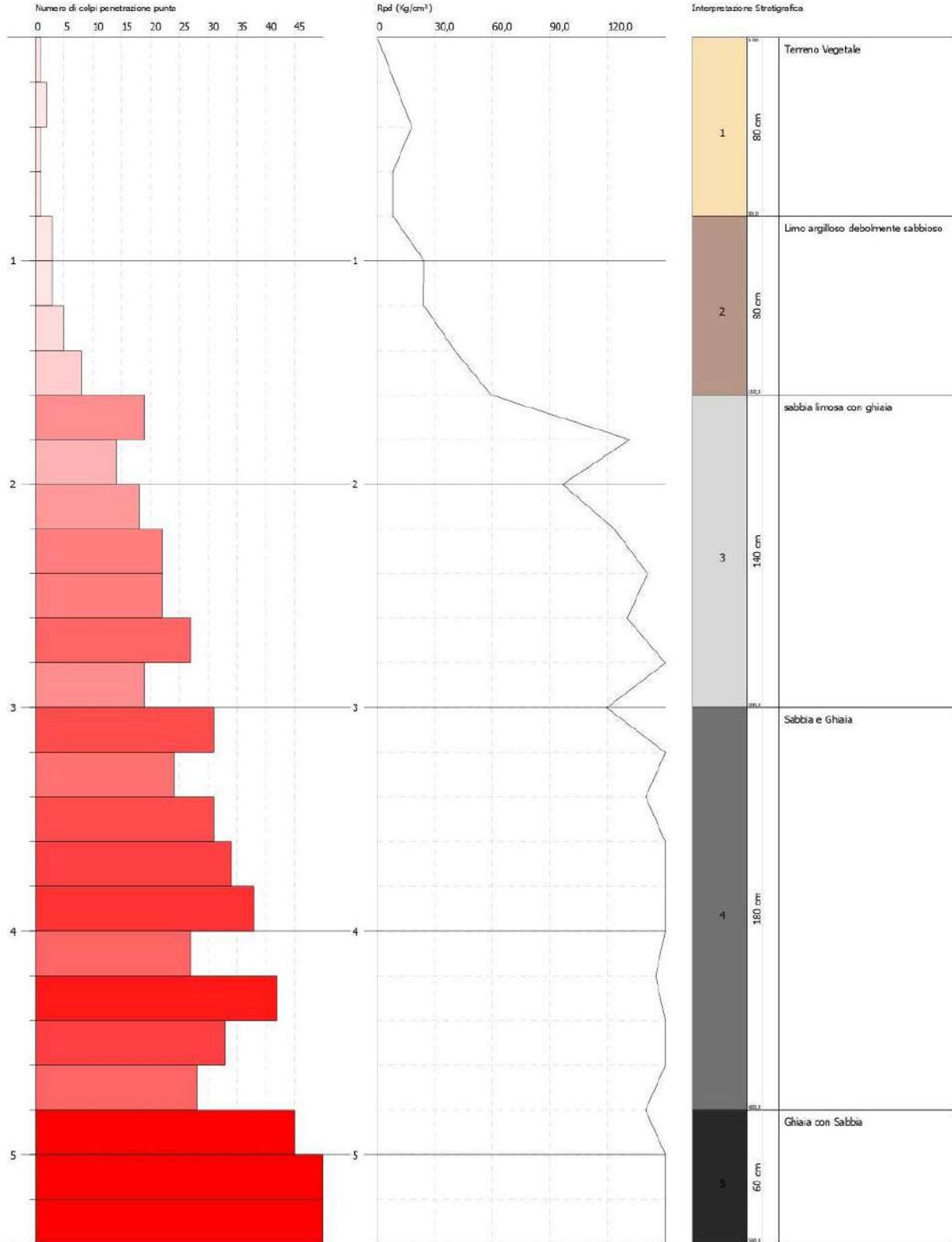
CEOSTRU
 CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIMIS
 COMPANY

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.3
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Decisa Srl - PVT Srl
 Descrizione: via Piave - Castello di Godego (TV)
 Località:

Data: 14/01/2021

Scala 1:24



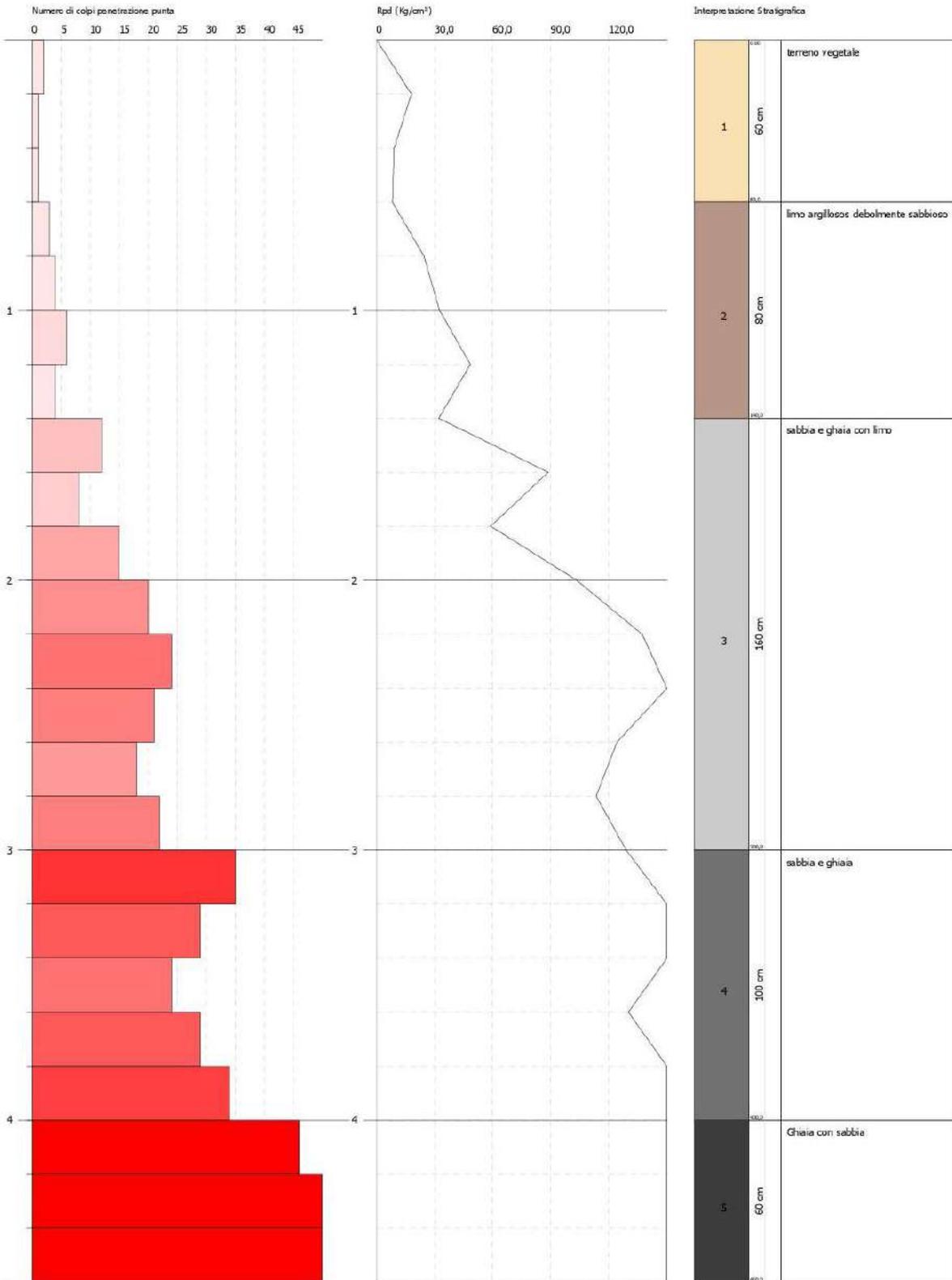
LEGO T NU
 CHANGES FROM: PREFERENCES OPTIONS
 COMPANY

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA Nr.4
Strumento utilizzato... DPSH TG 63-200 PAGANI

Committente: Decasa Srl - PVT Srl
 Descrizione: Via Piave - Castello di Godego (TV)
 Località:

Data: 14/01/2021

Scala 1:20



ALLEGATO 4

Planimetria area intervento, ed ubicazione delle prove



ALLEGATO 6

Analisi Sismica

Sampling frequency: 300 Hz

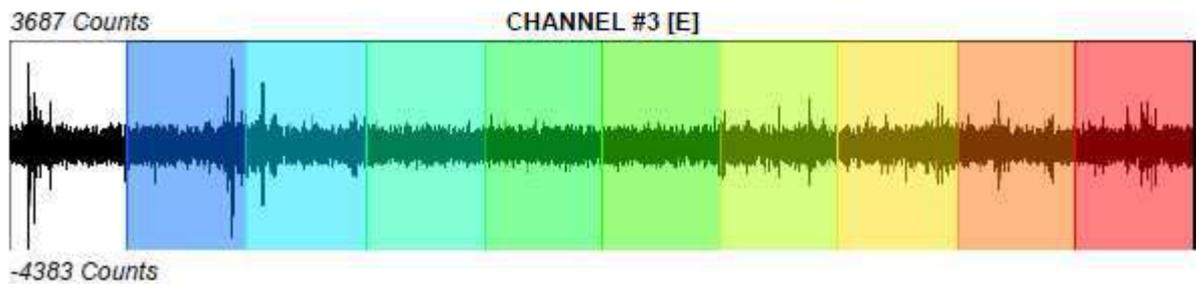
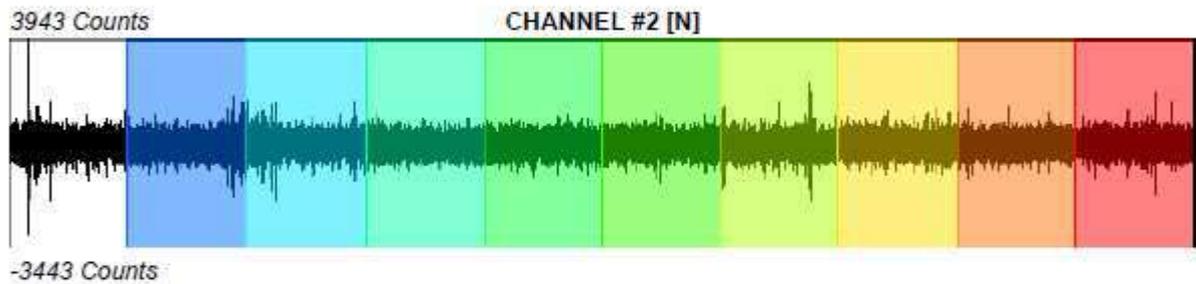
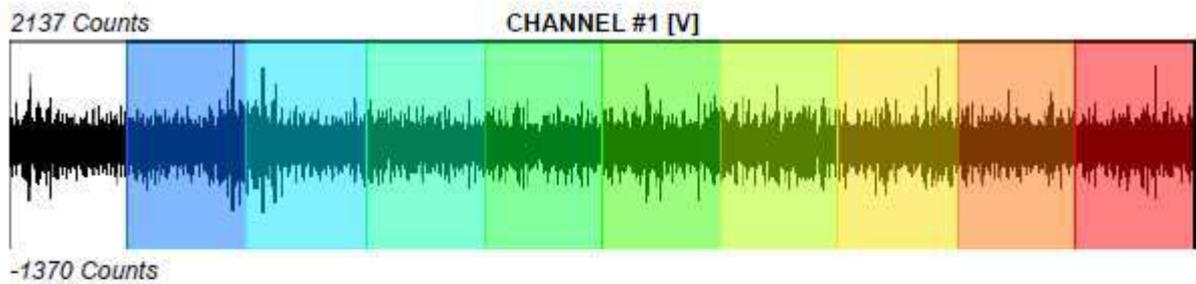
Recording start time: 2021/01/08 14:34:07

Recording length: 20 min

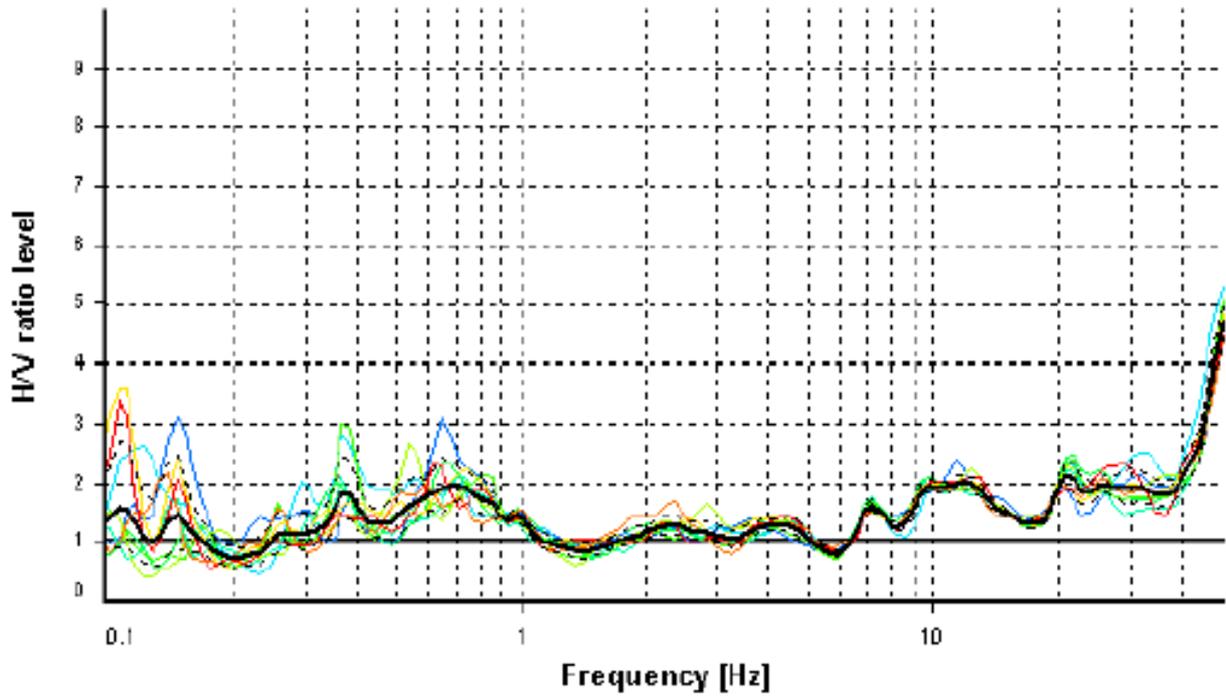
Windows count: 9

Average windows length: 120

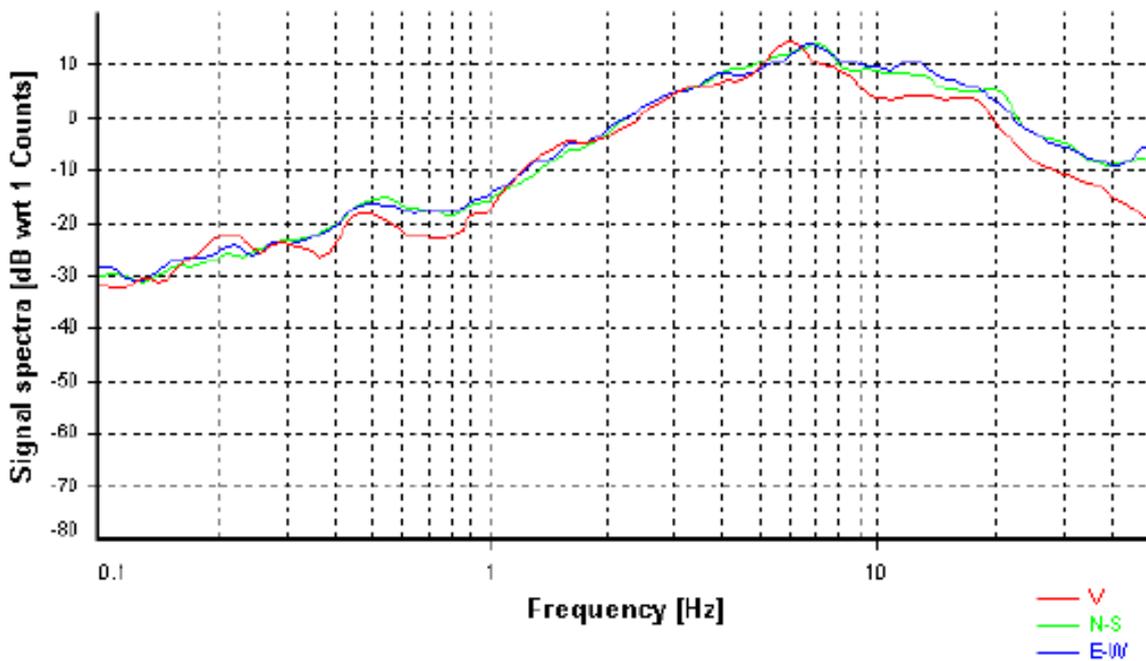
Signal coverage: 90%



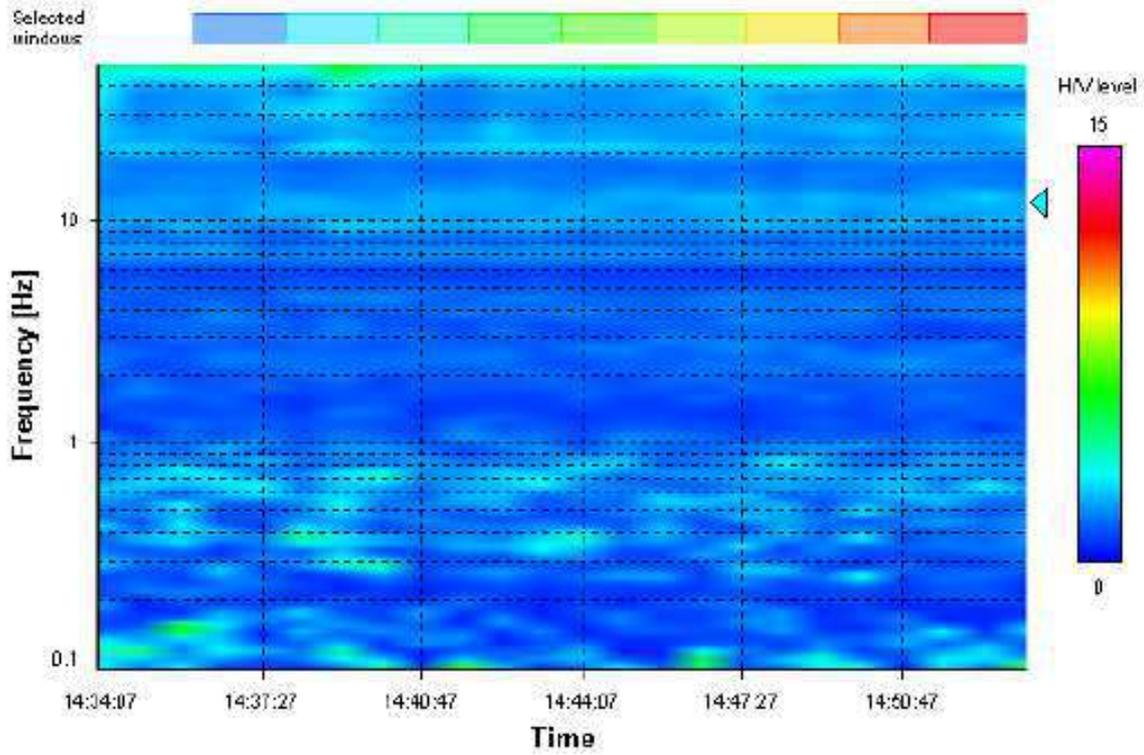
HVSR average



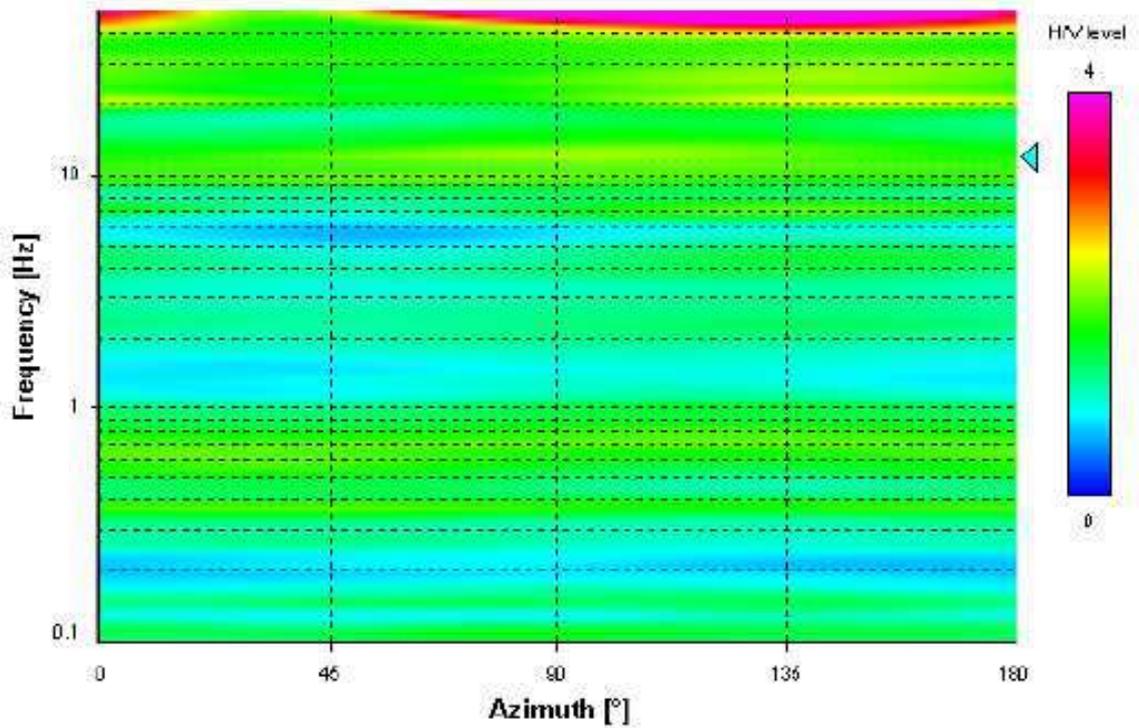
Signal spectra average



HVSR time-frequency analysis (50 seconds windows)



HVSR directional analysis

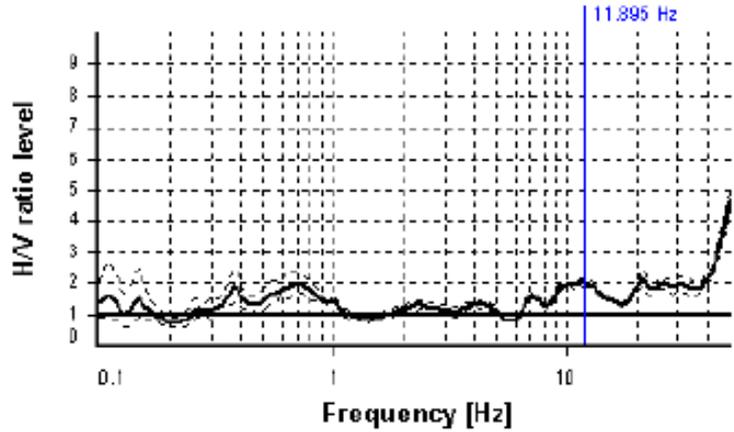


SESAME CRITERIA

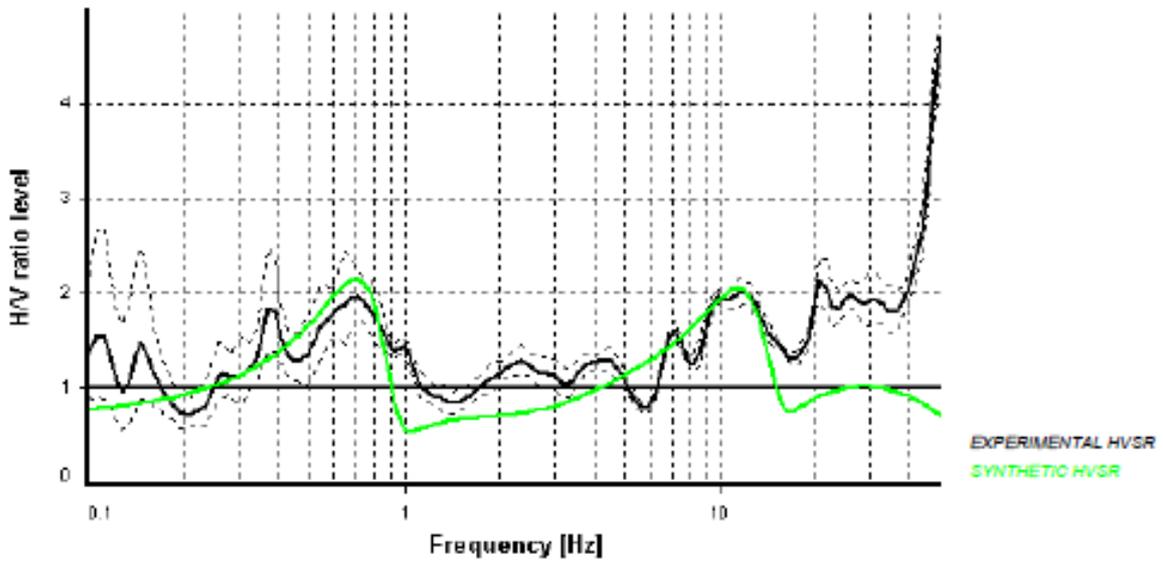
Selected f_0 frequency
 11.895 Hz

A_0 amplitude = 2.010

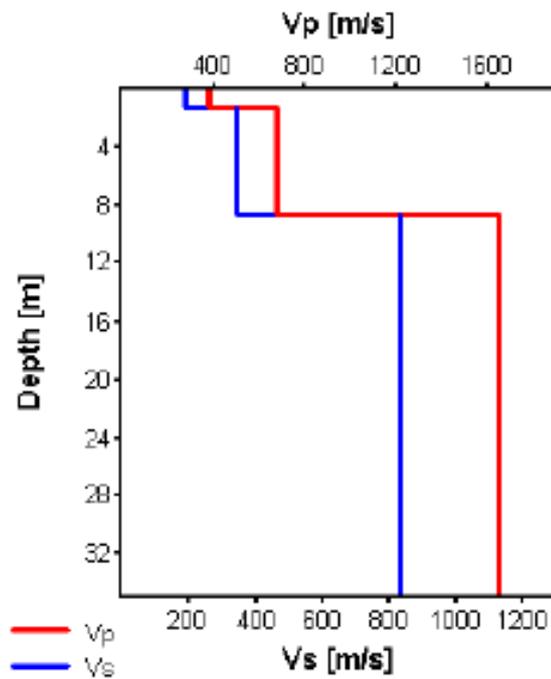
Average $f_0 = 11.410 \pm 1.135$



HVSR curve reliability criteria		
$f_0 > 10 / L_w$	9 valid windows (length > 0.84 s) out of 9	OK
$n_c(f_0) > 200$	12846.97 > 200	OK
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$	Exceeded 0 times in 29	OK
HVSR peak clarity criteria		
$\exists f$ in $[f_0/4, f_0] \mid A_{H/V}(f) < A_0/2$	6.22257 Hz	OK
$\exists f'$ in $[f_0, 4f_0] \mid A_{H/V}(f') < A_0/2$	0 Hz	NO
$A_0 > 2$	2.01 > 2	OK
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	4.52% <= 5%	OK
$\sigma_r < \varepsilon(f_0)$	1.13522 >= 0.59477	NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	1.06658 < 1.58	OK
Overall criteria fulfillment		NO



H [m]	D [m]	Vp [m/s]	Vs [m/s]	ρ [kg/m ³]
1.20	1.2	377	190	1700
7.5	8.7	675	340	1950
30	38.7	1648	830	2000
60	98.7	1330	670	2100
250	348.7	1687	850	2100
-	> 348.7	4169	2100	2200



$V_{seq} 30 = 581 \text{ m/s}$ (Offset = 0.6 m)

ALLEGATO 7

Fascicolo fotografico



Realizzazione CPT1/DPSH1



Realizzazione DPSH2



Realizzazione DPSH 3



Realizzazione DPSH 4