FRATELLI MASSOLIN

SUAP in Variante al Piano degli Interventi

Progetto in ampliamento attività artigianale
ai sensi dell'art.4 della L.R. 55/2012 e art. 8 D.P.R. 160/2010

Relazione geologica con parametrizzazione geotecnica del terreno

marzo 2022

Elaborato 12

REGIONE VENETO

COMUNE DI PONZANO VENETO PROVINCIA DI TREVISO

PROGETTO DI AMPLIMENTO STRUTTURA PRODUTTIVA STABILIMENTO F.LLI MASSOLIN

PONZANO V.TO, LOC. MERLENGO, VIA DEL BELLATO

Comune di Ponzano Veneto, Foglio 6 – Mappale 1034

Relazione Geologica con parametrizzazione geotecnica del terreno

Decreto 17/01/2018 - NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni"

COMMITTENTE: F.LLI MASSOLIN S.R.L.

G&T 028-22_1





Spresiano, Marzo 2022

G & T S.r.l. *Via Tiepolo, 8 - 31027 Spresiano (TV) - Tel. 0422 887031 Fax 0422889589*

email: info@gtgeo.it web: www.gtgeo.it pec: gtgeo@certificazioneposta.it

P.IVA e C.F.: 04150340265– iscritta al registro delle Imprese di Treviso – CCIIA N. 04150340265

INDICE

1. PREMESSA 4

2. INQUADRAMENTO TERRITORALE 5

3. ANALISI DEI VINCOLI GRAVANTI 8

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO 9

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO 9

4.2 INQUADRAMENTO TETTONICO 12

4.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO 13

4.4 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO 14

5. DESCRIZIONE DEL PROGETTO 17

6. INDAGINI IN SITO 18

6.1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPER-PESANTE 19

6.2 ELABORAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI DA PROVA DPSH 20

6.3 INDAGINE SISMICA MASW 22

6.4 MISURA DI SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA HVSR 24

7. MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO 24

7.1 FALDA 25

8. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO 26

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA 27

9.1 PERICOLOSITA' SISMICA 27

9.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA 27

9.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA 30

10. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD 31

10.1 SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI 31

10.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD 31

10.3 COEFFICIENTE DI WINKLER 33

11. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI EDOMETRICI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE) 34

12. VERIFICA ALLA STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE 35

13. CONCLUSIONI 37

ELENCO ALLEGATI

Allegato 1: Tabulati di elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH

Allegato 2: Scheda di misura di sismica passiva a stazione singola HVSR

1. PREMESSA

La società G&T S.r.l., su incarico della Società Fratelli Massolin Srl, ha svolto un'indagine geognostica e ha redatto una relazione geologica-geotecnica ai sensi delle NTC 2018 "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni" – Decreto 17/01/2018, finalizzata allo studio dei terreni di fondazione relativamente al progetto di ampliamento della sede produttiva della società, ubicata in Via del Bellato 10 a Ponzano Veneto (TV).
Catastalmente il lotto di indagine risulta censito nel Comune di Ponzano Veneto, Foglio 6 – Mappale 1034.

Il centro dell'area di intervento presenta le seguenti coordinate Gauss Boaga indicative (Fuso Ovest; EPSG 3003):
E = 1748447, N = 5068233

Il presente studio si pone i seguenti obbiettivi:

- inquadramento geografico e analisi degli strumenti urbanistici vigenti
- inquadramento geologico, geomorfologico e idrogeologico dell'area
- descrizione dell'indagine geognostica in sito e elaborazione del dato
- definizione del modello geologico del terreno
- definizione dei principali aspetti geometrici della prima falda;
- definizione del modello geotecnico del terreno;
- definizione dell'azione sismica locale;
- determinazione della *Resistenza di progetto (Rd)* agli stati limite ultimi SLU e dei *cedimenti elastici* agli stati limite di esercizio SLE, per una ipotesi di fondazione continua;
- verifica alla stabilità nei confronti della liquefazione;
- conclusioni in merito alla fattibilità geologica del progetto.

L'indagine è stata eseguita considerando quanto stabilito al punto *6.2.2* "*Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica*" del Decreto 17/01/2018 – NTC2018. A tale scopo, oltre ad uno studio dei dati bibliografici disponibili, sono stati presi in considerazione sia alcuni dati geognostici desunti dalla realizzazione di sondaggi a carotaggio continuo e scavi geognostici in zona, sia le conoscenze stratigrafiche maturate dalla scrivente nel contesto geologico di studio.
Ai fini della verifica dei parametri geotecnici degli strati superficiali di fondazione, in data 21/03/2022 è stata svolta un'indagine geognostica che, data la natura alluvionale per lo più sabbioso-ghiaiosa dei terreni di fondazione, è consistita nell'esecuzione di prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH, spinte fino al rifiuto strumentale delle prove, ed uno stendimento sismico MASW con misura di sismica passiva a stazione singola, finalizzato alla misura della velocità delle onde S e alla valutazione del parametro Vs30.

2. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Il lotto in esame è situato nel comune di Ponzano Veneto, in località Merlengo, a Nord del centro abitato della località e circa 400 m a Sud della strada provincia “Postumia”. L’ubicazione dell'area in progetto è visibile in Figura 1 su cartografia IGM alla scala 1 : 25.000, in Figura 2 su ortofoto satellitare alla scala 1 : 10.000 e in Figura 3 su carta tecnica regionale alla scala 1 : 5.000.

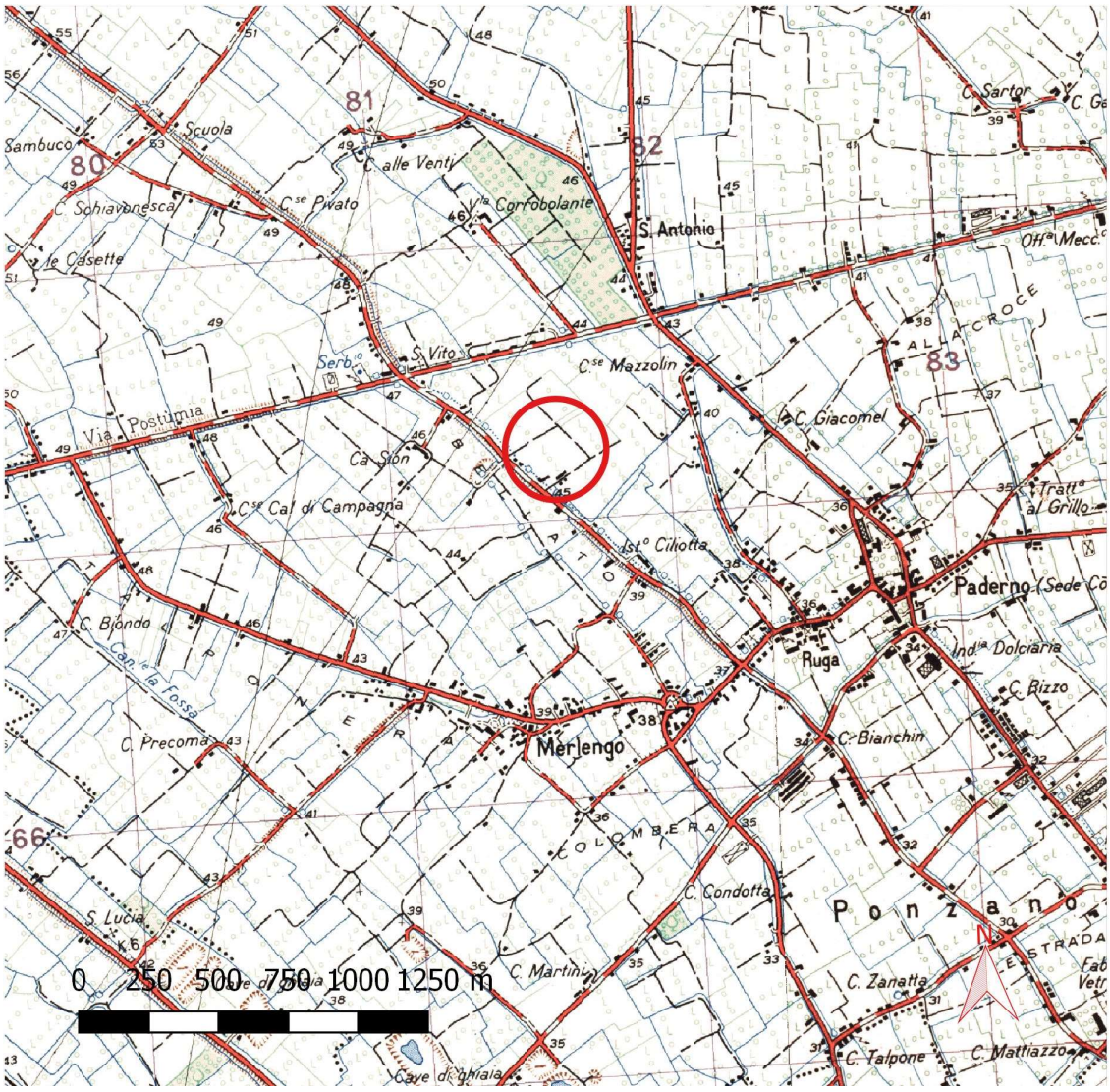


Figura 1 - scala 1 : 25.000 : Inquadramento dell’area di indagine su cartografia IGM



Figura 2 - scala 1 : 10.000 : Ubicazione dell'area di indagine su ortofoto del 2012

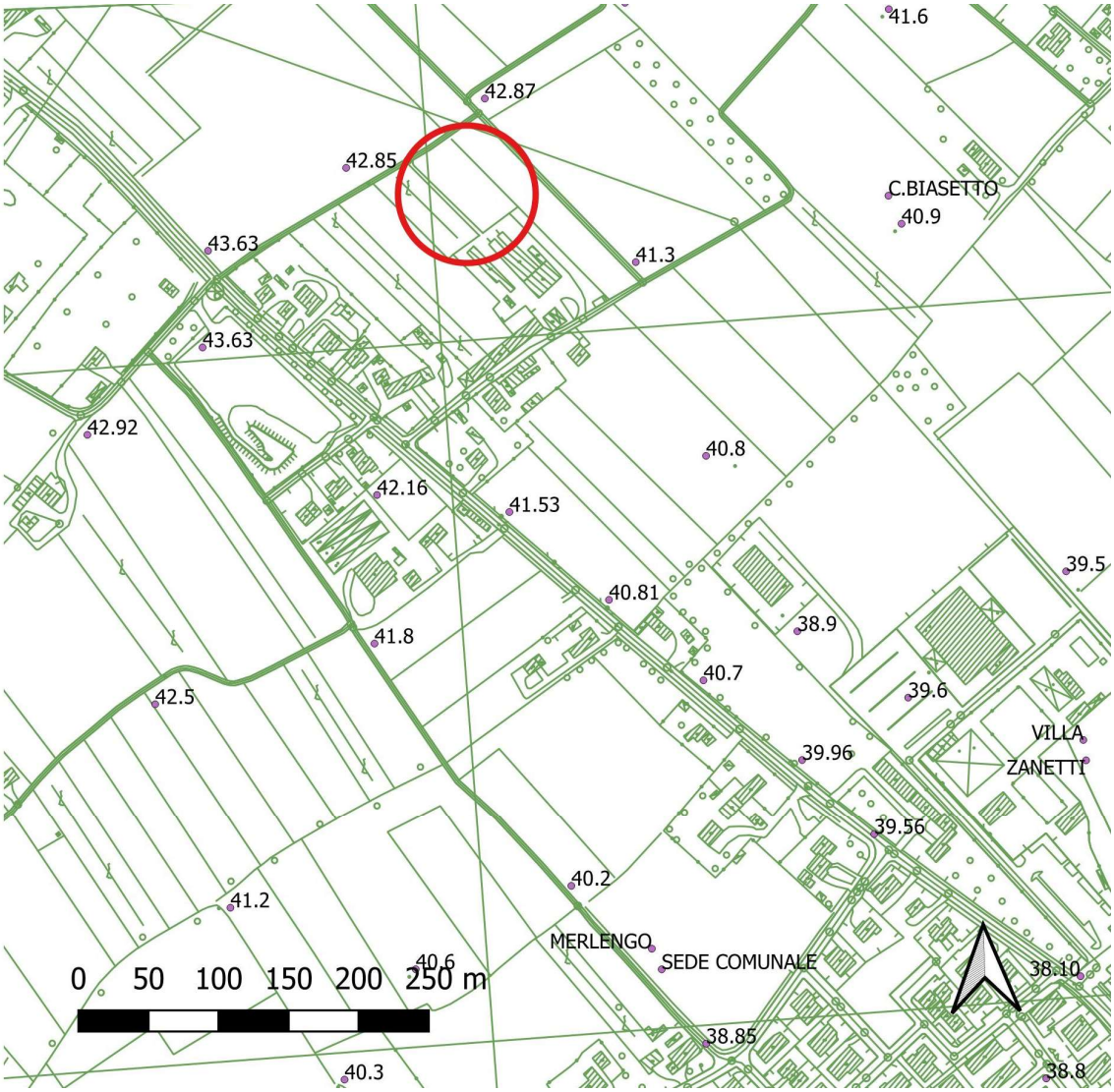


Figura 3: scala 1 : 5.000 : Inquadramento dell'area di indagine su cartografia tecnica regionale CTR

3. ANALISI DEI VINCOLI GRAVANTI

La Carta dei Vincoli e della Pianificazione Territoriale del PAT comunale conferma l'assenza di vincoli nell'area di intervento. La cartografia tecnica delle fragilità geologiche e idrogeologiche allegata al P.A.T. comunale indica l'area di intervento come "**terreno idoneo**" in merito alla compatibilità geologica ai fini urbanistici (Figura 5).

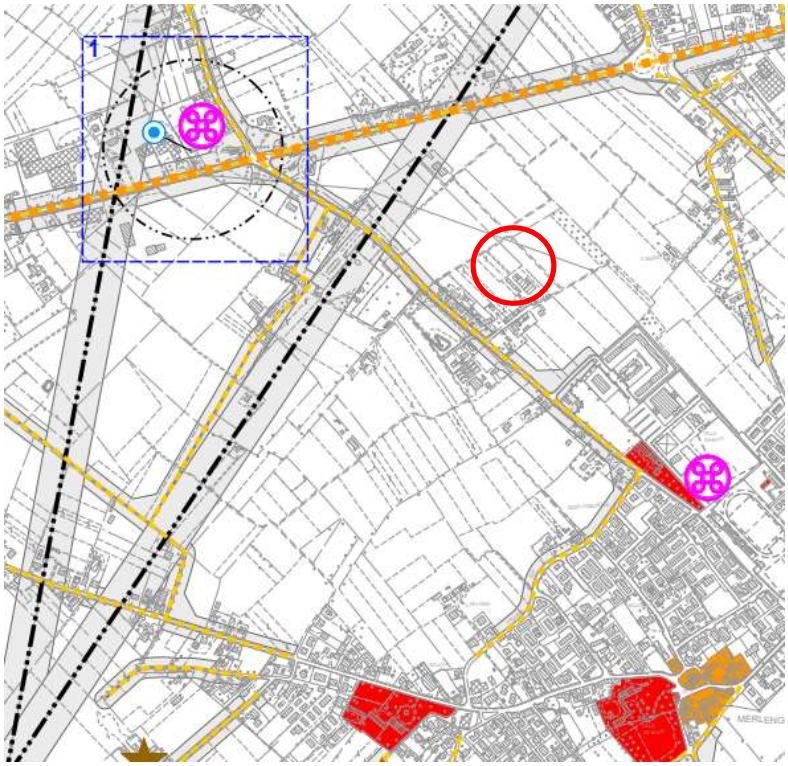


Figura 4: Estratto dalla Carta dei Vincoli e della Pianificazione territoriale del PAT comunale

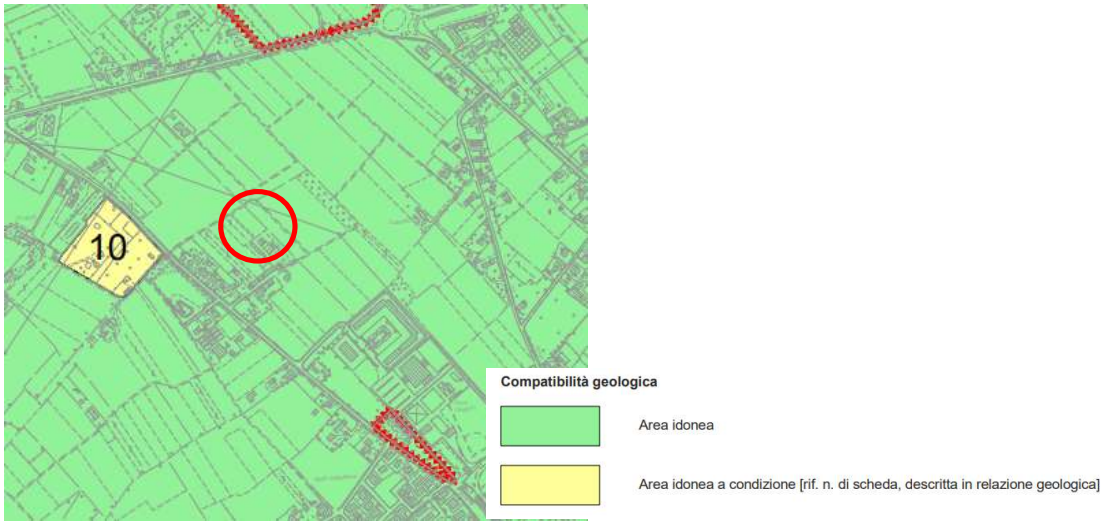


Figura 5: Estratto dalla Carta delle fragilità geologiche e idrogeologiche del PAT

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

4.1 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Da punto di vista geologico il sottosuolo in esame risulta costituito da alluvioni di natura prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, ascrivibili al bacino idrografico del Fiume Piave (*megafan di Montebelluna,* vedi Figura 6).

Il limite di demarcazione tra le unità appartenenti al megafan di Montebelluna (più antico) e le unità ascrivibili al megafan di Nervesa (più recente), del Fiume Piave, coincide con il corso del Torrente Giavera, che scorre ad Est dell'area di intervento.

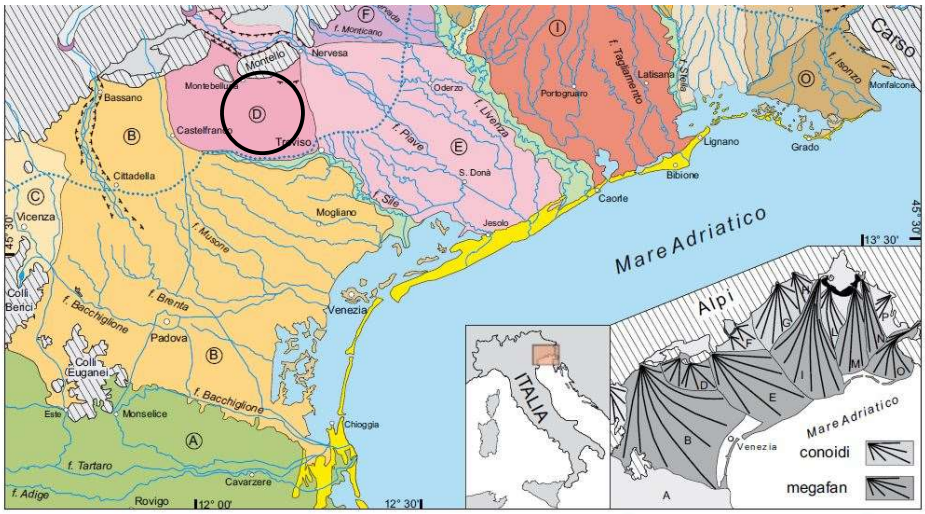


Figura 6: Schema dei sistemi deposizionali (Le unità geologiche della Provincia di Venezia, 2008)

Si tratta di alluvioni grossolane appartenenti all'alta pianura antica (*pleistocenica*) del Fiume Piave, che costituiscono un materasso alluvionale discretamente omogeneo in senso verticale, con spessore complessivo inferiore a 500 m.

Questi depositi ghiaioso-sabbiosi presentano una discreta variabilità laterale in termini di pezzatura della ghiaia e granulometria della matrice, caratteristiche che evidenziano la presenza di una geometrica deposizionale a canali intrecciali, quindi con una carta variabilità in termini di energia degli ambienti deposizionali.

La superficie di questo materasso alluvionale è datata pre-LGM (pre-ultimo massimo glaciale), pertanto anteriore a 30.000 anni fa; questa maggiore età giustifica la presenza di un suolo limoso-argilloso con elementi di ghiaia, con evidente accumulo di argilla e ossidi di ferro (ferrettizzato), avente spessore generalmente di ordine metrico. In Figura 7 è visibile un estratto dalla Carta dei suoli della Provincia di Treviso, dove è evidenziato per l'area in esame la presenza in superficie di suoli fortemente decarbonati con accumulo di argilla (Unità P1.1), che ricoprono alluvioni ghiaioso sabbiose di alta pianura antica (pleistocenica). In Figura 8 è altresì riportato un estratto dalla carta geologica d'Italia alla scala 1 : 100.000.

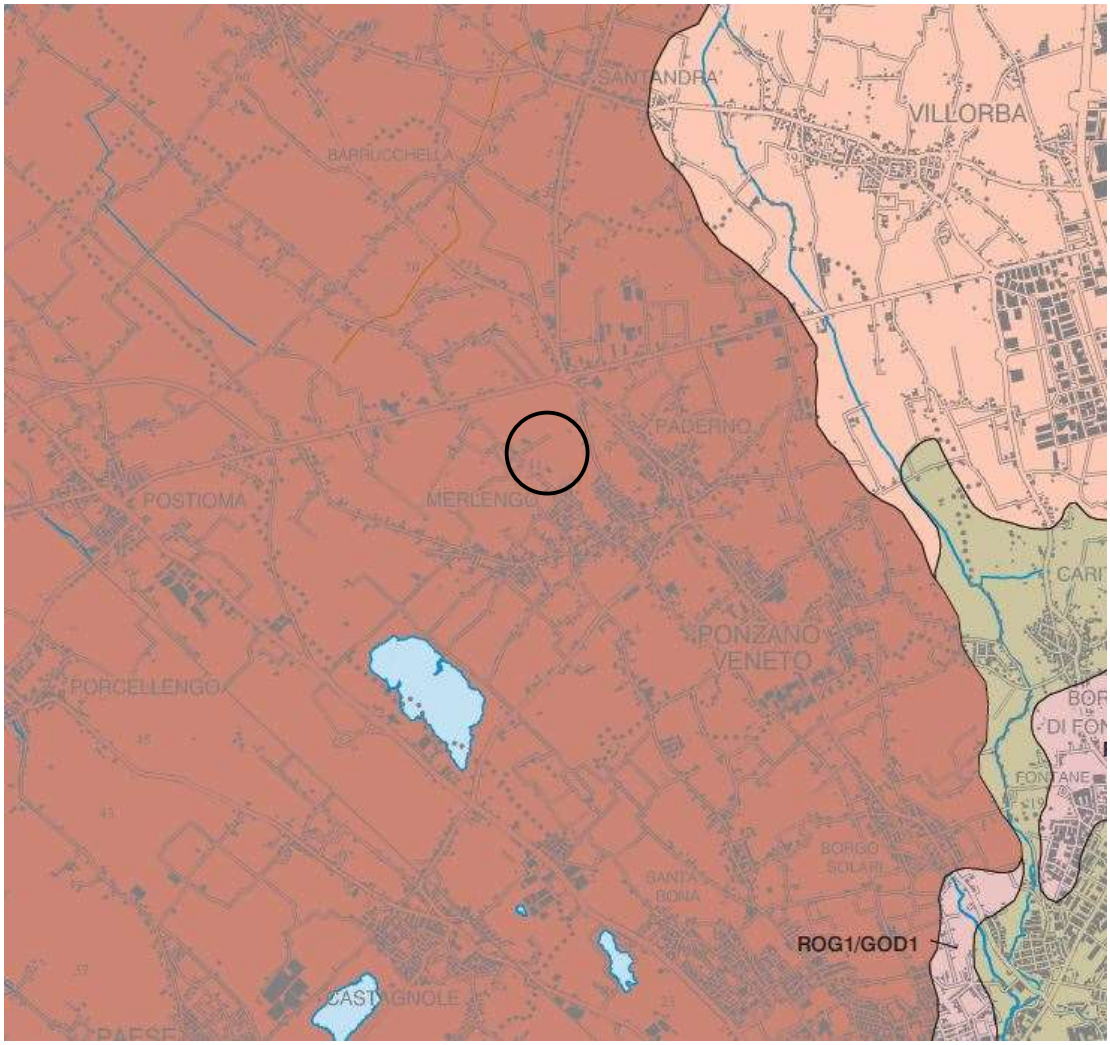


Figura 7: Estratto dalla carta geologia dei suoli della Provincia di Treviso

P1 **Alta pianura antica (pleistocenica) con suoli fortemente decarbonatati, con accumulo di argilla e a evidente rubefazione.**

P1.1 Conoidi ghiaiosi e superfici terrazzate con evidenti canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie.
Unità Cartografiche: **TRS1/SNF1**

P2 **Alta pianura antica (pleni-tardiglaciale) con suoli decarbonatati.**

P2.1 Conoidi ghiaiosi con evidenti tracce di canali intrecciati, costituiti prevalentemente da ghiaie e sabbie.
Unità Cartografiche: **ROG1/ADE1**

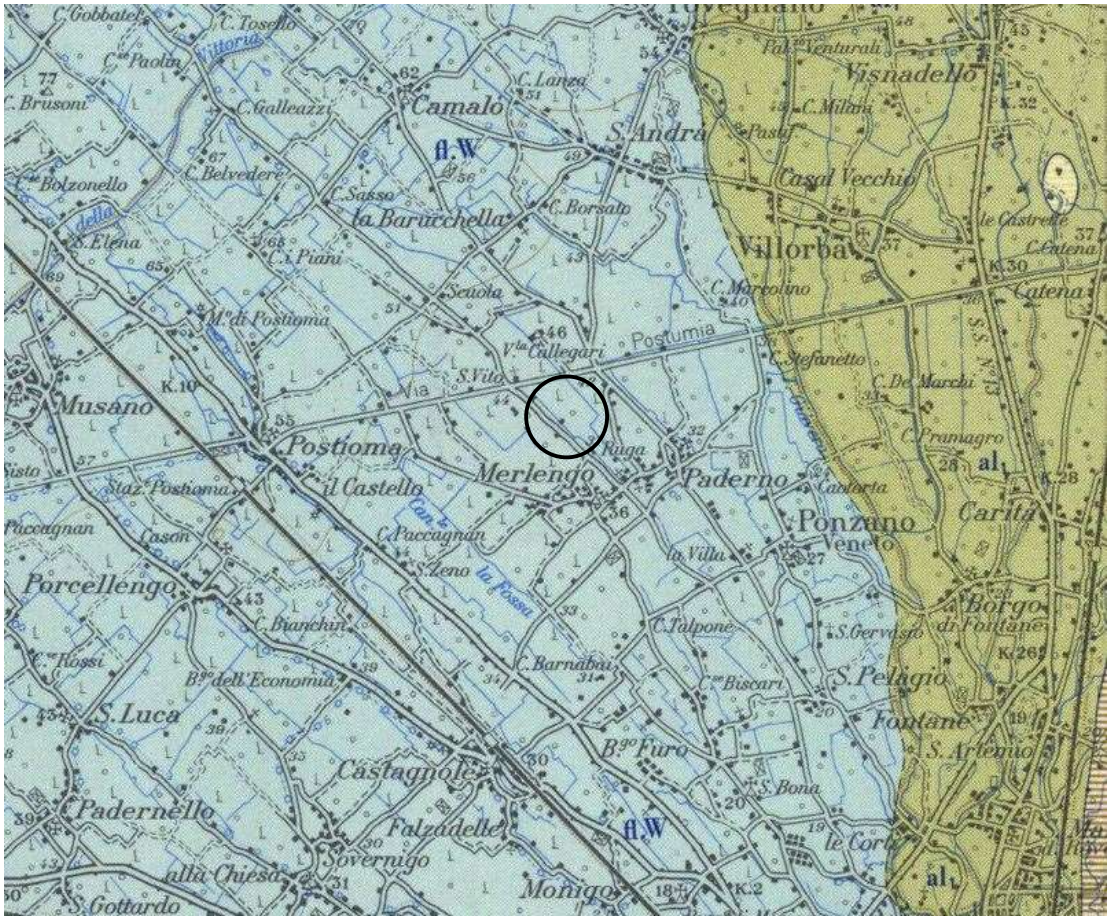
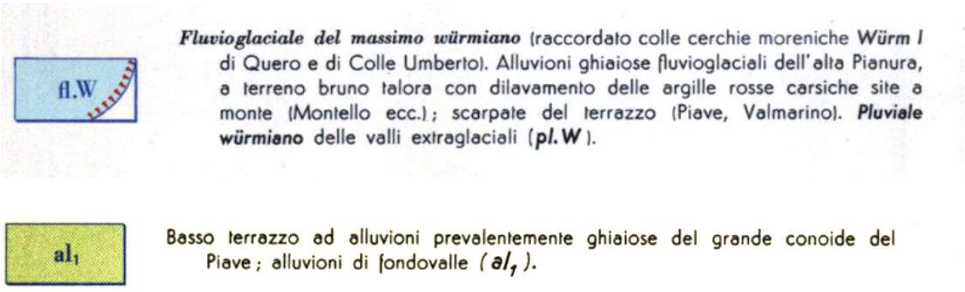


Figura 8: Estratto dalla carta geologia d'Italia, Foglio 38 "Conegliano"



Come si nota anche dalla Carta geologica d'Italia, il Torrente Giavera, che scorre alcuni chilometri a Est dell'area di intervento, delimita il più antico conoide (megafan) pleistocenico del Piave ad Ovest dal più recente conoide olocenico ad Est.

4.2 INQUADRAMENTO TETTONICO

Dal punto di vista tettonico assumono particolare importanza i sovrascorrimenti del sistema valsuganese, con direzione W-SW/E-NE, dislocati da faglie trascorrenti con direzione N-W S-E.

A Nord dell'area di indagine sono presenti i seguenti elementi tettonici disgiuntivi:

a) la linea di Aviano (faglia inversa o sovrascorrimento), ai piedi dell'anticlinale del Montello, con direzione da W-SW verso E-NE; sepolta sotto la copertura quaternaria.
b) la linea di Sacile, sovrascorrimento a sud della linea di Aviano; sepolto sotto il materasso alluvionale.
c) la linea di Bassano-Valdobbiadene (faglia inversa o sovrascorrimento);
d) la faglia di Nervesa, con direzione da NW verso SE e movimento trascorrente sinistrorso; questa faglia, unitamente alla faglia di Montebelluna posta ad Ovest della zona considerata, svincola cinematicamente ad Est e ad Ovest la linea di Aviano
e) la faglia di Montebelluna, trascorrente sinistrorsa con modesta componente verticale;
f) l'anticlinale del Montello, con asse orientato da W-SW verso E-NE.

In Figura 9 si riporta uno schema geologico-strutturale della pianura veneto-friulana.

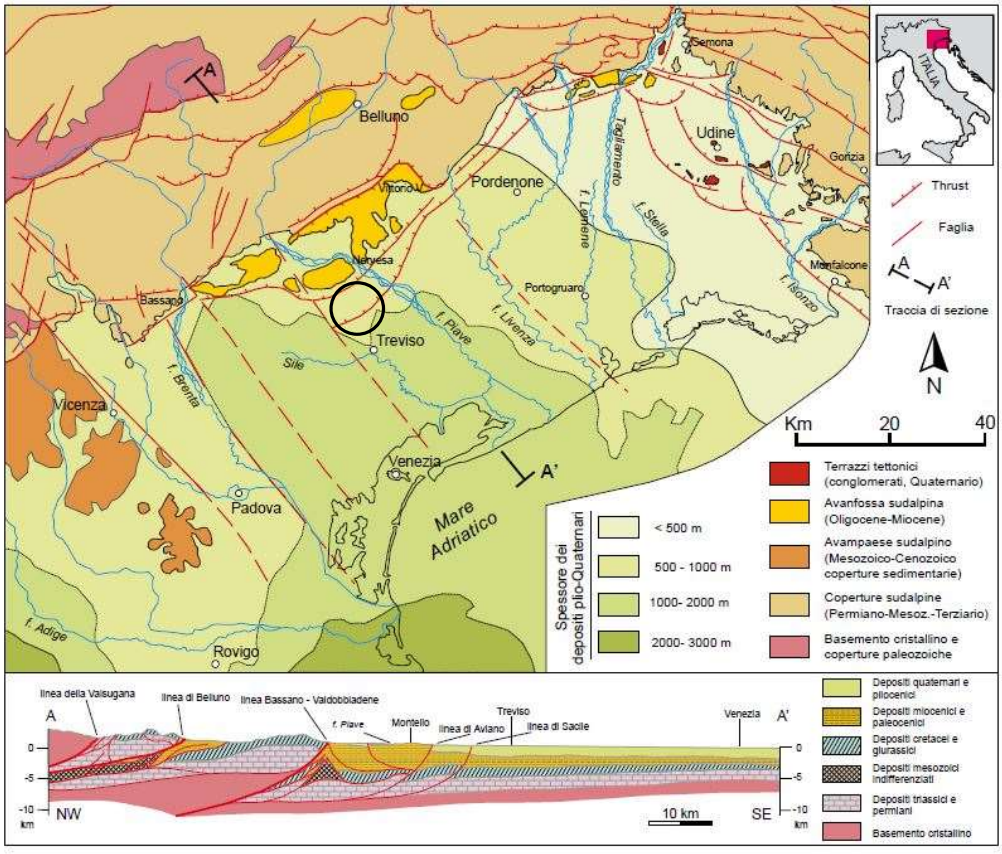


Figura 9: Schema geologico strutturale della pianura veneto-friulana

(da Le unità geol. della Provincia di Venezia, 2008)

4.3 INQUADRAMENTO GEOMORFOLOGICO

Dal punto di vista geomorfologico il piano campagna del territorio si presenta in leggerissimo declivio verso Sud, mentre il piano campagna del lotto di indagine si presenta pressoché pianeggiante e con una quota media di circa 42 m s.l.m.. Su di esso, inoltre, non si riscontrano tracce di instabilità o erosione, in atto o potenziale.

La Carta geomorfologica della Provincia di Treviso indica la presenza di tracce di corsi fluviali estinti, la cui forma fa intuire i canali intrecciati entro cui defluivano le acque fluviali. L'evidenza di questi canali intrecciati delle antiche direttrici fluviali è visibile anche nell'immagine tratta da Google Earth e visibile in Figura 11, come fasce più chiare rispetto al verde della campagna circostante.

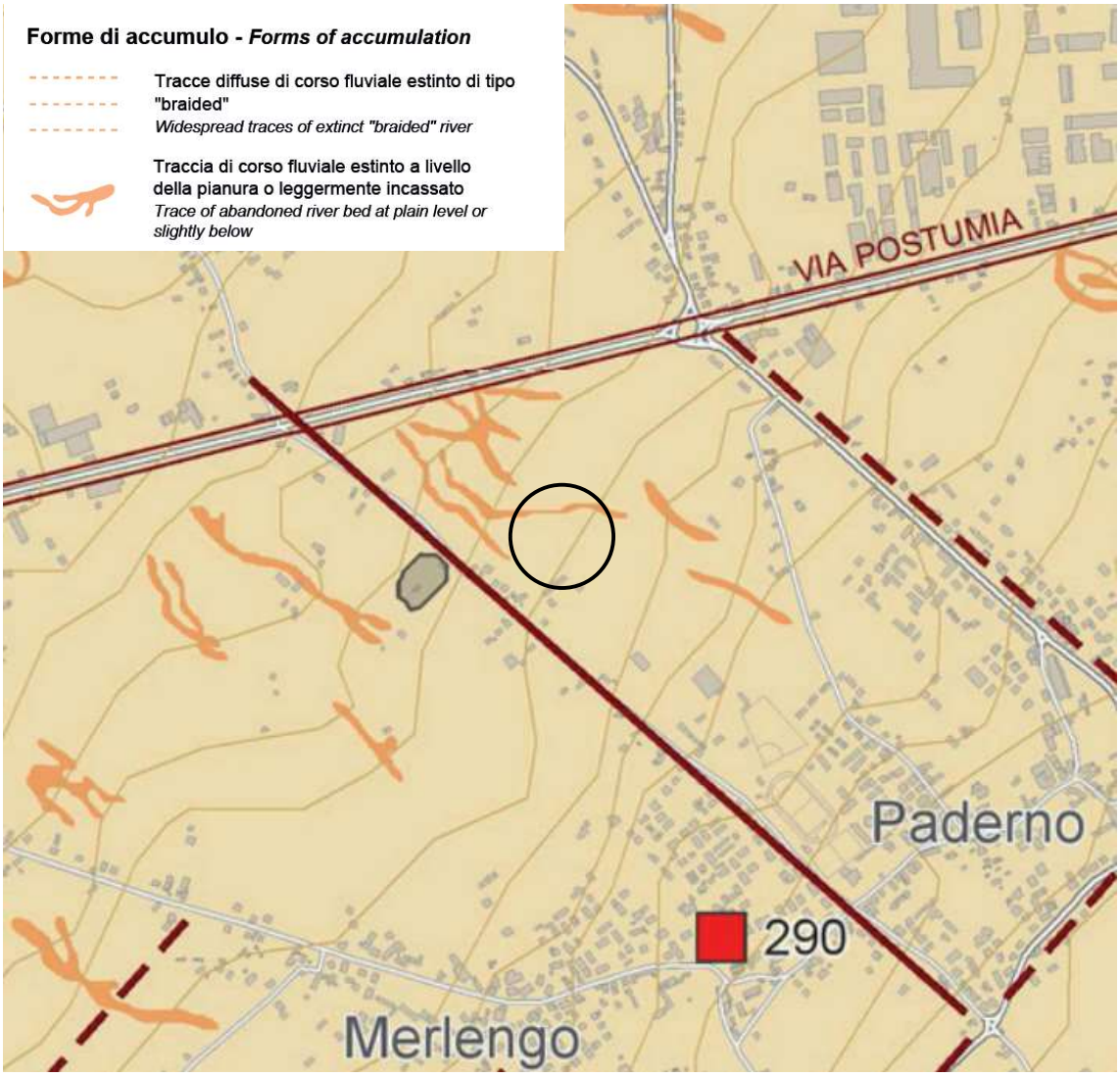


Figura 10: Estratto dalla Carta Geomorfologica della Provincia di Treviso, Foglio Ovest



Figura 11: deboli evidenze di canali intrecciati (all'interno dell'ellisse azzurra) su immagine google earth

4.4 INQUADRAMENTO IDROGRAFICO

Dal punto di vista idrografico l'elemento idrografico più importante del territorio è rappresentato dal Torrente Giavera, che scorre, area con direzione indicativamente NW-SE, circa 3 km ad Est dell'area di intervento.

Nell'area in esame il reticolo idrografico è completato dalla rete idrica consortile.

4.5 INQUADRAMENTO IDROGEOLOGICO

Dal punto di vista idrogeologico l'area è ubicata nell'alta pianura trevigiana.

Nel materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso che costituisce il sottosuolo di alta pianura è immagazzinata un'importante falda freatica di tipo indifferenziato, avente direzione di deflusso media da NW verso SE; si tratta di un acquifero ghiaioso-sabbioso caratterizzato da elevati valori di coefficiente di permeabilità, con superficie freatica avente mediamente una quota di circa 26 m s.l.m., pertanto con un franco dal piano campagna di circa 16 m ed un gradiente idraulico medio dell'ordine dei $10^{-3}/10^{-4}$.

La direzione di deflusso indicata può essere complicata dalla presenza di paleostrutture sepolte a differente permeabilità, che possono rappresentare assi di drenaggio preferenziale della falda. Osservando infatti un estratto dalla Carta dei Deflussi Freatici dell'Alta Pianura Veneta (Figura 12- Antonelli, Dal Pra) si osserva la presenza, subito a Nord-Est dell'area, di un andamento concavo delle isofreatiche, che può essere spiegato con la presenza

di un asse di drenaggio della falda probabilmente impostato sull'asse dell'antico corso pleistocenico del Fiume Piave.

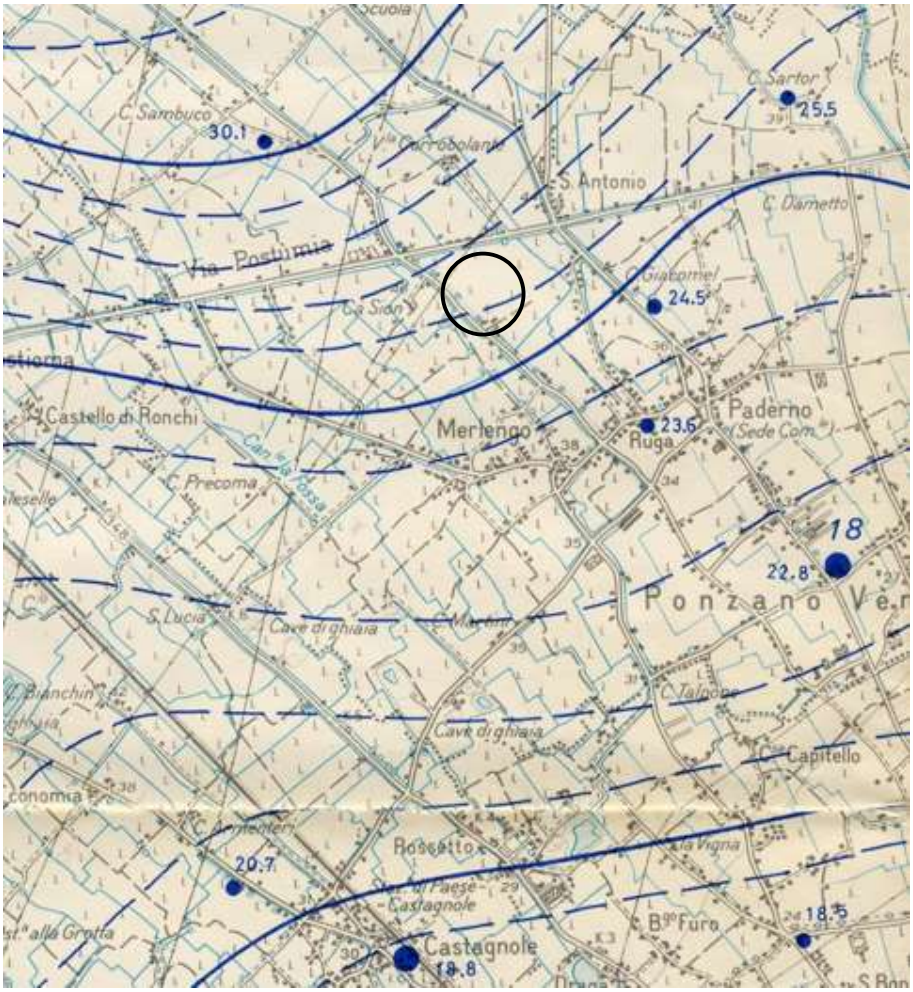


Figura 12: Carta dei deflussi freatici dell'alta pianura Veneta (Antonelli, Dal Pra)

Questa falda freatica trae alimentazione principalmente dalle infiltrazioni piovane nell'alta pianura a monte e nei rilievi pedemontani (in primo luogo dagli apporti provenienti dal massiccio carsico del Montello), subordinatamente dall'alimentazione dei fiumi circostanti.

Il regime della falda presenta, nell'anno idrogeologico normale, due fasi di magra e due fasi di piena stagionale, di queste ultime una più marcata nel periodo primaverile e una più smorzata nel periodo autunnale (questo in generale accordo con il regime dei fiumi prealpini veneti); tuttavia questo regime risulta un po' cambiato negli ultimi anni, rilevando un'unica fase di piena più pronunciata nel periodo estivo. Nel complesso la superficie freatica può avere oscillazioni stagionali anche dell'ordine di circa 4 m. Il regime della falda è visibile nella figura seguente, relativa ad un monitoraggio in continuo di un pozzo freatico ubicato alcuni chilometri a Nord dell'area, nel medesimo acquifero freatico.



Figura 13: Quota freatica (m s.l.m.) della prima falda freatica nel sottosuolo, rilevata in un pozzo monitorato a Nord

5. DESCRIZIONE DEL PROGETTO

Il progetto prevede l'ampliamento dell'area produttiva mediante la costruzione di nuovi fabbricati industriali aventi altezza massima circa 7.6 m, che possono essere così schematizzati, e visibili in pianta nello schema planimetrico seguente:

- Fabbricato N: dimensioni in pianta 20 x 30 m
- Fabbricati M, J, I, H, F: dimensioni complessive in pianta circa 22.5 x 46.5 m
- Il fabbricato Lavaggio mezzi con dimensioni in pianta circa 8 x 20 m



Figura 14: Schema planimetrico dei nuovi fabbricati in progetto (in rosso)

Il progetto prevede la realizzazione di fondazioni continue con larghezza alla base B = 1.2 m; si considera una profondità di impostata a quota -1.0 m d piano campagna.

6. INDAGINI IN SITO

Il giorno 21/03/2022, nell'area di studio sono state eseguite n. 4 prove penetrometriche dinamiche superpesanti DPSH collocate all'intento del sedime di progetto dei nuovi fabbricati, e uno stendimento geofisico MASW, con misura di sismica passiva a stazione singola HVSR, finalizzati alla definizione del profilo verticale della velocità delle onde di taglio (Vs) ai fini della definizione del parametro Vs,eq.; nel mese di Febbraio 2021 nell'area di intervento fu eseguita una trincea geognostica (T1) che ha permesso di rilevare la stratigrafia dei terreni superficiali fino a profondità 2.5 m da piano campagna. L'ubicazione dei punti di indagine è avvenuta compatibilmente con la logistica di cantiere la presenza di sottoservizi, come visibile in Figura 15. L'inizio dei punti di prova corrisponde al piano campagna esistente, avente quota media di circa 41 m s.l.m.

L'indagine così acquisita, integrata con le conoscenze geologiche maturate nel contesto in esame, ha permesso di ricostruire il modello geologico e geotecnico del sito.

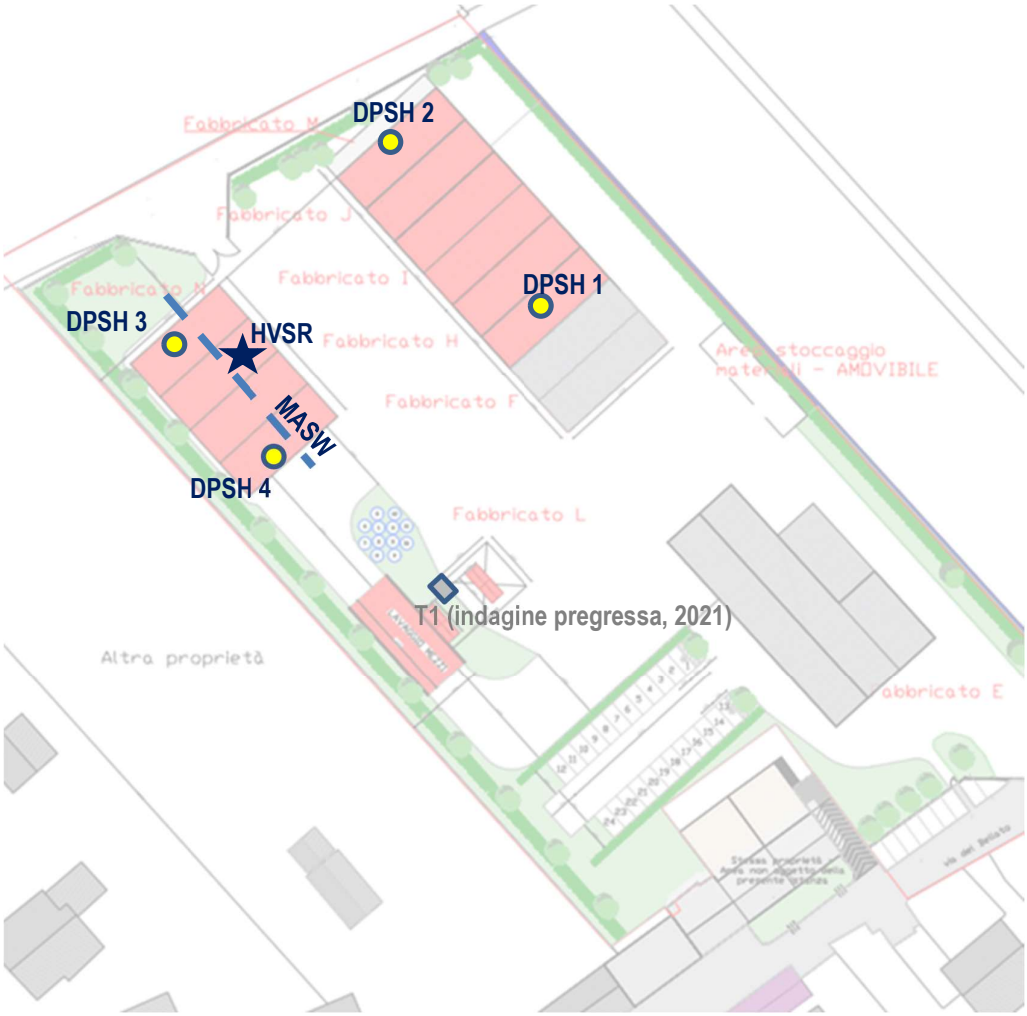


Figura 15: Planimetria dei punti di indagine

6.1 PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPER-PESANTE

La prova penetrometrica dinamica è stata eseguita con un Penetrometro Dinamico super-pesante Tipo Emilia, modello Pagani TG 63-100. Il metodo consiste nel contare quanti colpi di maglio (Np) sono necessari per infiggere di 20 centimetri nel terreno una batteria di aste aventi in testa una punta conica standardizzata.

Tutte le prove hanno raggiunto il rifiuto strumentale ad una profondità compresa tra 3 e 3.5 m da piano campagna, dato dalla presenza di alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate.

Le caratteristiche tecniche salienti del penetrometro dinamico utilizzato sono le seguenti:

peso del maglio:	63.5 kg
altezza di caduta:	0.75 m
peso sistema di battuta:	8 kg
peso aste:	6.2 kg/m
diametro cono	50.5 mm
area della punta conica.	20 cm^2
angolo di apertura punta.	60°

In Figura 16 è visibile in penetrometro dinamico posizionato nei punti di prova DPSH 1, DPSH2, DPSH3 e DPSH4.



Penetrometro nel punto di Prova DPSH1



Penetrometro nel punto di Prova DPSH2



Penetrometro nel punto di Prova DPSH3



Penetrometro nel punto di Prova DPSH4

Figura 16: Penetrometro posizionato in corrispondenza nei punti di indagine DPSH1, DPSH2, DPSH3 e DPSH4

6.2 ELABORAZIONE DEI DATI PENETROMETRICI DA PROVA DPSH

Le caratteristiche geomeccaniche del terreno vengono ricavate sia correlando il numero di colpi registrato al corrispondente valore teorico di Nspt, sia calcolando la resistenza di punta dinamica "Rpd" attraverso la "formula degli Olandesi". In **Allegato 1** si riportano i Tabulati di elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH.

Le correlazioni utilizzate per la stima dei parametri risultano le seguenti:

Nspt: Valore equivalente di SPT, calcolato sulla base dei dati strumentali del penetrometro Pagani (Np)

Nspt = Np (n. di colpi) * 0,7 * 1,65

Angolo di attrito, terreno incoerente (ϕ)	MecGregor e Duncan (1998)
Modulo elastico (E)	Denver (1982)
Velocità delle onde di taglio (Vs)	Palmer D.J. e Stuart J.G. (1957)

Nella successiva tabella è visibile una prima elaborazione della prova, in termini di registrazione del Numero di colpi Np, del valore di Resistenza di punta dinamica Rpd, del valore di Nspt equivalente e della stima dei parametri geotecnici di picco.

Tabella 1: elaborazione delle prove DPSH (parametri di picco)

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	61	640,4	70	-	49	175	599
0,40	8	84,0	9	-	31	135	217
0,60	6	63,0	7	-	29	138	188
0,80	7	73,5	8	-	30	151	203
1,00	9	94,5	10	-	31	165	230
1,20	12	126,0	14	-	33	181	266
1,40	15	157,5	17	-	34	195	297
1,60	25	262,5	29	-	39	220	384
1,80	21	220,5	24	-	37	218	352
2,00	35	367,4	40	-	42	245	454
2,20	31	325,4	36	-	41	244	427
2,40	36	377,9	42	-	42	256	460
2,60	37	388,4	43	-	43	261	467
2,80	42	440,9	49	-	44	271	497
3,00	48	503,9	55	-	46	282	531
3,20	52	545,9	60	-	47	290	553
3,40	49	514,4	57	-	46	290	537
3,60	R	-	-	-	-	-	-

DATI DPSH 1

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	9	94,5	10	-	31	121	230
0,40	3	31,5	3	-	26	112	133
0,60	2	21,0	2	-	25	112	108
0,80	7	73,5	8	-	30	151	203
1,00	10	105,0	12	-	32	169	243
1,20	8	84,0	9	-	31	167	217
1,40	31	325,4	36	-	41	224	427
1,60	28	294,0	32	-	40	225	406
1,80	34	356,9	39	-	42	239	447
2,00	41	430,4	47	-	44	253	491
2,20	45	472,4	52	-	45	262	515
2,40	42	440,9	49	-	44	263	497
2,60	49	514,4	57	-	46	275	537
2,80	R	-	-	-	-	-	-

DATI DPSH 2

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	7	73,5	8	-	30	115	203
0,40	6	63,0	7	-	29	128	188
0,60	14	147,0	16	-	34	163	287
0,80	17	178,5	20	-	35	179	316
1,00	26	273,0	30	-	39	203	391
1,20	19	199,5	22	-	36	198	334
1,40	17	178,5	20	-	35	199	316
1,60	9	94,5	10	-	31	181	230
1,80	6	63,0	7	-	29	171	188
2,00	4	42,0	5	-	27	162	153
2,20	11	115,5	13	-	32	200	254
2,40	16	168,0	18	-	35	219	307
2,60	51	535,4	59	-	47	277	548
2,80	48	503,9	55	-	46	278	531
3,00	53	556,4	61	-	47	287	558
3,20	R	-	-	-	-	-	-

DATI DPSH 3

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	8	84,0	9	-	31	118	217
0,40	7	73,5	8	-	30	132	203
0,60	9	94,5	10	-	31	150	230
0,80	11	115,5	13	-	32	165	254
1,00	21	220,5	24	-	37	195	352
1,20	21	220,5	24	-	37	202	352
1,40	16	168,0	18	-	35	197	307
1,60	14	147,0	16	-	34	197	287
1,80	31	325,4	36	-	41	235	427
2,00	61	640,4	70	-	49	273	599
2,20	40	419,9	46	-	44	256	485
2,40	28	294,0	32	-	40	243	406
2,60	19	199,5	22	-	36	229	334
2,80	42	440,9	49	-	44	271	497
3,00	56	587,9	65	-	48	290	574
3,20	61	640,4	70	-	49	299	599
3,40	R	-	-	-	-	-	-

DATI DPSH 3

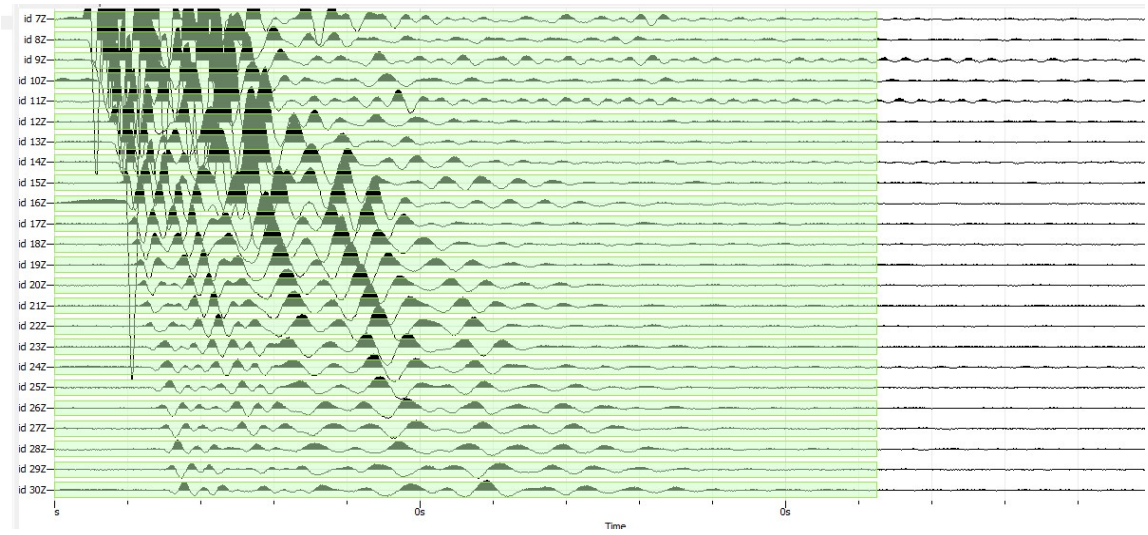
6.3 INDAGINE SISMICA MASW

E' stato eseguito un profilo MASW con direzione da NO verso SE, baricentrico rispetto al Fabbricato L e disposto parallelamente all'asse longitudinale del fabbricato, come indicato in Figura 15. Lo stendimento è stato eseguito con n. 24 geofoni aventi equidistanza 2 m, per una lunghezza complessiva della linea di acquisizione di 48 m. La generazione dell'onda sismica è avvenuta con l'ausilio di una mazza da 8 Kg, battendo su una piastra metallica collegata ad un trigger; l'energizzazione è avvenuta in due punti esterni al primo e all'ultimo geofono.
La figura sottostante è visibile una foto dello stendimento.

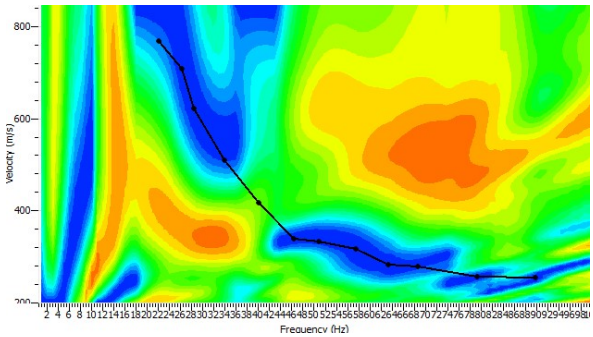


Figura 17: Foto dello stendimento MASW da geofoni n.1 a n. 12

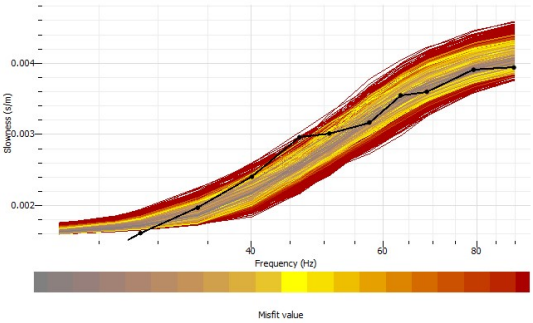
La registrazione nelle 24 tracce corrispondenti ai 24 geofoni è avvenuta con una durata di acquisizione di 614.4 msec, per un periodo di campionamento di 0.6 msec. Nelle figure seguenti sono visibili le registrazioni dei tempi di arrivo nelle 24 tracce dei geofoni, l'analisi spettrale delle velocità nel dominio delle frequenze e la curva dopo il processo di inversione. Successivamente è visibile il profilo verticale della velocità delle onde S e la restituzione del calcolo della **Vs,eq pari a 541 m/s.**



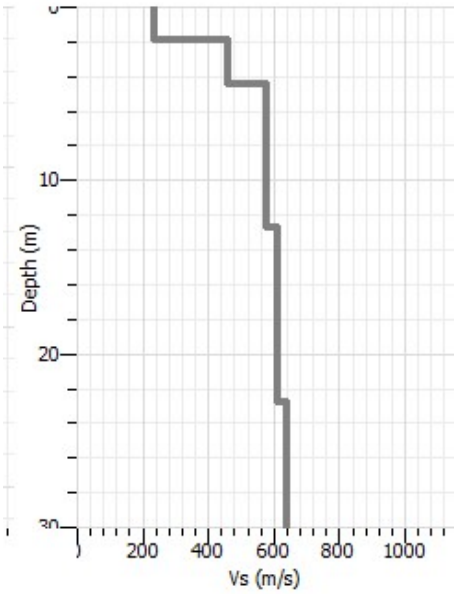
Analisi spettrale



Inversione



Profilo di velocità



6.4 MISURA DI SISMICA PASSIVA A STAZIONE SINGOLA HVSR

Il metodo prevede la registrazione del rumore ambientale lungo tre direzioni ortogonali tra loro (x,y,z) con una singola stazione. E' stata eseguita una misura dalla durata di 20 minuti, nel punto HVSR indicato in Figura 15.
Con questa misura, la risposta in frequenza di un'area sottoposta a una sollecitazione sismica viene affrontata attraverso l'analisi di microtremori, misurando la propagazione delle onde di Rayleigh e si basa sul concetto dio base che, alla presenza di uno strato morbido sovrastante un semispazio rigido, corrisponde un effetto di amplificazione. La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio), originariamente proposta da Nogoshi e Igarashi (1971) e ampiamente ripresa da Nakamura (1989), consiste nello stimare il rapporto fra gli spettri di ampiezza di Fourier delle componenti orizzontali e verticali del rumore ambientale registrato su una singola stazione mediante il rapporto H/V.
Nella tabella seguente vengono riportate le profondità stimate dei picchi riconoscibili nel diagramma del rapporto H/V.

NOME INDAGINE	PICCO f0	AMPIEZZA	QUALITA'	PROFONDITA' STIMATA Vs 220	PROFONDITA' STIMATA Vs 300
P1	31.65	2.1	MEDIA	1.7	2.4

(Albarello e Castellaro 2011)

Fo (Hz)	h (m)
< 1	>100
1 -2	50-100
2 -3	30-50
3 -5	20-30
5 -8	10-20
8 -20	5-10
>20	<5

Per i dettagli della misura si rimanda alla scheda di misura HVSR riportata in **Allegato 2.**

7. MODELLO GEOLOGICO DEL TERRENO

L'indagine in sito, correlata con la stratigrafia rilevata nella trincea geognostica del Febbraio 2021, ha confermato la presenza di un materasso alluvionale ghiaioso in matrice sabbiosa, da moderatamente addensato in superficie ad addensato in profondità, saturo dalla profondità di circa 15-16 m da piano campagna; nella parte superficiale risulta caratterizzato dalla presenza di un suolo limoso-sabbioso con elementi di ghiaia media di colore bruno/bordeaux (ferretto), con spessore di circa 0.6 m.
Il sottosuolo in esame, nell'intervallo di profondità 0-30 m, si presenta sostanzialmente composto da n. 3 unità litostratigrafiche principali, così schematizzabili:

- **da p.c. a -0.6 m - suolo bruno/bordeaux (ferretto),** costituito da limo argilloso/sabbioso con elementi di ghiaia medio-grossa, moderatamente addensato; da asciutto a umido;
- **da -0.6 m a – 0.8/-1.2 m da p.c.: ghiaia medio-grossa con fine, moderatamente addensata ,** in matrice sabbioso-debolmente limosa, asciutta;

- **da – 0.8/-1.2 a – 4 m da p.c.(rifiuto strumentale prova DPSH): ghiaia medio-grossa con ciottoli in matrice sabbiosa,** addensata, asciutta; satura da circa -15/-16 m;

Nella Tabella 2 seguente è riportata la sintesi del Modello geologico del terreno:

Tabella 2: Modello geologico del terreno

Profondità da p.c.	Descrizione stratigrafica	Caratteristiche idrogeologiche
da p.c. a 0.6 m	Suolo bruno/bordeaux (ferretto): limo argilloso/sabbioso con elementi di ghiaia medi-grossa, moderatamente addensato	Terreno da asciutto a umido
da 0.6 a 0.8/1.2 m	ghiaia medio-grossa con elementi di fine, moderatamente addensata, in matrice sabbiosa debolmente limosa;	Terreno asciutto
da 0.8/1.2 a 15.0/16.0 m	ghiaia medio-grossa con ciottoli, addensata, in matrice prevalentemente sabbiosa	Terreno asciutto, insaturo alla base (Zona di aerazione)
da 15.0/16.0 a 30.0 m	ghiaia medio-grossa con ciottoli, addensata, in matrice prevalentemente sabbiosa	Terreno saturo (Acquifero freatico)

***** *sulla base delle informazioni bibliografiche disponibili e dei dati geognostici desunti dalla terebrazione di pozzi e sondaggi nei dintorni dell'area, il materasso alluvionale ghiaioso-sabbioso di cui sopra, nei primi 30 m di profondità, si presenta pressoché omogeneo.*

Il modello geologico desunto dall'indagine in sito conferma l'assetto geologico e idrogeologico generale dell'area (vedi inquadramento geologico nei capitoli precedenti).

7.1 FALDA

Durante l'esecuzione della prova penetrometrica dinamica non sono state osservate infiltrazioni d'acqua all'interno del foro di prova, fino alla profondità di 4 m da p.c.

La superficie freatica si attesta alla profondità media di circa 16 m da piamo campagna, e può avere oscillazioni massime assolute, nell'anno idrogeologico, dell'ordine di 4 m.

8. DEFINIZIONE DEL MODELLO GEOTECNICO DEL TERRENO

I dati geognostici desunti dall'indagine hanno permesso di definire il modello geotecnico del sottosuolo, così schematizzabile:

Tabella 3: Modello geotecnico del terreno

Profondità da p.c.	**Stratigrafia**	E_{medio} MPa	Ø gradi	γn kN/m^3
da p.c. a 0.6 m	Suolo bruno/bordeaux (ferretto): limo argilloso/sabbioso con elementi di ghiaia medi-grossa, moderatamente addensato	18	28°	18.0
da 0.6 a 0.8/1.2	ghiaia medio-grossa con elementi di fine, moderatamente addensata, in matrice sabbiosa debolmente limosa;	20	30°	19.0
da 0.8/1.2 a 3.5 m	ghiaia medio-grossa con ciottoli, addensata, in matrice prevalentemente sabbiosa	30	34°	20.0

E = modulo elastico, ϕ = angolo di attrito, γn = peso di volume naturale (secco)

Il modello geotecnico conferma la presenza di terreni di fondazione da moderatamente addensati ad addensati, caratterizzati da buona resistenza al taglio e scarsa compressibilità.

9. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DELL'AREA

9.1 PERICOLOSITA' SISMICA

Per quanto riguarda la definizione del parametro accelerazione al suolo, nella figura seguente si riportano i valori di pericolosità sismica del territorio nazione (INGV) espresso in termini di accelerazione fondamentale del suolo a(g) con probabilità di eccedenza del 10% (SLV) in 50 anni riferita a suoli rigidi (Vs_{30} > 800 m/s; cat. A; Class. Ed. II.) **a(g) fondamentale al suolo = 0.173 g;**

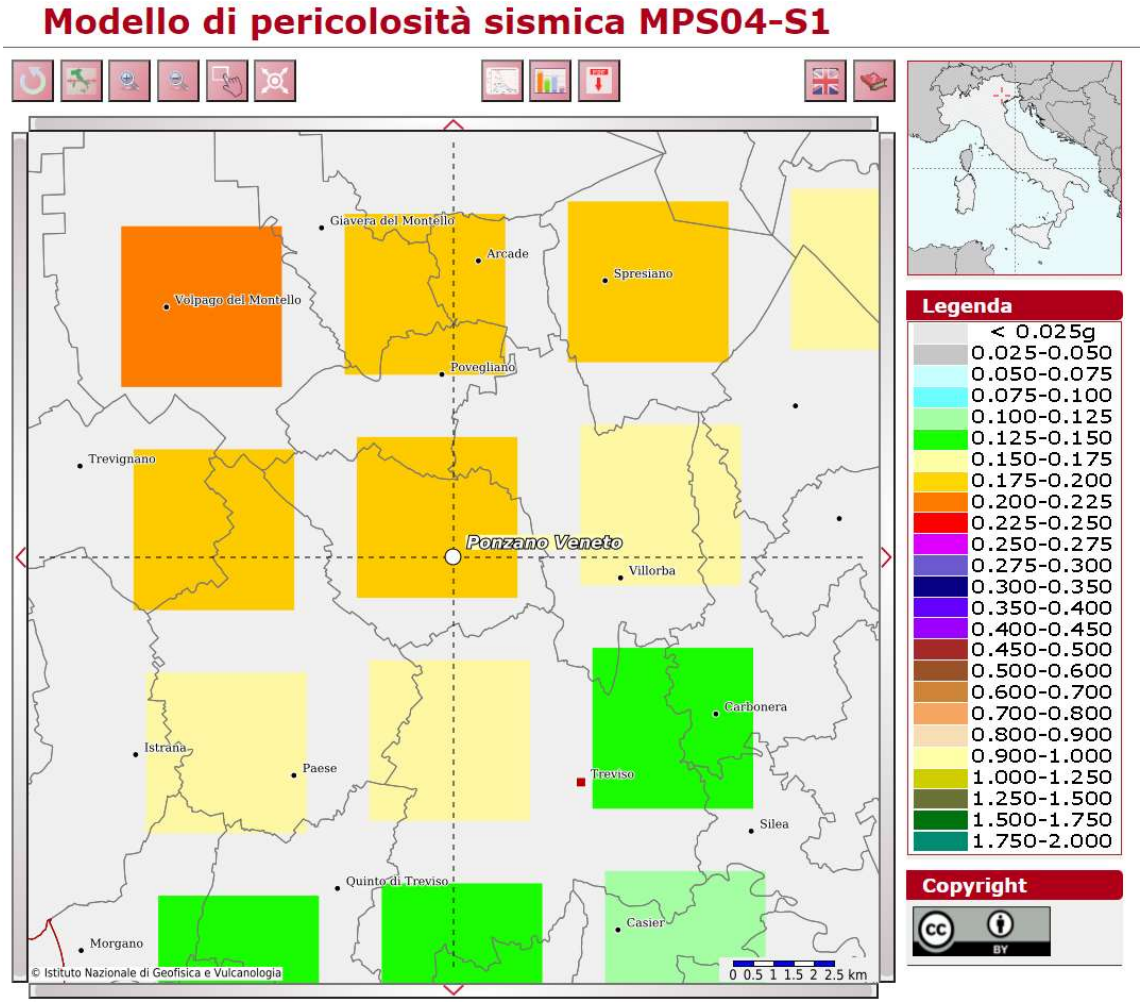


Figura 18: Mappa dell'accelerazione fondamentale al suolo

9.2 DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Secondo quanto prescritto nel capitolo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche" del testo delle NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni" – Decreto del 17/01/2018, si stabilisce che:

"Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite della Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, VS. I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità VS per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. I valori di Vs sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche. La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio, VS,eq (in m/s), definita dall'espressione:

$$V_{S,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^{N} \frac{h_i}{V_{S,i}}}$$

Con: hi= spessore dell'i-esimo strato;
VS,i = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;
N= numero di strati
H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata va VS non inferiore a 800 m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VS,eq è definita dal parametro VS,30, ottenuto ponendo H=30 m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II.

Tabella 4 : Estratto Categorie sottosuolo da NTC2018

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	*Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti,* caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	*Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti,* con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	*Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D,* con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Lo stendimento geofisico MASW ha permesso di ricostruire il profilo verticale della Vs,eq, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto secondo l'approccio semplificato indicato nel capitolo 3.2.2 "Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche" delle NTC2018 "Norme tecniche per le costruzioni" – Decreto del 17/01/2018 e determinare il **parametro di Vs,30, che risulta pari a 541 m/s.**

PROFONDITA' POSA (m)	0	
STRATO	PROFONDITA'(m)	VS (m/s)
1	1.82	235
2	4.35	458
3	12.51	582
4	22.58	606
5	30	640
Vs Eq (m/s)=	541	

Sulla base della stratigrafia del sottosuolo in esame, caratterizzato da alluvioni ghiaioso-sabbiose per lo più addensate, ai fini delle prescrizioni della vigente normativa in materia (NTC 2018 del 17-01-2018)) i suoli di fondazione del sito oggetto di studio appartengono pertanto alla **Classe B** nella quale ricadono i depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti e caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.

B	*Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.*

9.3 CATEGORIA TOPOGRAFICA

Per quanto riguarda le caratteristiche della superficie topografica, necessarie per la definizione del parametro ST, esse sono definite nella Tab. 3.2.III delle NTC2018:

Tabella 5: Categorie topografiche (Tab. 3.2.III NTC 2018)

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°
T2	Pendii con inclinazione media i > 15°
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media 15° ≤ i ≤ 30°
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media i > 30°

Il lotto di studio insiste su di un'area pianeggiante posta a una quota media di circa **42 m s.l.m**.; la superficie topografica è pertanto classificabile in **categoria T1** *"superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media i ≤ 15°".*

10. VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD

Al fine di dare delle linee guida al progettista in merito alla progettazione delle fondazioni superficiali, nei paragrafi seguenti è stata determinata la Resistenza di progetto Rd agli stati limite ultimi (SLU) nell' ipotesi di fondazione a continua con larghezza B=1.2 m e con quota di impostata a -1.0 m dal piano campagna attuale.
Si pone comunque l'attenzione sul fatto che, ai sensi delle norme tecniche, la scelta e la progettazione delle fondazioni è responsabilità unicamente del progettista.

10.1 SCELTA DEI PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

Il terreno di appoggio di una fondazione continua impostata a –1 m da p.c. è costituito da ghiaia e sabbia da moderatamente addensata ad addensata.
Secondo quanto riportato nelle norme tecniche NTC2018, teoricamente il valore caratteristico k di un parametro geotecnico rappresenta la soglia al di sotto della quale si colloca non più del 5% dei valori desumibili da una serie teoricamente illimitata di prove; per determinarlo è quindi necessario disporre di un discreto numero di dati.
Nello specifico, dato una distribuzione di n valori c_u o ϕ', i valori caratteristici di riferimento sono determinabili attraverso la relazione

$c_u/\phi',k = c_u/\phi'm\ (1+X.Vc)$

dove:

$c_u/\phi',k$ = valore caratteristico del parametro geotecnico

$c_u/\phi'm$ = valore medio del parametro geotecnico

Vc = coefficiente di variazione (COV) del parametro, definito come il rapporto fra lo scarto quadratico medio e la media dei valori;

X = parametro dipendente dalla legge di distribuzione della probabilità e dalla probabilità di non superamento adottato = 1.645

Nello specifico, dato il limitato numero di dati disponibili per il parametro considerato, ai fini della determinazione della resistenza di progetto Rd sono stati prudenzialmente assunti i seguenti ***parametri geotecnici caratteristici***, relativi agli strati ghiaioso-sabbiosi di fondazione:

angolo di attrito: $\phi_{,k}$ = 30°

peso di volume naturale: $\gamma_{n,k}$ = 19.0 kN/m^3

10.2 VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA DI PROGETTO RD

Secondo le norme tecniche di riferimento, la verifica agli stati limite ultimi della fondazione prevede che sia soddisfatta la relazione Ed ≤ Rd dove:

Ed = Azione di progetto

Rd = Resistenza di progetto

Nello specifico la verifica è stata eseguita considerando:

Approccio 2 – Combinazione 1: (A1 + M1 + R3).

dove:

A = Azioni

(Combinazione A1 cui corrisponde un coefficiente parziale γ_f = 1.3-1.5)

M = Resistenza dei terreni

(Combinazione M1 cui corrisponde un coefficiente parziale γ_m = 1.0)

R = Resistenza globale del sistema

(Combinazione R3 cui corrisponde un coefficiente parziale γ_R = 2.3)

Dai parametri geotecnici caratteristici calcolati nel precedente paragrafo si perviene ai valori dei parametri di progetto mediante la relazione:

Parametro di progetto = Parametro caratteristico / γ_M

dove γ_M = 1.0; si confermano pertanto i seguenti ***parametri geotecnici di progetto:***

angolo di attrito: $\phi_{,d}$ = 30°

peso di volume naturale: $\gamma_{n,d}$ = 19.0 kN/m^3

Utilizzando la formula di Terzaghi per **fondazioni continue in terreni granulari** si perviene al seguente valore della resistenza degli strati di fondazione:

$Rk = \gamma_n D Nq + \gamma_\nu B/2 N\gamma$

nella quale:

Rk	=	kPa	Resistenza del terreno
D	=	1.0 m	profondità di imposta della fondazione
$\gamma_{n,d}$	=	19.0 kN/m^3	peso di volume
$\phi_{,d}$	=	30°	Angolo d'attrito
N_q	=	18.4	fattore di capacità portante (da FHWA,2006)
N_γ	=	22.4	fattore di capacità portante (da FHWA,2006)

Si ottiene:

Rk $\cong$ 593.5 kPa

Da cui si ricava il parametro:

Rd(resistenza di progetto) = $Rk/\gamma_R = 593.5/2.3 \approx$ **258 kPa**

(dove γ_R rappresenta il coefficiente parziale R3)

La **resistenza di progetto Rd** dovrà essere **confrontata con l'azione di progetto Ed**, qualora risultasse **Rd > Ed** la verifica agli stati limite ultimi SLU risulterà soddisfatta.

10.3 COEFFICIENTE DI WINKLER

In base alla successione dei terreni di fondazione, alle loro caratteristiche geotecniche e alle caratteristiche delle fondazioni ipotizzate si suggerisce di adottare un valore del coefficiente di Winkler:

$$200 < \mathbf{Kw} < 400 \text{ kPa/cm}$$

11. VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI EDOMETRICI AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La valutazione del cedimento di consolidazione prevedibile è fatta ipotizzando per il terreno un modello di comportamento di tipo elastico e avviene mediante l'applicazione della formula:

$\Delta Si = q\ B((1-\nu^2)/E)i$ dove:

ΔSi = cedimento elastico (mm)

q = Pressione trasmessa al terreno (N/mmq)

B= Larghezza della fondazione (m)

ν = Coeff. di Poisson (adimensionale)

E = Modulo di Young (MPa)

i = Fattore di influenza dipende dalla forma dell'impronta di carico (adimensionale)

Nel caso di una fondazione continua con larghezza B = 1.2 m, impostata a –1 m da p.c., che trasmette una pressione media netta di contatto, ipotizzata pari a 100 kPa, si ha:

Fondazione:		
Pressione esercitata (q)	100	kPa
Larghezza (B) o (2r)	1.2	m
Lunghezza (L)	15.0	m
Rapporto B/L	12.5	
Forma della fondazione:	2	(1) quadrata
		(2) rettangolare
		(3) circolare
Coeff. di Poisson (ν)	0.30	
Modulo di elasticità (E)	20.00	MPa
Fattore d'influenza (*i*)	centro	angolo
	2.54	1.27
	medio	fondazione rigida
	2.2	2.12
Terreno di fondazione	I	(I) incoerente
		(C) coesivo
		(A) argilla satura

Risultati:

Cedimenti assoluti in mm		condizioni drenate	
centro	angolo	medio	fondaz.rigida
13.9	6.9	12.0	11.6

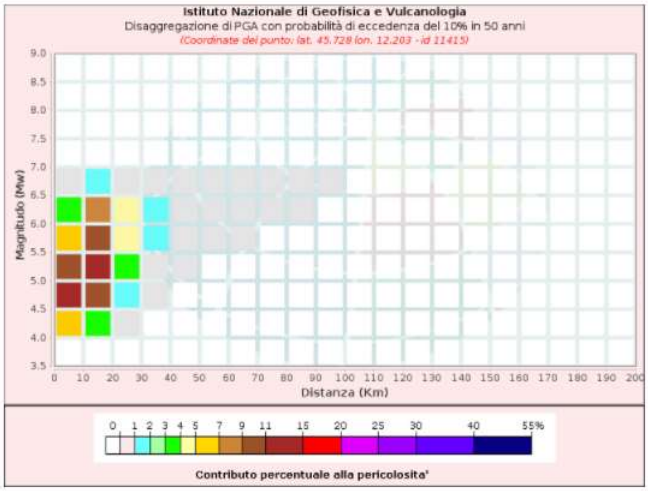
Il **cedimento elastico teorico atteso**, indotto dal peso del nuovo fabbricato**,** risulta pertanto dell'ordine **medio di circa 1 cm.**

12. VERIFICA ALLA STABILITA' NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Secondo quanto stabilito al paragrafo **7.11.3.4** ***Stabilità nei confronti della liquefazione*** il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione.

Dal grafico di disaggregazione riportato in Figura 19 è possibile determinare i principali parametri relativi ad un sisma considerato significativo per il sito in oggetto:

- Distanza epicentrale 14 km
- Magnitudo atteso nel sito: **5.4**
- Peak ground acceleration (PGA) 0.207



Disaggregazione di PGA con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto: lat. 45.728 lon. 12.203 - id 11415)											
Distanza (Km)	Magnitudo (Mw)										
	3.5-4.0	4.0-4.5	4.5-5.0	5.0-5.5	5.5-6.0	6.0-6.5	6.5-7.0	7.0-7.5	7.5-8.0	8.0-8.5	8.5-9.0
0-10	0.0000	5.5300	12.8000	9.6300	5.9900	3.1600	0.3940	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
10-20	0.0000	3.0500	10.2000	11.7000	10.5000	7.7000	1.1600	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
20-30	0.0000	0.0606	1.2100	3.0200	4.1000	4.1600	0.7530	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
30-40	0.0000	0.0000	0.0090	0.4340	1.1700	1.5900	0.3330	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
40-50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0159	0.2830	0.5830	0.1400	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
50-60	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0324	0.1800	0.0514	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
60-70	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0009	0.0589	0.0228	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
70-80	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0142	0.0100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
80-90	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0017	0.0036	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
90-100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0004	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
100-110	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
110-120	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
120-130	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
130-140	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
140-150	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
150-160	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
160-170	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
170-180	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
180-190	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
190-200	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Valori Medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
5.37	14.1	1.07

Figura 19: grafico disaggregazione (http://esse1-gis.mi.ingv.it/)

Secondo quanto stabilito nel paragrafo **7.11.3.4.2** ***Esclusione della verifica a liquefazione*** la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. 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
   - qc1N è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $Uc < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $Uc > 3,5$.

Dato che la soggiacenza media della falda nel sito risulta maggiore di 15 m, nonché data la presenza nel sottosuolo di alluvioni ghiaioso-sabbiose aventi un fuso granulometrico esterno a quello dei terreni considerati liquefacibili, risultano le soddisfatte le condizioni di esclusione n.2 e n.4, la verifica alla liquefazione viene omessa (ex NTC2018).

13. CONCLUSIONI

Il progetto prevede la costruzione di nuovi fabbricati ad uso industriale, con altezza massima circa 7.6 m, che avranno fondazioni di tipo continuo con larghezza B = 1.2 m.

Data la natura alluvionale per lo più sabbioso-ghiaiosa dei terreni di fondazione, l'indagine geognostica è consistita nell'esecuzione di n.4 prove penetrometriche dinamiche super pesanti DPSH, spinte fino al rifiuto strumentale delle prove, ed uno stendimento sismico MASW con misura di sismica passiva a stazione singola, finalizzato alla misura della velocità delle onde S e alla valutazione del parametro Vs30.

Sulla base delle risultanze dell' indagine geologica eseguita è possibile dare le seguenti indicazioni progettuali:

- il sottosuolo è costituito da alluvioni ghiaioso-sabbiose moderatamente addensate fino a quota circa -0.8/-1.2 m da p.c. e addensate a quota inferiore;
- superficialmente, da piano campagna a -0.6 m, è presente un suolo limoso argilloso/sabbioso con elementi di ghiaia medio-grossa, moderatamente addensato;
- i terreni di fondazione, nel caso di una fondazione continua con profondità di imposta di 1 m da piano campagna, presentano buona resistenza al taglio e scarsa compressibilità;
- dalla profondità di circa 3.5 m, sono presenti alluvioni ghiaioso-sabbiose addensate, con ottimi parametri di resistenza al taglio e scarsa compressibilità;
- il livello di falda si colloca mediamente ad una profondità di circa 15-16 m dal piano campagna, ed è riferibile alla prima falda freatica presente nel sottosuolo; si escludono pertanto potenziali interferenze tra la struttura fondazionale del fabbricato in progetto e la falda freatica presente nel sottosuolo;
- dal punto di vista dell'azione sismica, il sottosuolo è classificabile in categoria B e non risulta liquefacibile;

In tutti i casi si rimanda ai progettisti la scelta della fondazione ritenuta più idonea.

Date le considerazioni di cui sopra, si dà parere di fattibilità geologica all'intervento.





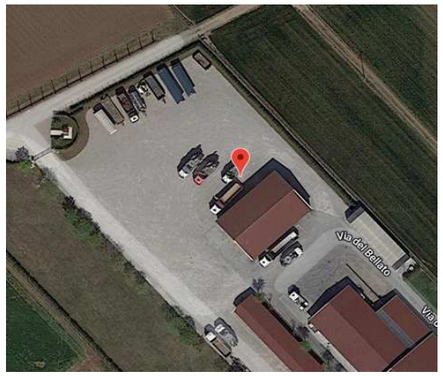
Allegato 1

Tabulati di elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche DPSH

Ubicazione Ponzano Veneto (TV); Via del Bellato
ProvaDPSH 20220331dpsh1PonzanoVeneto
WGS84 Lat 45.722793 - Lng 12.192444
Prof. falda da p.c. non intercettata
Data 21.03.2022 - 10:00

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	61	640,4	70	-	49	175	599
0,40	8	84,0	9	-	31	135	217
0,60	6	63,0	7	-	29	138	188
0,80	7	73,5	8	-	30	151	203
1,00	9	94,5	10	-	31	165	230
1,20	12	126,0	14	-	33	181	266
1,40	15	157,5	17	-	34	195	297
1,60	25	262,5	29	-	39	220	384
1,80	21	220,5	24	-	37	218	352
2,00	35	367,4	40	-	42	245	454
2,20	31	325,4	36	-	41	244	427
2,40	36	377,9	42	-	42	256	460
2,60	37	388,4	43	-	43	261	467
2,80	42	440,9	49	-	44	271	497
3,00	48	503,9	55	-	46	282	531
3,20	52	545,9	60	-	47	290	553
3,40	49	514,4	57	-	46	290	537
3,60	R	-	-	-	-	-	-

	Valori di picco medi per strato				
Base strato	Nspt	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
1,40	11	-	31	161	233
3,40	43	-	43	258	466



Ubicazione dell'indagine
(fonte Google.com)

Rif. norma	DIN 4094
Peso massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,2 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero di colpi per punta	20

Dati tecnici dello strumento
(Pagani TG63-100)

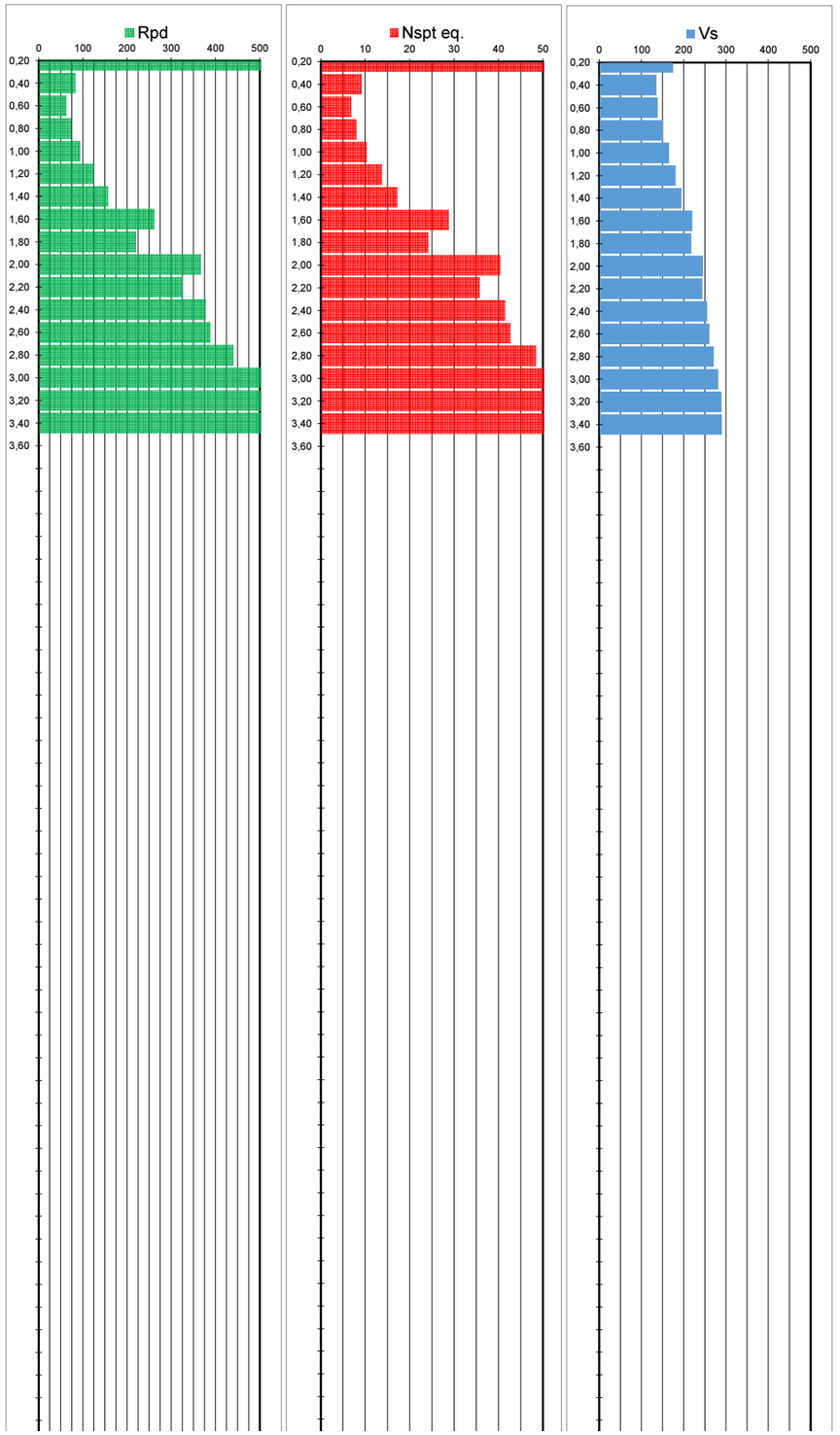
Legenda

Nspt	Valore del numero di colpi equivalente alle SPT (sulla base dei dati strumentali);
Cu	Coesione non drenata (Hara et al., 1971);
ϕ	Angolo d'attrito (MecGregor e Duncan, 1998);
Vs	Velocità delle onde trasversali (Palmer D.J. e Stuart J.G., 1957);
E	Modulo di Young (Denver, 1982).



Esecuzione dell'indagine
penetrometrica dinamica
superpesante D.P.S.H.

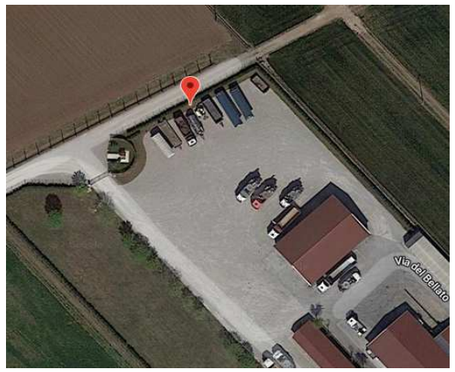
N.B. I dati strumentali sono da riferirsi esclusivamente al parametro "Np" (Numero di colpi) rispetto alla profondità dal piano campagna.
I parametri geotecnici desunti riportano valori indicativi, per i quali l'operatore dello strumento declina ogni responsabilà.



Ubicazione Ponzano Veneto (TV); Via del Bellato
ProvaDPSH 20220331dpsh2PonzanoVeneto
WGS84 Lat 45.723051 - Lng 12.192052
Prof. falda da p.c. non intercettata
Data 21.03.2022 - 10:30

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	9	94,5	10	-	31	121	230
0,40	3	31,5	3	-	26	112	133
0,60	2	21,0	2	-	25	112	108
0,80	7	73,5	8	-	30	151	203
1,00	10	105,0	12	-	32	169	243
1,20	8	84,0	9	-	31	167	217
1,40	31	325,4	36	-	41	224	427
1,60	28	294,0	32	-	40	225	406
1,80	34	356,9	39	-	42	239	447
2,00	41	430,4	47	-	44	253	491
2,20	45	472,4	52	-	45	262	515
2,40	42	440,9	49	-	44	263	497
2,60	49	514,4	57	-	46	275	537
2,80	R	-	-	-	-	-	-

	Valori di picco medi per strato				
Base strato	Nspt	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
1,20	8	-	29	139	189
2,60	45	-	43	249	474



Ubicazione dell'indagine
(fonte Google.com)

Rif. norma	DIN 4094
Peso massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,2 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero di colpi per punta	20

Dati tecnici dello strumento
(Pagani TG63-100)

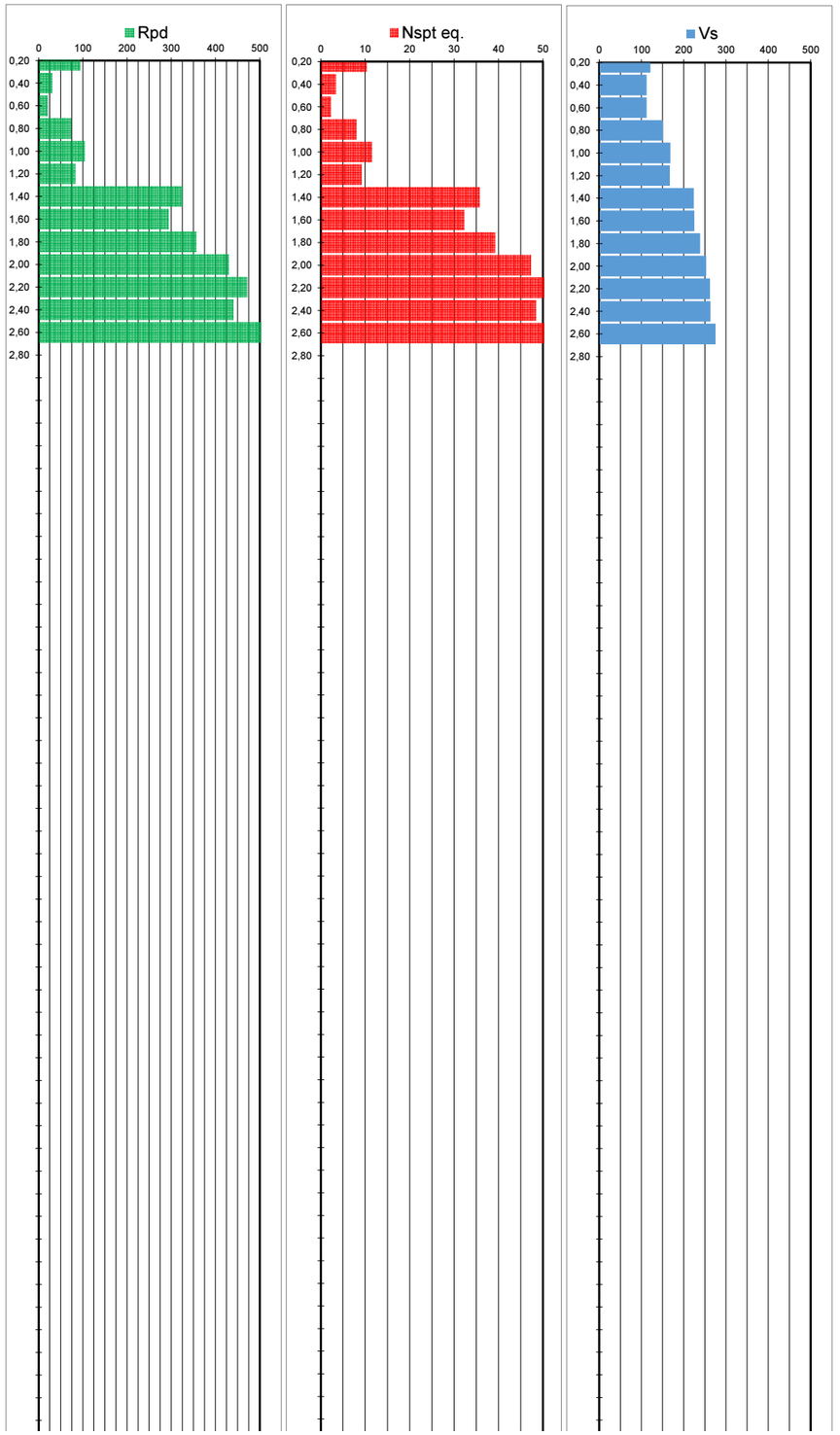
Legenda

Nspt	Valore del numero di colpi equivalente alle SPT (sulla base dei dati strumentali);
Cu	Coesione non drenata (Hara et al., 1971);
ϕ	Angolo d'attrito (MecGregor e Duncan, 1998);
Vs	Velocità delle onde trasversali (Palmer D.J. e Stuart J.G., 1957);
E	Modulo di Young (Denver, 1982).



Esecuzione dell'indagine
penetrometrica dinamica
superpesante D.P.S.H.

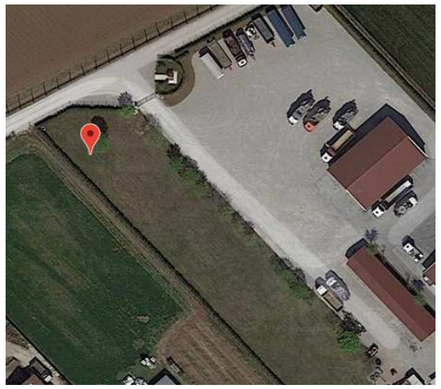
N.B. I dati strumentali sono da riferirsi esclusivamente al parametro "Np" (Numero di colpi) rispetto alla profondità dal piano campagna.
I parametri geotecnici desunti riportano valori indicativi, per i quali l'operatore dello strumento declina ogni responsabilà.



Ubicazione Ponzano Veneto (TV); Via del Bellato
ProvaDPSH 20220331dpsh3PonzanoVeneto
WGS84 Lat 45.722712 - Lng 12.191518
Prof. falda da p.c. non intercettata
Data 21.03.2022 - 11:00

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	7	73,5	8	-	30	115	203
0,40	6	63,0	7	-	29	128	188
0,60	14	147,0	16	-	34	163	287
0,80	17	178,5	20	-	35	179	316
1,00	26	273,0	30	-	39	203	391
1,20	19	199,5	22	-	36	198	334
1,40	17	178,5	20	-	35	199	316
1,60	9	94,5	10	-	31	181	230
1,80	6	63,0	7	-	29	171	188
2,00	4	42,0	5	-	27	162	153
2,20	11	115,5	13	-	32	200	254
2,40	16	168,0	18	-	35	219	307
2,60	51	535,4	59	-	47	277	548
2,80	48	503,9	55	-	46	278	531
3,00	53	556,4	61	-	47	287	558
3,20	R	-	-	-	-	-	-

	Valori di picco medi per strato				
Base strato	Nspt	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,60	10	-	31	136	226
1,40	23	-	36	195	340
2,20	9	-	30	178	206
3,00	49	-	44	265	486



Ubicazione dell'indagine (fonte Google.com)

Rif. norma	DIN 4094
Peso massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,2 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero di colpi per punta	20

Dati tecnici dello strumento (Pagani TG63-100)

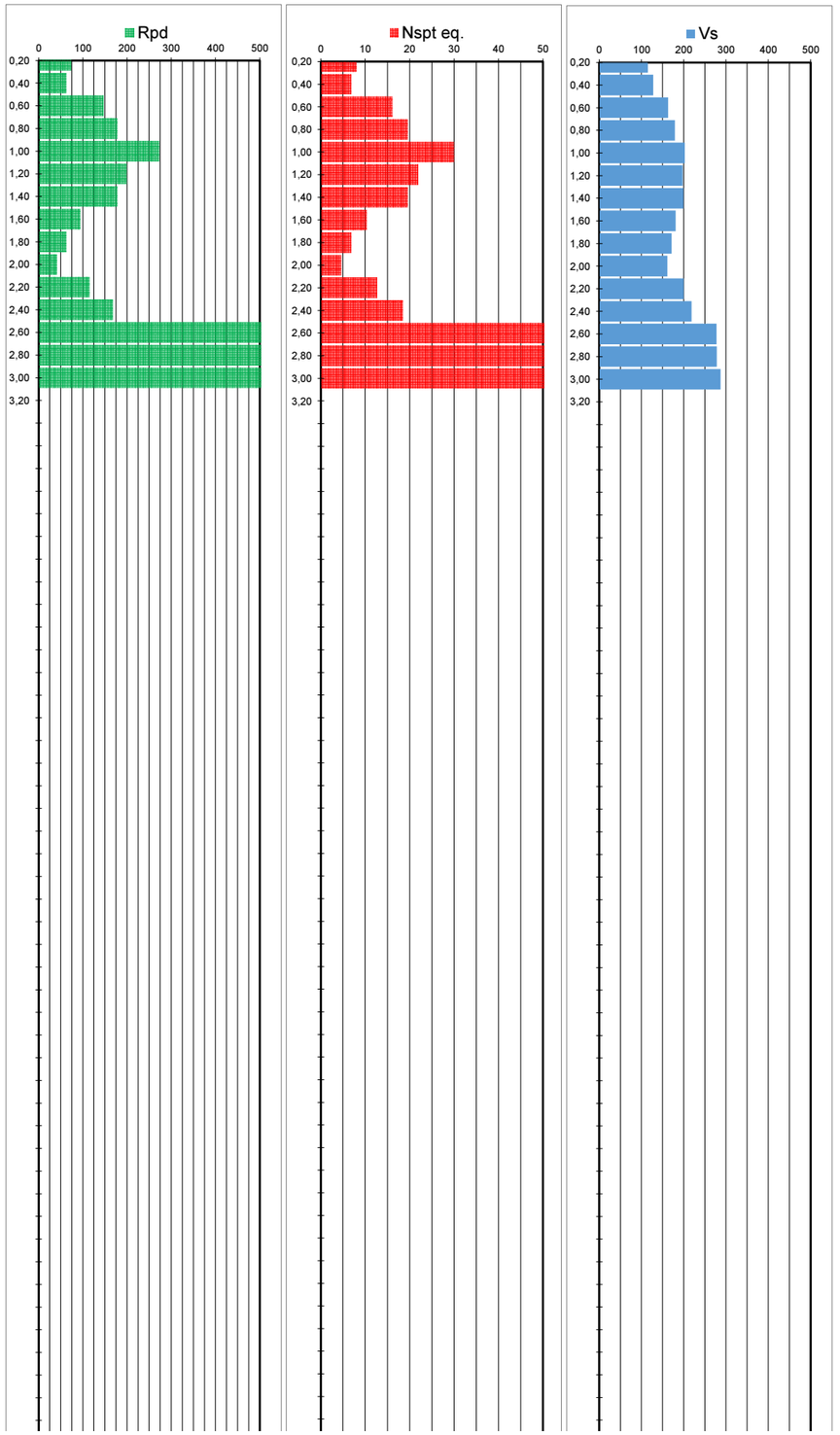
Legenda

Nspt	Valore del numero di colpi equivalente alle SPT (sulla base dei dati strumentali);
Cu	Coesione non drenata (Hara et al., 1971);
ϕ	Angolo d'attrito (MecGregor e Duncan, 1998);
Vs	Velocità delle onde trasversali (Palmer D.J. e Stuart J.G., 1957);
E	Modulo di Young (Denver, 1982).



Esecuzione dell'indagine penetrometrica dinamica superpesante D.P.S.H.

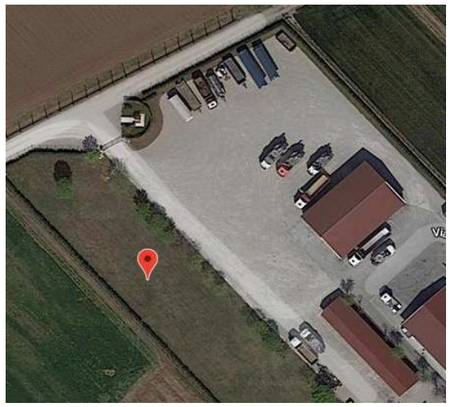
N.B. I dati strumentali sono da riferirsi esclusivamente al parametro "Np" (Numero di colpi) rispetto alla profondità dal piano campagna.
I parametri geotecnici desunti riportano valori indicativi, per i quali l'operatore dello strumento declina ogni responsabilà.



Ubicazione Ponzano Veneto (TV); Via del Bellato
ProvaDPSH 20220331dpsh4PonzanoVeneto
WGS84 Lat 45.722513 - Lng 12.191837
Prof. falda da p.c. non intercettata
Data 21.03.2022 - 11:30

Prof.	Np	Rpd	Nspt eq.	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,20	8	84,0	9	-	31	118	217
0,40	7	73,5	8	-	30	132	203
0,60	9	94,5	10	-	31	150	230
0,80	11	115,5	13	-	32	165	254
1,00	21	220,5	24	-	37	195	352
1,20	21	220,5	24	-	37	202	352
1,40	16	168,0	18	-	35	197	307
1,60	14	147,0	16	-	34	197	287
1,80	31	325,4	36	-	41	235	427
2,00	61	640,4	70	-	49	273	599
2,20	40	419,9	46	-	44	256	485
2,40	28	294,0	32	-	40	243	406
2,60	19	199,5	22	-	36	229	334
2,80	42	440,9	49	-	44	271	497
3,00	56	587,9	65	-	48	290	574
3,20	61	640,4	70	-	49	299	599
3,40	R	-	-	-	-	-	-

	Valori di picco medi per strato				
Base strato	Nspt	Cu	φ'	Vs	E
(m)	n	(kg/cm²)	(°)	(m/s)	(kg/cm²)
0,80	10	-	31	141	226
3,20	39	-	41	241	435



Ubicazione dell'indagine (fonte Google.com)

Rif. norma	DIN 4094
Peso massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	8 Kg
Diametro punta conica	50,46 mm
Area di base punta	20 cm
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,2 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,80 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero di colpi per punta	20

Dati tecnici dello strumento (Pagani TG63-100)

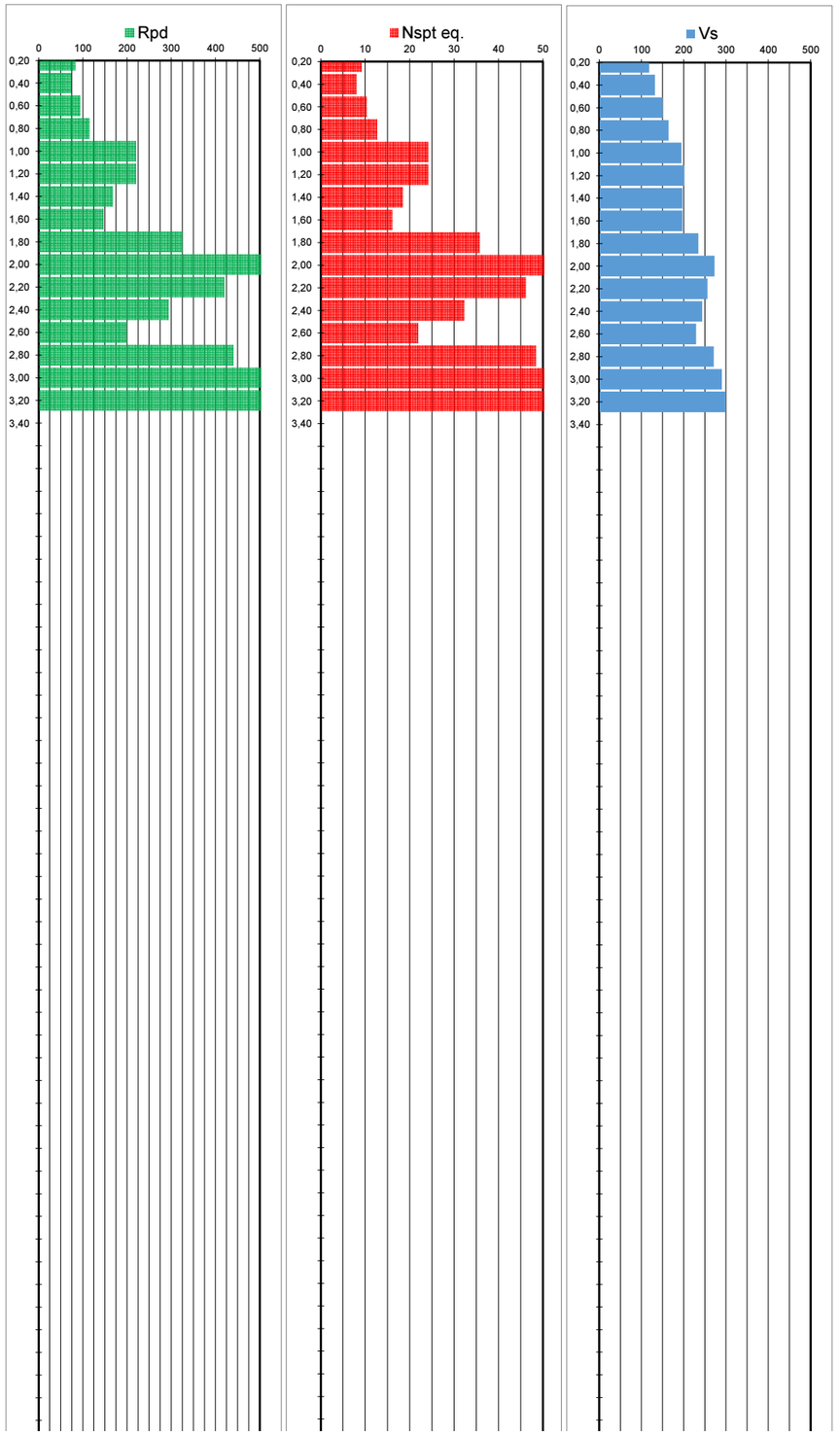
Legenda

Nspt	Valore del numero di colpi equivalente alle SPT (sulla base dei dati strumentali);
Cu	Coesione non drenata (Hara et al., 1971);
ϕ	Angolo d'attrito (MecGregor e Duncan, 1998);
Vs	Velocità delle onde trasversali (Palmer D.J. e Stuart J.G., 1957);
E	Modulo di Young (Denver, 1982).



Esecuzione dell'indagine penetrometrica dinamica superpesante D.P.S.H.

N.B. I dati strumentali sono da riferirsi esclusivamente al parametro "Np" (Numero di colpi) rispetto alla profondità dal piano campagna.
I parametri geotecnici desunti riportano valori indicativi, per i quali l'operatore dello strumento declina ogni responsabilà.



Allegato 2

Scheda di misura di sismica passiva a stazione singola HVSR

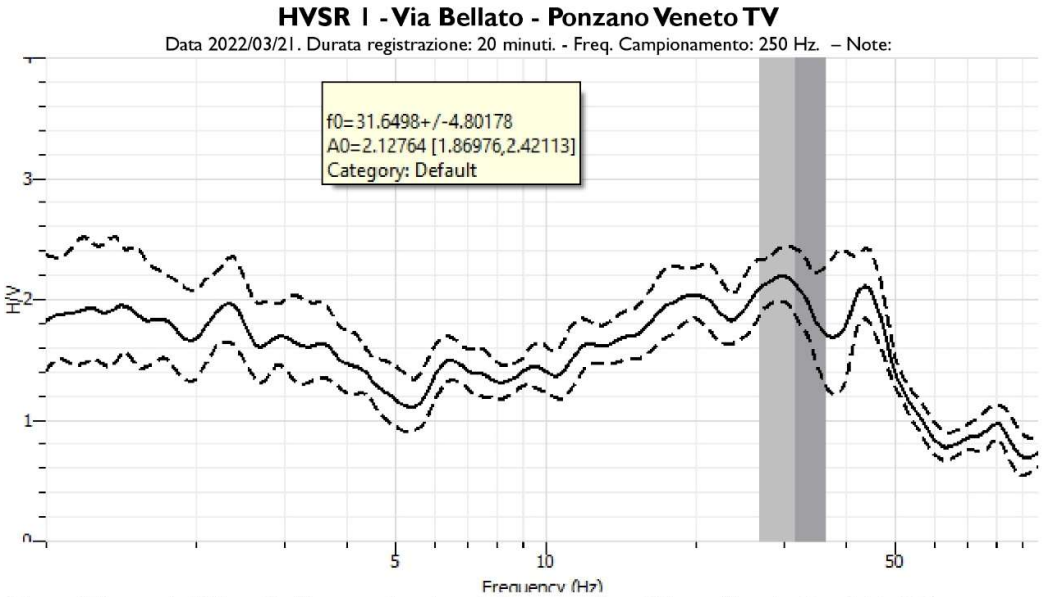


Figura 1 Rapporto H/V medio (linea continua) e relative curve di confidenza (linee tratteggiate). 2.31

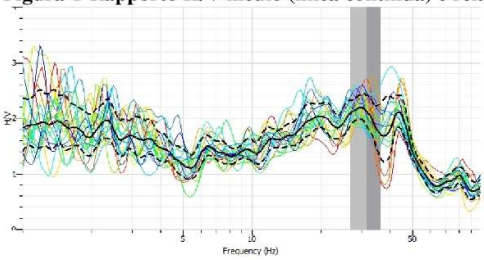


Figura 2 Rapporti H/V per ogni singola finestra

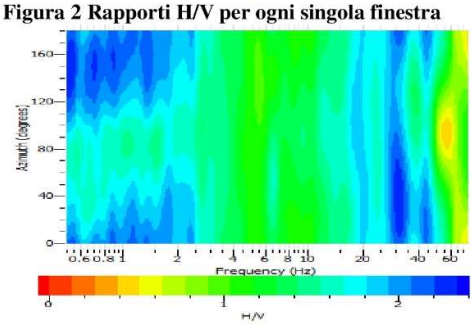


Figura 3 Direzionalità H/V

Criteria for a reliable HVRS curve [all should be fulfilled]	
$f_0 > 10/l_w$	**ok**
$n_c(f_0) > 200$	**ok**
$\sigma a < 2$ for $f0 > 0,5$ Hz	**ok**
Criteria for a clear HVSR peak [at least 5 out of 6 should be fulfilled]	
E f⁻ in $[f_0/4, f_0]$ | AH/V (f⁻) < $A_0/2$	**ok**
E f⁺ in [f0, 4f0] | AH/V(f⁺) < $A_0/2$	**no**
$A_0 > 2$	**no**
$f_{peak}[A_{H/V}(f) + \sigma a(f)] = f_0 \pm 5\%$ and $f_{peak}[A_{H/V}(f) - \sigma a(f)] = f0 \pm 5\%$	**no**
$\sigma f(f) < e(f0)$	**no**
$\sigma a(f0) < \Theta(f0)$	**ok**

Figura 4 Parametri SESAME

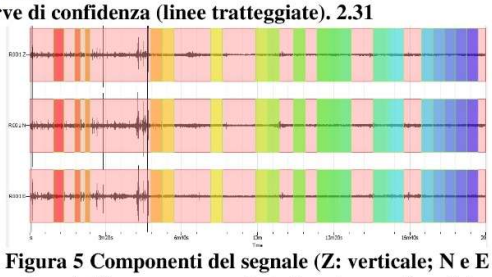


Figura 5 Componenti del segnale (Z: verticale; N e E orizzontali) con sovrapposte le finestre per l'analisi

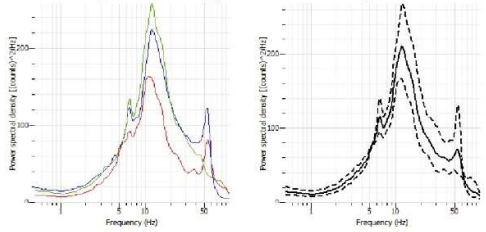


Figura 6 Spettri medi delle tre componenti (a sx)
Rosso = Verticale, Blu = Nord. Verde = est;
Spettro medio complessivo (a dx).



Figura 7 Foto sito