

DOCUMENTO:

RELAZIONE GEOLOGICA

RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.1)

D.G.R. IX/2616 30.11.2011

DOCUMENTO:

RELAZIONE GEOTECNICA

RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 17.01.2018 (N.T.C. P.TO 6.2.2)

TIPOLOGIA DI OPERA

EDIFICAZIONE CAPANNONE INDUSTRIALE

PROVINCIA

BRESCIA

COMUNE

ROVATO

INDIRIZZO

VIA BARGNANA

RIFERIMENTI CATASTALI

FOGLIO 27

MAPPALE 221, 412, 415, 416

DATA

11 APRILE 2018

COMMITTENTE

COROXAL SRL

IL TECNICO

DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



1. PREMESSA.....	3
2. MODELLO GEOLOGICO.....	4
3. INQUADRAMENTO URBANISTICO.....	9
4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO.....	11
5. MODELLO GEOTECNICO.....	15
6. VERIFICHE AGLI STATI S.L.U., S.L.V., S.L.E.....	19
7. CONCLUSIONI.....	27

TAVOLE E ALLEGATI

- a) *INDAGINE GEOFISICA **HVSR***
- b) *DIAGRAMMI E TABELLE PROVE **DPSH** (PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE TIPO STANDARD)*
- c) Scavi

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

1. PREMESSA

Su incarico dello **Studio Tecnico Zampedrini** di Brescia e per conto della **COROXAL SPA**, è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo di un lotto di terreno sito a **Rovato** in via Bargnana distinto ai **mappali 221, 412, 415, 416** del **Foglio 27** del C.C. di **Rovato (BS)** il quale sarà interessato dalla edificazione di un nuovo capannone di 6.400 m² di 80 x 80 m di lato.

La presente relazione geologica e geotecnica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafo 6.2.1 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*

Lo studio dell'area è stato effettuato attraverso il reperimento e l'analisi delle fonti bibliografiche disponibili ed attraverso un rilievo in sito, atto ad inquadrare l'area dal punto di vista geologico e geomorfologico.

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°8 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo STANDARD (DPSH);
- n°8 scavi esplorativi in sezione ristretta;
- n°1 indagine geofisica con tecnica HVSr.

Le indagini sono state articolate sull'area interessata dalla nuova struttura edificatoria e sono servite per la **caratterizzazione lito-stratigrafica** e la **parametrizzazione geotecnica dei terreni**, riferiti al **volume significativo di sottosuolo**, che verranno influenzati dalle opere di fondazione della nuova struttura: per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni dello Studio Tecnico di cui sopra.

2. MODELLO GEOLOGICO

2.1 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO, GEOMORFOLOGICO E GEOLOGICO

L'area oggetto di studio si trova ad una altitudine di **143 m s.l.m.** all'interno del territorio comunale di **Rovato**, in provincia di Brescia, è localizzato all'interno della Carta Tecnico Regionale della Regione Lombardia (C.T.R. R.L.) **C6e1 Chiari** alla scala 1:10.000 e distinto ai **mappali 221, 412, 415, 416** del **Foglio 27** del C.C. di **Rovato (BS)**.



Il territorio comunale di Rovato presenta una morfologia pianeggiante, degradante verso Sud-Est. La pendenza della superficie topografica diminuisce da Nord-Ovest a Sud-Est, passando da valori intorno all' 9‰ a valori prossimi al 6‰.

Il sito oggetto dell'intervento è situato all'interno del sistema morfologico dell'alta pianura bresciana la quale è un vasto settore caratterizzato da un assetto morfologico sostanzialmente regolare che si sviluppa dai rilievi collinari a Nord, caratterizzati dalle Prealpi bresciane e dal sistema morenico Sebino, fino alla fascia dei fontanili ad Est. Il territorio è situato in prossimità della zona di transizione tra l'alta pianura bresciana, formata per colmamento alluvionale durante l'ultima glaciazione da parte dei torrenti alimentati dalle acque di fusione del ghiacciaio Sebino, e l'ampio e piatto conoide che il Fiume Mella ha depositato al suo sbocco in pianura.

A Nord sono presenti i rilievi collinari calcarei e calcareo-marnosi che costituiscono il lembo

meridionale delle Prealpi bresciane. Il territorio può intendersi compreso tra due sistemi territoriali di paesaggio identificati come l'alta pianura e la piana alluvionale del F. Mella.

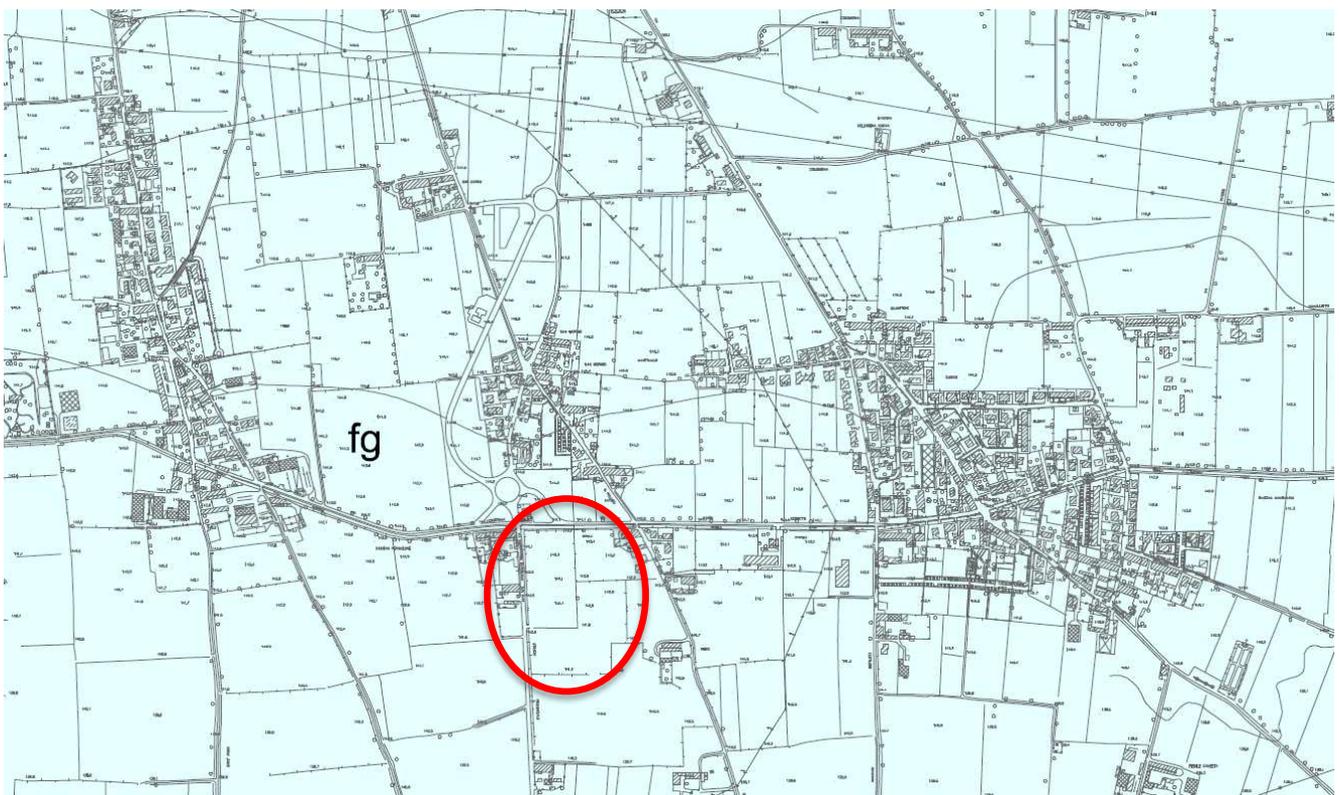
Il sito oggetto di studio si colloca appunto nell'**alta pianura fluvioglaciale e fluviale** costituita da ampie conoidi ghiaioso-sabbiose a morfologia sub pianeggiante o leggermente convessa.

Si tratta di superfici formatesi per colmamento alluvionale durante l'ultima glaciazione da parte dei torrenti alimentati dalle acque di fusione del ghiacciaio Sebino.

2.2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

Dal punto di vista **geologico** il territorio di Castegnato è impostato sui **depositi alluvionali quaternari** che formano il ripiano fondamentale della pianura. In particolare si tratta di **alluvioni fluvio - glaciali** da molto grossolane a ghiaiose che costituiscono l'alta pianura a monte della zona delle risorgive e si raccordano con le cerchie moreniche più alte degli anfiteatri Sebino e Benacense.

STRALCIO DELLA CARTA GEOLOGICA (FONTE PGT COMUNE DI ROVATO)



fg

Deposito fluvioglaciale collegato con le cerchie moreniche più elevate o con le cerchie interne; localmente morenico terrazzato (fg). Ghiaie e sabbie localmente cementate e con grossi massi.

I depositi sono rappresentati da ghiaie poligeniche e sabbie grossolane con ciottoli. Sono talora presenti lenti di sabbie, di limi sabbiosi o argillosi e, localmente, trovanti. La granulometria dei depositi diminuisce gradualmente da Nord-Ovest verso Sud-Est.

Tuttavia, a causa della genesi fluvio-glaciale, i sedimenti presentano una natura ed una granulometria alquanto variabile, con prevalenza della componente grossolana (ghiaia e ciottoli), in relazione ad un ambiente deposizionale caratterizzato da alta energia.

All'interno dei depositi fluvioglaciali dell'alta pianura è possibile riconoscere le seguenti unità litologico-morfologiche:

- **Alta pianura fluvioglaciale**, formazione caratterizzante il sito oggetto dell'intervento, costituita da ampi conoidi ghiaioso-sabbiosi a morfologia subpianeggiante o leggermente convessa. I suoli sono moderatamente profondi (50-100 cm), limitati dal substrato ghiaioso-sabbioso;
- **Superficie leggermente depressa** e ondulata prodotta dall'azione erosiva dello scaricatore fluvioglaciale principale dell'anfiteatro morenico-sebino (Paleo-Longherone) caratterizzata da depositi ghiaiosi grossolani con ciottoli frequenti;
- **Depositi ghiaioso-sabbiosi**, localmente sabbioso-limosi, di origine fluvioglaciale ricoperti da una coltre di materiali fini colluviali e fluviali. I suoli variano da profondi (100-150 cm) a molto profondi (>150 cm). Tale unità si caratterizza per la presenza di un substrato prevalentemente ghiaioso di natura fluvioglaciale al quale si sovrappongono depositi fini, originati dall'azione di rielaborazione e trasporto da parte di corsi d'acqua più recenti provenienti dalle colline (T. Gandovere).

2.2 IDROGRAFIA SUPERFICIALE

Il reticolo idrografico di è alimentato dalle acque derivate dal Fiume Oglio e da quelle di alcuni pozzi ed è caratterizzato da un fitto reticolo di fossi irrigui a maglia per lo più ortogonale.

Dal punto di vista **idrografico**, gli unici due corsi d'acqua di competenza comunale sono il Fosso Carera e il Torrente Plodio i quali scorrono nella parte settentrionale del territorio.

Il resto del territorio pianeggiante di Rovato risulta solcato da un fitto reticolo di canali irrigui che fanno capo al Consorzio di Bonifica Sinistra Oglio.

2.3 IDROGEOLOGIA

Dal punto di vista idrogeologico nel territorio sono presenti depositi prevalentemente ghiaioso-sabbiosi con livelli ciottolosi, caratterizzati da una permeabilità per porosità globalmente medio-alta.

I sedimenti presentano una struttura a grosse lenti contraddistinte da differente granulometria e contengono livelli ciottolosi e lenti sabbioso-limose e limoso-argillose.

Soprattutto nella porzione occidentale del territorio, a partire da 15-20 m di profondità dal piano campagna sono presenti orizzonti conglomeratici compatti o fessurati.

STRALCIO DELLA CARTA IDRGEOLOGICA (DA PGT COMUNE DI ROVATO)



-  Pozzo comunale utilizzato a scopo acquedottistico.
-  Pozzo comunale non utilizzato a scopo acquedottistico.
-  Pozzo privato.
-  Linea isoplezometrica e relativa quota in metri sul livello del mare riferite a dicembre 1996.

Le stratigrafie dei pozzi evidenziano la presenza di almeno due livelli prevalentemente argilloso – limosi. Il primo è potente alcuni metri ed è situato generalmente tra i 30 ÷ 40 m di profondità dal piano campagna. Presenta una certa continuità areale ed un andamento subparallelo alla superficie topografica, mediamente pendente verso sud-est; tali caratteristiche, insieme alla colorazione rossastra, inducono a ritenere che si tratti di un paleosuolo.

Il secondo livello limoso-argilloso, più o meno ghiaioso è caratterizzato da uno spessore di pochi metri e si trova intorno a 60 ÷ 70 m di profondità. Tali orizzonti limoso-argillosi non sono comunque continui su tutto il territorio. I depositi ghiaioso-sabbiosi sono sede di una falda acquifera di buona potenzialità. La presenza di orizzonti a minore permeabilità, costituiti sia da livelli a granulometria

fine che da conglomerati compatti, determina un deflusso preferenziale dell'acqua nei litotipi più permeabili e di conseguenza una circolazione idrica sviluppata preferenzialmente in livelli sovrapposti.

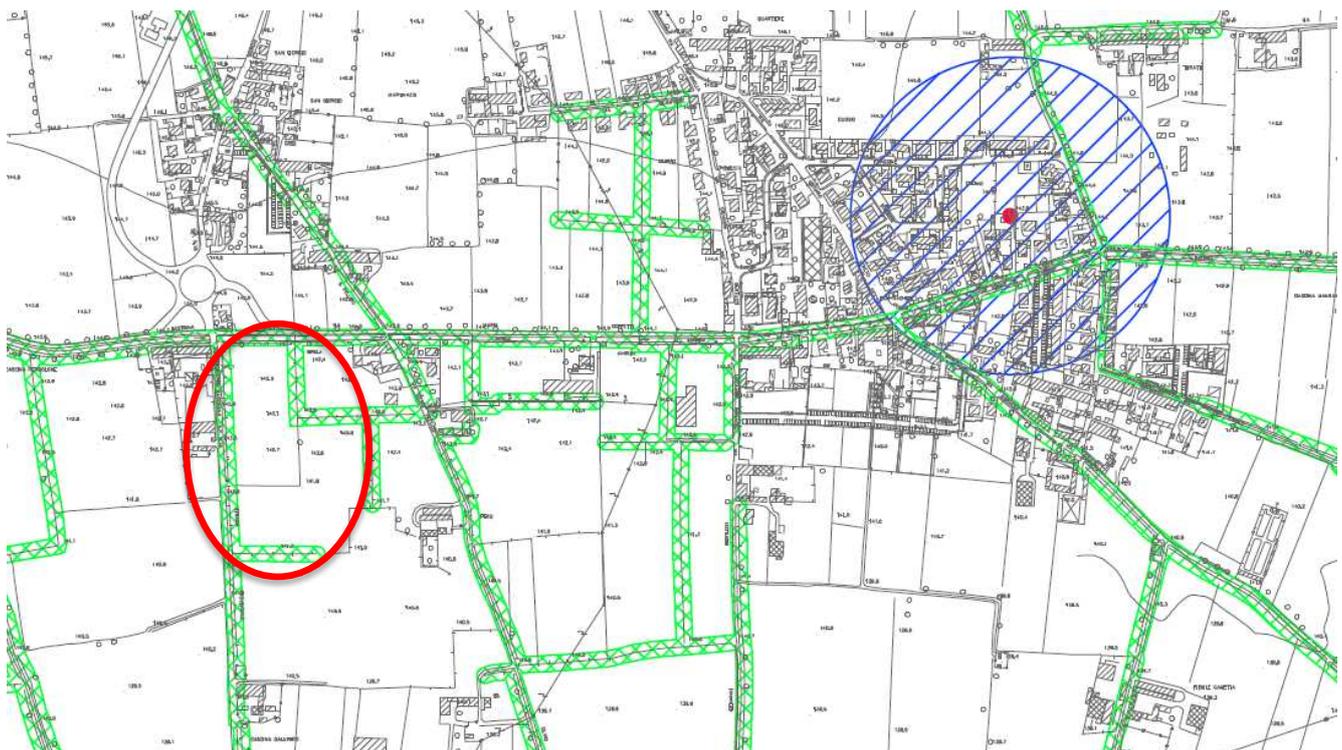
Si tratta quindi di una falda multistrato, all'interno della quale la presenza di orizzonti a minore permeabilità determina fenomeni di drenaggio ritardato.

Il livello della **falda** nel sito di intervento si attesta a circa **30 m da p.c.**

3. INQUADRAMENTO URBANISTICO DELL'AREA

La fase di progettazione preliminare e di valutazione della fattibilità dell'intervento ha previsto l'analisi delle limitazioni d'uso del territorio (vincoli) in particolare modo quelli descritti e presenti nella relazione geologica a corredo del vigente **PGT** comunale e quelli relativi alla normativa sovraordinata (PTCP, Ambientale, Regionale e di Bacino).

STRALCIO CARTA DEI VINCOLI (fonte PGT Comune di Rovato)



 Fascia di rispetto del Reticolo Idrico MInore di competenza consortile.

AREE DI SALVAGUARDIA DELLE CAPTAZIONI AD USO IDROPOTABILE

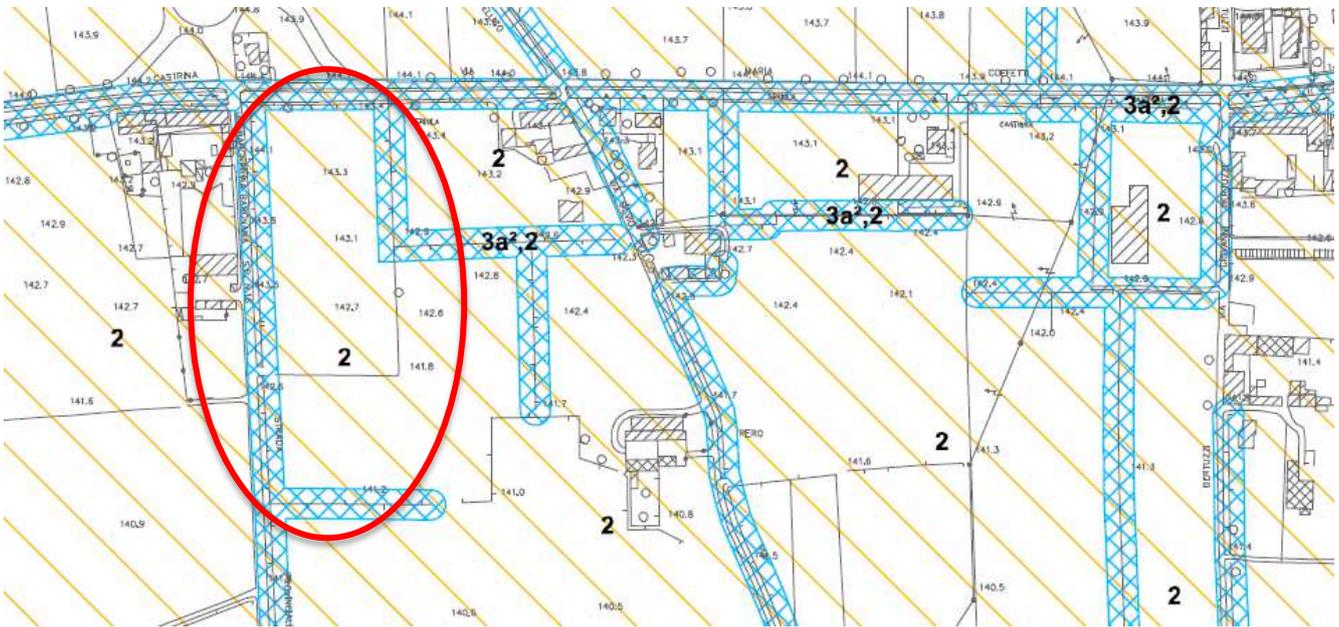
 Zona di tutela assoluta.

 Zona di rispetto.

Secondo la **Direttiva Alluvioni 2007/60/CE - Revisione 2015**, dal Geoportale della Regione Lombardia per l'area in esame non risultano presenti zone a rischio.

Dalla visione della **Carta di Fattibilità Geologica** per le azioni di piano si evince che il sito in esame ricade in **classe 2**, "fattibilità con modeste limitazioni".

STRALCIO CARTA DI FATTIBILITA' GEOLOGICA (fonte PGT Comune di Rovato)



CLASSE 2 - FATTIBILITÀ CON MODESTE LIMITAZIONI

- 

2 - Aree pianeggianti nelle quali le caratteristiche geotecniche dei terreni sono generalmente buone; il grado di vulnerabilità delle acque sotterranee è comunque medio-alto.
- 

3a² - Fasce di rispetto del Reticolo Idrico Minore di competenza consortile..
- 

Z4a - Zona di fondovalle con presenza di depositi fluviali granulari e/o coesivi.

Dallo studio della componente sismica del PGT si evince che l'area di studio ricade in zona **Z4a** (Zona di fondovalle e di pianura con presenza di depositi fluvioglaciali granulari e/o coesivi) e **non** è soggetta ad approfondimenti sismici di III livello.

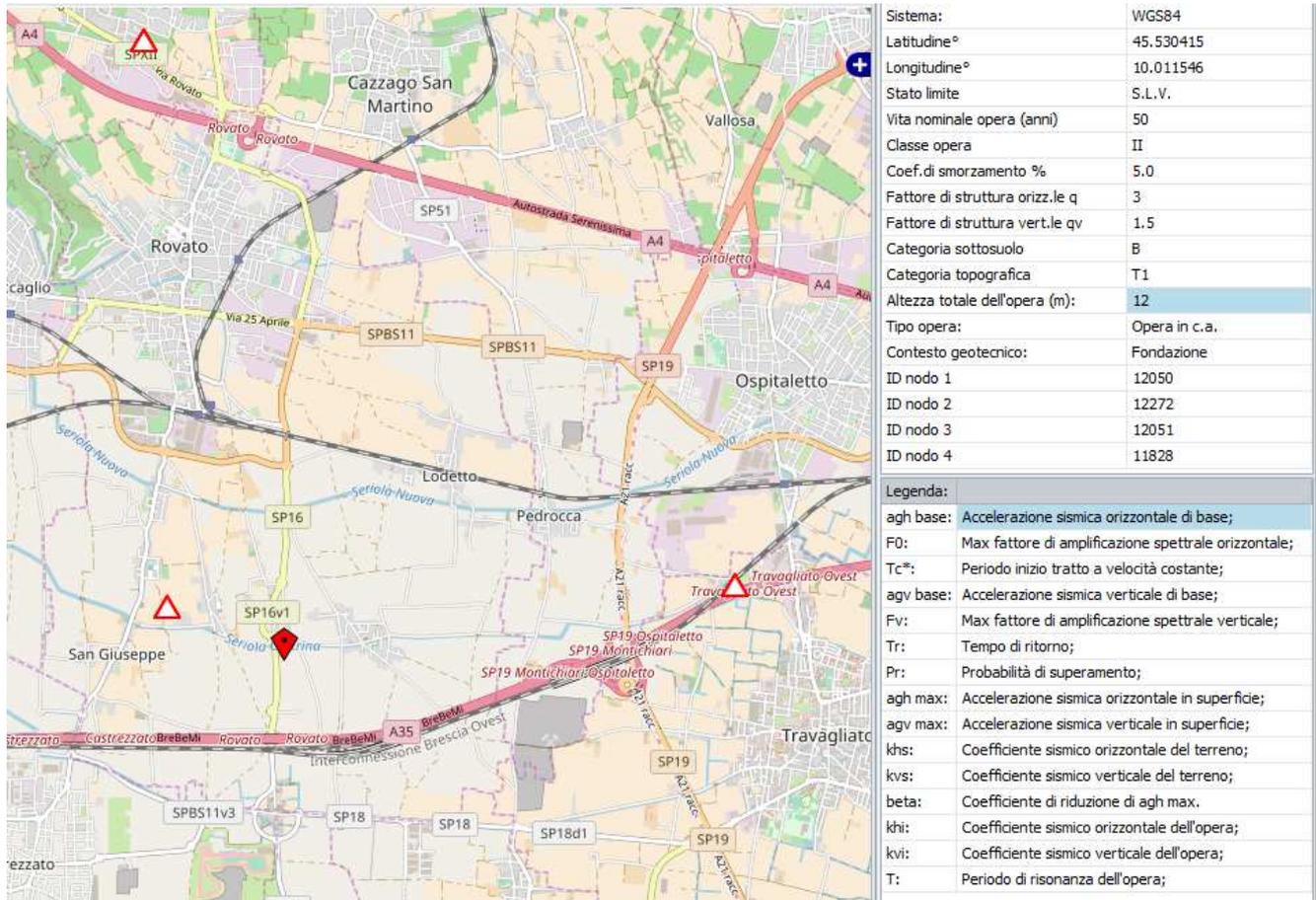
Anche che la procedura semi quantitativa di 2° livello ha evidenziato che lo scenario ascrivibile al lotto oggetto di intervento, cui dalle indagini sismiche risulta in categoria di sottosuolo **B**, la possibile amplificazione sismica risulta **inferiore ai valori di soglia** forniti dalla Regione Lombardia e dalla normativa nazionale e che quindi l'applicazione dello spettro previsto dalla normativa per la categoria di sottosuolo identificata (D.M. 17 gennaio 2018) risulta sufficiente a tenere in considerazione i reali effetti di amplificazione litologica. Per la caratterizzazione della classe di sottosuolo è stata eseguita una indagine geofisica con tecnica **HVSR** per la quale è stato verificata una categoria di sottosuolo di tipo **B** dalla cui successiva **analisi di II livello** emerge che, nell'intervallo di periodo compreso tra 0.1 ÷ 0.5 e 0.5 ÷ 1.5 s, il **valore di Fa risulta inferiore a quello di soglia**, quindi in questo contesto potrà essere confermata una **categoria di sottosuolo** pari a quella misurata, pertanto la **B**.

4. SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

4.1 Determinazione del sisma di progetto.

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018. (appendice B).

Questi i parametri di calcolo impiegati:



Stato	agh base(g)	F0	Tc*	agv base(g)	Fv	Tr(anni)	Pr(%)	agh max(g)	agv max(g)	khs	kvs	beta	khi	kvi	T(s)
S.L.C.	0.1817	2.47	0.29	0.1817	1.42	975	0.05	0.2180	0.1817	0.052	0.026	0.24	0.163	0.057	0.48
S.L.V.	0.1414	2.45	0.27	0.1414	1.25	475	0.1	0.1697	0.1414	0.041	0.020	0.24	0.120	0.039	0.48
S.L.D.	0.0535	2.38	0.23	0.0535	0.74	50	0.63	0.0642	0.0535	0.013	0.006	0.20	0.116	0.013	0.48
S.L.O.	0.0397	2.44	0.21	0.0397	0.66	30	0.81	0.0476	0.0397	0.010	0.005	0.20	0.082	0.009	0.48

4.2 Determinazione Descrizione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel **D.M. 17.01.2018**, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

Calcolo di $a_{gh \max}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove $a_{gbedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock, S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica e S_t il fattore di amplificazione topografica.

La categoria del sottosuolo è stata valutata attraverso la determinazione del parametro

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

- h_i spessore dell'i-esimo strato;
- $V_{s,i}$ 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 da $V_S \geq 800$ 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 $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Sulla base del valore calcolato di V_{s30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico.

Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> 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 .	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.	> 30 m	180	360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.	> 30 m	100	180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.	Fino a 30 m	D	C

I valori delle $V_{s,eq}$ stimati dalle indagini **HVSR** hanno fornito un valore:

- Di circa **362 m/s** rispetto al p.c.;
- Di circa **390 m/s** rispetto al piano di posa delle fondazioni.

in quali pongono il sito, secondo il D.M. 17.01.2018, nella **categoria di sottosuolo B**.

Utilizzando questo dato vengono ricavati i valori di F_a (fattori di amplificazione spettrali) pari a:

SUOLO DI CATEGORIA B

- F_a (nell'intervallo 0.1-0.5 s) = $1.0 < 1.5 \pm 0.1$ (soglia comunale)
- F_a (nell'intervallo 0.5-1.5 s) = $1.6 < 1.7 \pm 0.1$ (soglia comunale)

Quindi nell'analisi di II livello, questi valori sono stati confrontati con quelli di soglia previsti dalla Normativa regionale, nel caso di sottosuolo di tipo **B**, per il Comune di **Rovato** ed i valori di F_a calcolati risultano inferiori a quelli di soglia, quindi in questo contesto viene confermata la **categoria di sottosuolo B**.

Coefficiente stratigrafico S_s

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI S_s	
Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

Coefficiente topografico S_t

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

Coefficiente sismico orizzontale terreno k_{hk}

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$

Valore di AG accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

$$a_g h_{max}(G) = 0,1697$$

4.3 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\theta = \arctg a_{gSLV},$$

da cui si ricava

$$\theta = \arctg 0,1618 = 9,60^\circ$$

5. MODELLO GEOTECNICO

5.1 INDAGINE GEOGNOSTICA IN SITO

5.1.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici, inerenti le caratteristiche del volume di sottosuolo che sarà coinvolto dalle opere di fondazione, sono state eseguite le seguenti indagini:

- n°8 prove penetrometriche dinamiche super pesanti tipo STANDARD (DPSH);
- n°8 scavi esplorativi in sezione ristretta;
- n°1 indagine geofisica con tecnica HVSR.

PROVE PENETROMETRICHE			
PROVA	PROFONDITA' RAGGIUNTA dal piano di camp. att. (m)	PROFONDITA' CHIUSURA FORO dal piano di camp. att. (m)	LIVELLO PIEZOMETRICO dal piano di camp. att. (m)
DPSH 1	5,00	4,80	assente
DPSH 2	4,60	4,5	assente
DPSH 3	4,80	4,70	assente
DPSH 4	5,00	4,60	assente
DPSH 5	5,20	4,30	assente
DPSH 6	4,00	3,20	assente
DPSH 7	4,80	4,00	assente
DPSH 8	4,20	2,80	assente

5.1.2 Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

5.2 STIMA DEI VALORI CARATTERISTICI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DEL TERRENO

L'indagine in sito, tarata come scritto con l'indagine geofisica eseguita nel sito adiacente, ha rilevato una litologia ed una stratigrafia, con conseguente parametrizzazione geotecnica, come nel modello geotecnico di seguito riportato.

La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (valori di N_{spt}) si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7.

Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di N_{spt} ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;

- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di N_{spt} con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{S_p}{\sqrt{n}} \right)$$

dove:

- p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (N_{spt});
- p_m = valore medio del parametro (N_{spt});
- n = numero di misure;
- S_p = deviazione standard delle misure;
- $t_{n-1}^{0,05}$ = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

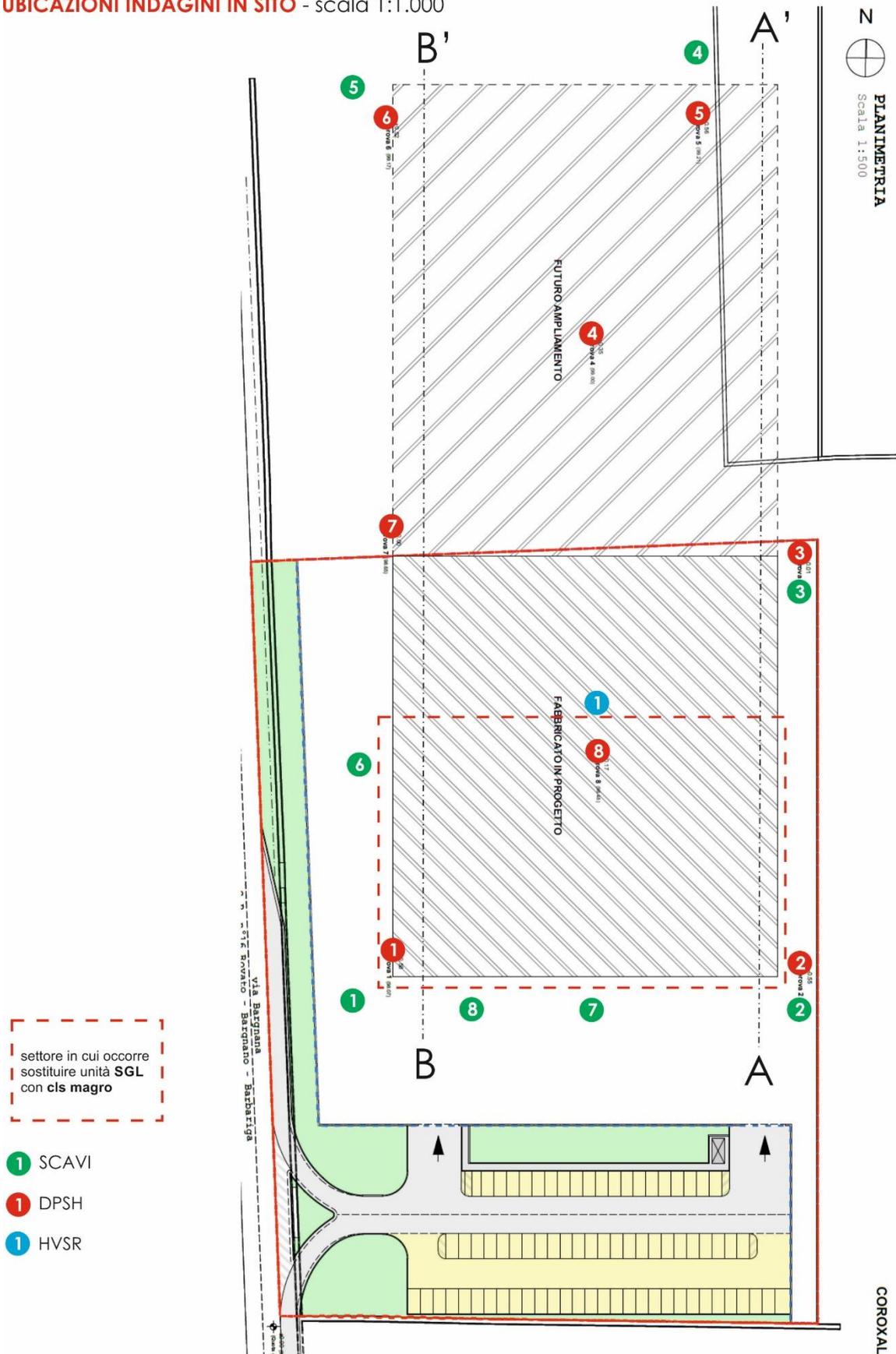
I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati.

Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

(“Se l’edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell’ambito dell’intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l’edificio stesso.”) e nella Circolare 02.02.2009 (*“...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti.”*).

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO											
Profondità Da m a m	Unit. Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Φ cv (°)	Dr (%)	c_u kg/cm ²	c' kg/cm ²	O.C.R.	γ_{nat} t/m ³	E_s kg/cm ²	M kg/cm ²
p.c. ÷ 1,40	SGL	Sabbia ghiaioso limoso sciolta in matrice coesiva	29	25	30	-	0,20	-	1,80	-	-
1,40 ÷ 3,00	SG	Sabbia ghiaiosa ciottolosa mediamente addensata	31	28	70	-	0,10	-	1,80	300	-
3,00 ÷ 20	GS	Ghiaia sabbiosa ciottolosa addensata	36	30	85	-	0,10	-	1,90	450	-
Profondità della falda 30 m da p.c.											
METODO CALCOLO PRINCIPALI											
denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo								
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Meyerhof - >5% di limo								
Angolo di attrito a volume costante	Φ cv	(°)	Bolton								
Densità relativa incoerenti	Dr	(%)	Terzaghi e Peck								
Coesione non drenata	c_u	(kg/cm ²)	Shioi-Fukui 10<IP<40								
Coesione efficace (drenata)	c'	(kg/cm ²)	Mesre et Al.								
Rapporto di sovra consolidazione	O.C.R.	-	Ladd & Foot								
Peso di volume incoerenti	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con Dr%								
Peso di volume coesivi	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con c_u								
Modulo di Young incoerenti	E_s	(kg/cm ²)	Tornaghi et Al.								
Modulo edometrico coesivi	M	(kg/cm ²)	Stroud e Butler IP>40								
SG	Unità geotecnica considerata per calcolo capacità portante (condizioni drenate)										

UBICAZIONI INDAGINI IN SITO - scala 1:1.000



6. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU, SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

6.1 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE DEI TERRENI IN CONDIZIONI SISMICHE

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

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

In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

6.1.2 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 $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} 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 Fig. 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

6.1.3 VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE NEL SITO IN ESAME

L'applicazione dei criteri riferiti ai punti 2, 3, 4 previsti dalla Normativa nazionale (D.M. 17.01.2018) consentono di **escludere la possibilità di liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

6.2 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (SLU, SLV).

6.2.1 Azioni sulla fondazione.

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M.17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche) (SLU);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche) (SLV).

6.2.2 Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione è stata calcolata utilizzando la relazione di **Brinch Hansen**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione. Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). Sono state ipotizzate tipologie di **fondazioni con plinti** aventi dimensioni e profondità di incasso come riportato in tabella.

I parametri geotecnici utilizzati per la stima della capacità portante sono quelli ascrivibili all'unità geotecnica **SG** indicata nella tabella di cui al capitolo 5, quindi vista la pendenza del lotto di terreno da Nord a Sud a cui è associato un dislivello superiore al metro, a seconda del piano di imposta dei plinti, sarà necessario sostituire al di sotto di essi l'unità definita come **SGL con cls magro** (vedi figure).

SLU						
FONDAZIONE CON PLINTI PIANTA QUADRA						
B (m)	L (m)	Df (m)	Incl. carico su B (°)	Inc. carico su L (°)	Prof. cuneo efficace (m)	Q _{SLU} (kg/cm ²)
3,00	3,00	1,50	0	0	2,70	4,10
3,50	3,50	1,50	0	0	3,20	4,30
4,00	4,00	1,50	0	0	3,70	4,50
FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA Q _{SLU}						
FS PARZIALE PER φ: 1,00			FS PARZIALE PER C: 1,00		FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30	

SLV						
FONDAZIONE CON PLINTI PIANTA QUADRA						
B (m)	L (m)	Df (m)	Incl. carico su B (°)	Inc. carico su L (°)	Prof. cuneo efficace (m)	Q _{SLV} (kg/cm ²)
3,00	3,00	1,50	9,60	9,60	2,70	2,90
3,50	3,50	1,50	9,60	9,60	3,20	3,00
4,00	4,00	1,50	9,60	9,60	3,70	3,10
FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA Q _{SLV}						
FS PARZIALE PER φ: 1,00			FS PARZIALE PER C: 1,00		FATTORE SICUREZZA GLOBALE: 2,30	

Non essendo disponibili i carichi definitivi di progetto la verifica della condizione:

$$E_d \leq R_d (R_d = Q)$$

dove E_d e R_d sono, rispettivamente, i valori di progetto dell'azione e della resistenza, con R_d = Q, dovrà essere condotta successivamente dal progettista.

6.3 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

6.3.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione.

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'imposta delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione).

E' importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti. È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

6.3.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione). In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti.

Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**.

Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi ed incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

Cedimenti nei terreni incoerenti. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento.

La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Qz / Ed$$

in cui:

DH=spessore dello strato;

Qz=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

Ed=modulo di deformazione dello strato.

Cedimenti nei terreni coesivi. (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità).

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$Ed = 1/mv;$$

in cui

mv=modulo di compressibilità volumetrica dello strato.

Cedimenti assoluti e differenziali.

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera. Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm in terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm in terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S2 - S1)/L12$$

in cui

Dang=distorsione angolare;

S2=cedimento assoluto nel punto 2;

S1=cedimento assoluto nel punto 1;

L12=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

Cedimento ammissibile delle strutture

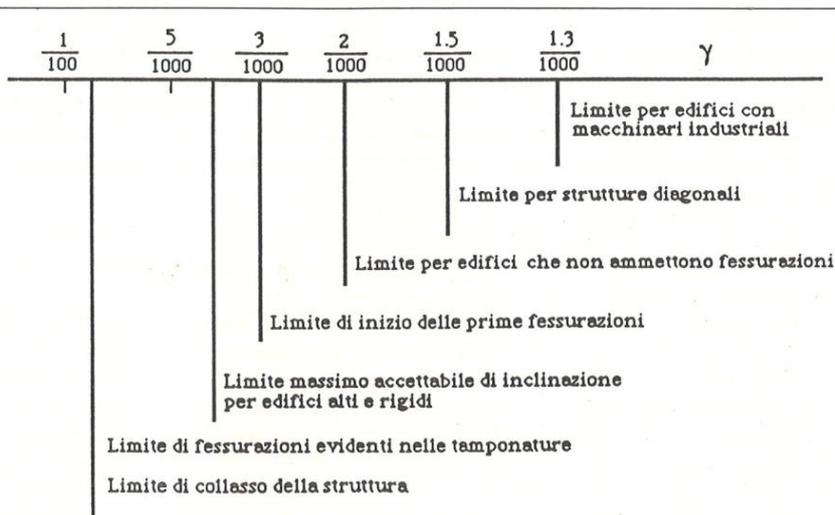
Tipo di movimento	Tipo di struttura	Intervallo dei valori di cedimento massimo ammissibile
Cedimento rigido o assoluto	(1) Edifici in muratura	da 2 a 5 cm
	Edifici intelaiati	2 10
	Strutture molto snelle e flessibili	10 30
	Fognature	15 30
	Dislivello edificio/sede stradale	30 60
Rotazione rigida o inclinazione	Strutture molto snelle e flessibili	4‰ (dell'altezza)
	Gru	3‰ (dell'altezza)
Cedimento differenziale	Muri in mattoni, elevati	da 0.5 a 1‰ di L ⁽²⁾
	Lesioni su intonaci	1‰ di L
	Edifici intelaiati in acciaio, continui	2‰ di L
	Edifici intelaiati in c.a.	2 a 4‰ di L
	Edifici a setti in c.a.	3‰ di L

¹ Possibilità di cedimenti differenziali.

² Distanza tra due punti con differente cedimento espresso in millesimi (cm/10 m).

Fonte: Cestelli Guidi, 1981, modificato.

Limiti di distorsioni angolari ammissibili per vari tipi strutturali



Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.

6.3.3 Risultati del calcolo.

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente.

Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** (k di Winkler) del terreno di fondazione è stato applicato il metodo di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione.

Per modulo o coefficiente di sottofondazione si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno:

$$k = Q/s.$$

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo di k. Nel seguente lavoro è stata utilizzata la relazione di **Bowles (1974)** il quale propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c$$

dove

- $f_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$;
- $Q = \text{carico di esercizio (kPa)}$.

6.3.4 Stima agli stati limite di esercizio (S.L.E.)

CEDIMENTI ASSOLUTI

La stima è stata eseguita utilizzando un carico unitario verticale uguale ed inferiore a quello risultante allo **S.L.V.** (condizioni sismiche).

Successivamente (seconda tabella) è stata eseguita una back analysis al fine di determinare il carico di esercizio tale per cui si abbia un cedimento assoluto contenuto nei 25 mm.

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalla fondazione si dissipano completamente.

Poiché nel sottosuolo, all'interno del volume significativo coinvolto dalla pressione esercitata dalle fondazioni al terreno, sono presenti depositi a comportamento **granulare**, sulla base di indicazioni

presenti in letteratura, è stato deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **25 mm**.

SLE							
FONDAZIONI CON PLINTI PIANTA QUADRA							
B (m)	L (m)	Df (m)	Cedimento Immediato (mm)	Cedimento di Cons. (mm)	Cedimento totale (mm)	Carico di calcolo (kg/cm ²)	K WINKLER (kg/cm ³)
0,60	10	0,60	25	0	25	2,90	3,50
0,80	10	0,60	30	0	30	3,00	-
1,00	10	0,60	35	0	35	3,10	-

La tabella che segue è stata realizzata eseguendo una back analysis in modo tale da individuare il carico di esercizio tale per cui, a seconda delle dimensioni del plinto, non si instauri un cedimento assoluto superiore ai 25 mm.

SLE – back analysis							
FONDAZIONI CON PLINTI PIANTA QUADRA							
B (m)	L (m)	Df (m)	Cedimento Immediato (mm)	Cedimento di Cons. (mm)	Cedimento totale (mm)	Carico di calcolo (kg/cm ²)	K WINKLER (kg/cm ³)
0,60	10	0,60	25	0	25	2,90	3,50
0,80	10	0,60	25	0	25	2,60	3,10
1,00	10	0,60	25	0	25	2,30	2,75

CEDIMENTI DIFFERENZIALI

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS tra due punti e la loro distanza reciproca L , ossia $\gamma = \Delta S/L$: i cedimenti differenziali attesi, considerando i carichi di calcolo indicati nella seconda tabella risultano essere compresi nei limiti consentiti.

6.4 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma.

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

7. CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato.

I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che, in base alla **D.g.r. 11 luglio 2014 – n. X/2129**, il Comune di **Rovato (BS)** viene classificato in **zona sismica 3**;
- Da una indagine sismica eseguita con metodologia **HVSR** ed a seguito dell'**analisi di II livello** è stata assegnata al terreno sito al di **sotto del piano di posa delle fondazioni** la **categoria di sottosuolo B** (secondo il D.M. 17.01.2018);
- La **verifica alla liquefazione dei terreni** è stata omessa per i cui motivi si rimanda al capitolo specifico;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili.

Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;

- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Si consiglia inoltre di inserire gli elementi di fondazione a tappe successive e durante le fasi costruttive nelle quali sono riconoscibili l'apporto delle varie categorie di pesi e di carichi che possiamo sintetizzare in: peso proprio della struttura intelaiata, peso proprio dei carichi permanenti e carichi (sovraccarichi) accidentali;
- Si ricorda che i **parametri geotecnici** utilizzati per la stima della capacità portante sono quelli ascrivibili all'unità geotecnica **SG** indicata nella tabella di cui al capitolo 5, quindi vista la pendenza del lotto di terreno da Nord a Sud a cui è associato un dislivello superiore al metro, a seconda del

piano di imposta dei plinti, sarà necessario sostituire al di sotto di essi l'unità definita come **SGL con cls magro**;

- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Puegnago del Garda (BS), 03 aprile 2018

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



INDAGINI GEOTECNICHE IN SITO

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA SUPERPESANTE (DPSH) – TIPO STANDARD

La prova **penetrometrica dinamica (DP)** è una prova puntuale che consiste nell'infiggere verticalmente nel terreno una punta conica metallica posta all'estremità di un'asta di acciaio, prolungabile con l'aggiunta di successive aste.

PESO MAGLIO	63,5 kg
CADUTA	75 cm
PENETRAZIONE STANDARD	20 cm (N₂₀)
LUNGHEZZA ASTE	100 cm
DIAMETRO ESTERNO ASTE	32 mm
MASSA ASTE	6 kg per metro
DIAMETRO BASE PUNTA CONICA	51 mm
ANGOLO APERTURA PUNTA CONICA	90°
LUNGHEZZA RIVESTIMENTO	100 cm
DIAMETRO RIVESTIMENTO	48 cm

L'infissione avviene per battitura, facendo cadere da una altezza costante un maglio di un dato peso.

Si contano i colpi necessari per la penetrazione di ciascun tratto di lunghezza stabilita.

Le aste, per ridurre l'attrito laterale, possono scorrere all'interno ed alternativamente ad un rivestimento esterno, anch'esso di acciaio.

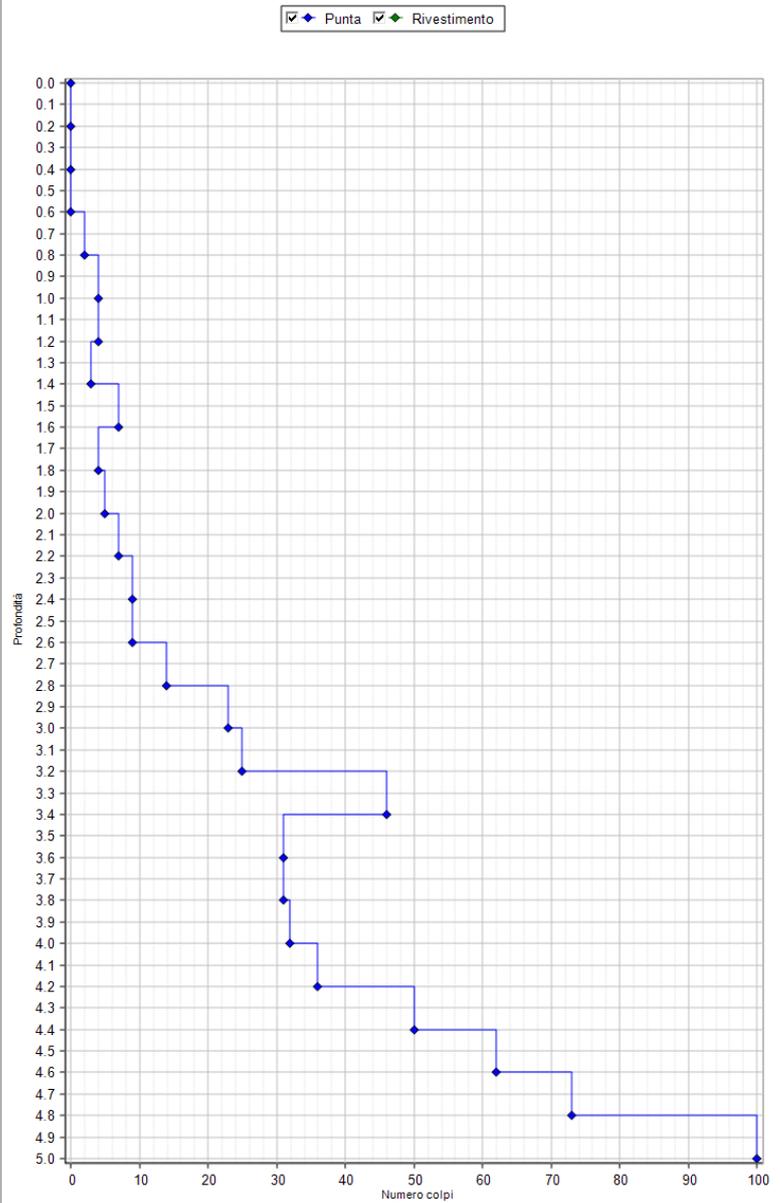
L'energia di infissione è fornita da un maglio che cade da un'altezza costante di 75 cm, per mezzo di un dispositivo di sganciamento automatico compiendo per ogni battuta un lavoro specifico.

Il penetrometro utilizzato è un **PAGANI TG 63/200 Super Pesante (DPSH)** equipaggiato tipo "STANDARD" come nella scheda descrittiva di seguito riportata.



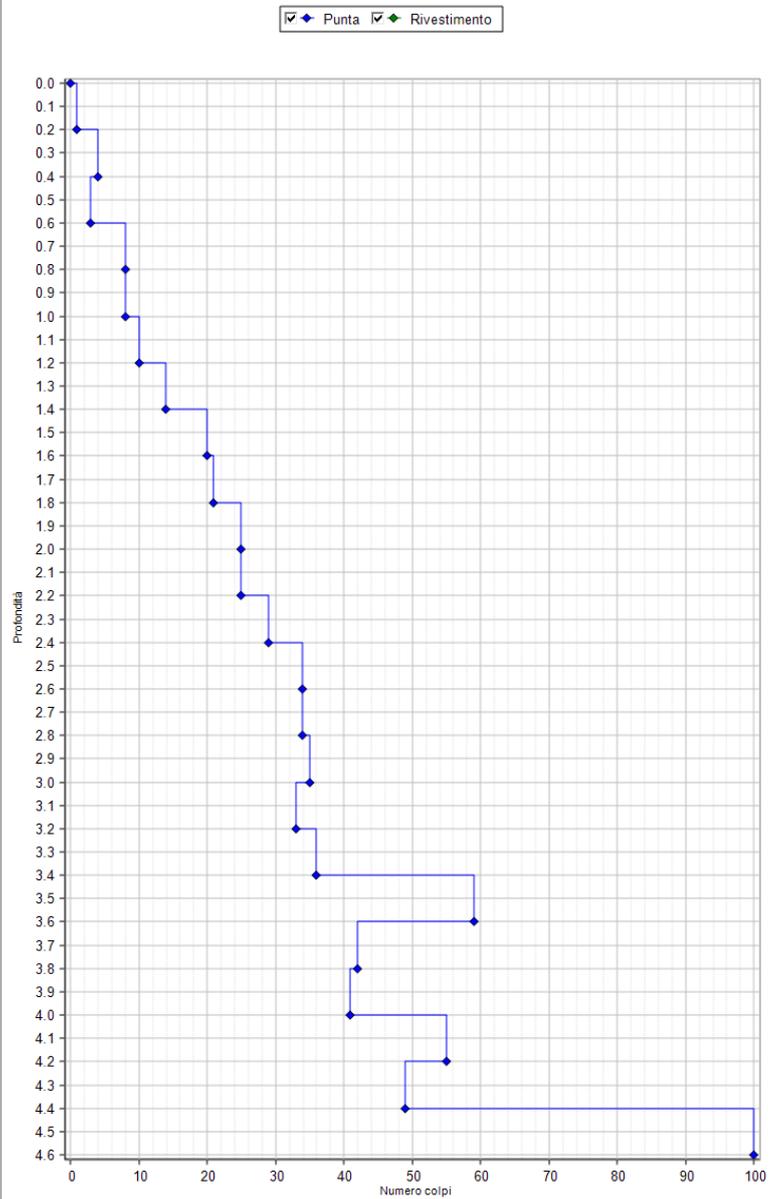
DPSH 1

N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0		0	
2	0.40	0		0	
3	0.60	0		0	
4	0.80	2		3	
5	1.00	4		6	
6	1.20	4		6	
7	1.40	3		5	
8	1.60	7		11	
9	1.80	4		6	
10	2.00	5		8	
11	2.20	7		11	
12	2.40	9		14	
13	2.60	9		14	
14	2.80	14		21	
15	3.00	23		35	
16	3.20	25		38	
17	3.40	46		69	
18	3.60	31		47	
19	3.80	31		47	
20	4.00	32		48	
21	4.20	36		54	
22	4.40	50		75	
23	4.60	62		93	
24	4.80	73		110	
25	5.00	100		150	



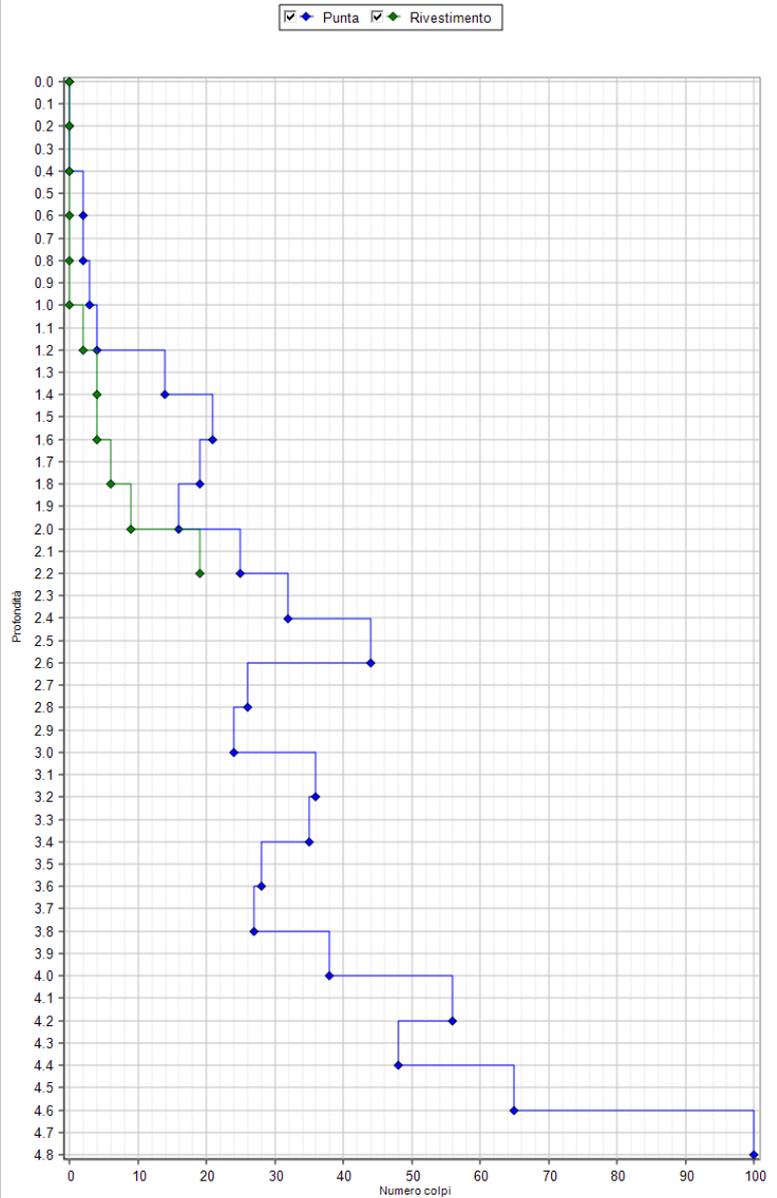
DPSH 2

N.	Prof. (m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	1		2	
2	0.40	4		6	
3	0.60	3		5	
4	0.80	8		12	
5	1.00	8		12	
6	1.20	10		15	
7	1.40	14		21	
8	1.60	20		30	
9	1.80	21		32	
10	2.00	25		38	
11	2.20	25		38	
12	2.40	29		44	
13	2.60	34		51	
14	2.80	34		51	
15	3.00	35		53	
16	3.20	33		50	
17	3.40	36		54	
18	3.60	59		89	
19	3.80	42		63	
20	4.00	41		62	
21	4.20	55		83	
22	4.40	49		74	
23	4.60	100		150	



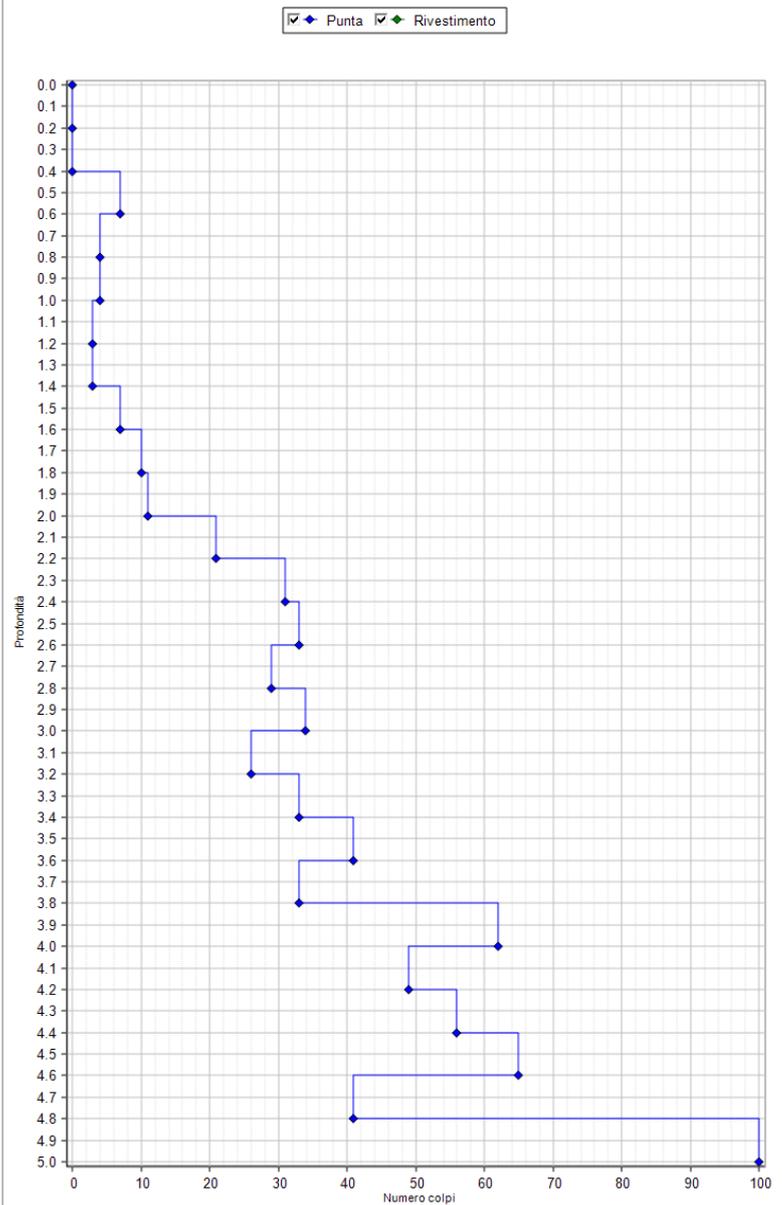
DPSH 3

N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0	0	0	0
2	0.40	0	0	0	0
3	0.60	2	0	3	0
4	0.80	2	0	3	0
5	1.00	3	0	5	0
6	1.20	4	2	6	3
7	1.40	14	4	21	6
8	1.60	21	4	32	6
9	1.80	19	6	29	9
10	2.00	16	9	24	14
11	2.20	25	19	38	29
12	2.40	32		48	
13	2.60	44		66	
14	2.80	26		39	
15	3.00	24		36	
16	3.20	36		54	
17	3.40	35		53	
18	3.60	28		42	
19	3.80	27		41	
20	4.00	38		57	
21	4.20	56		84	
22	4.40	48		72	
23	4.60	65		98	
24	4.80	100		150	



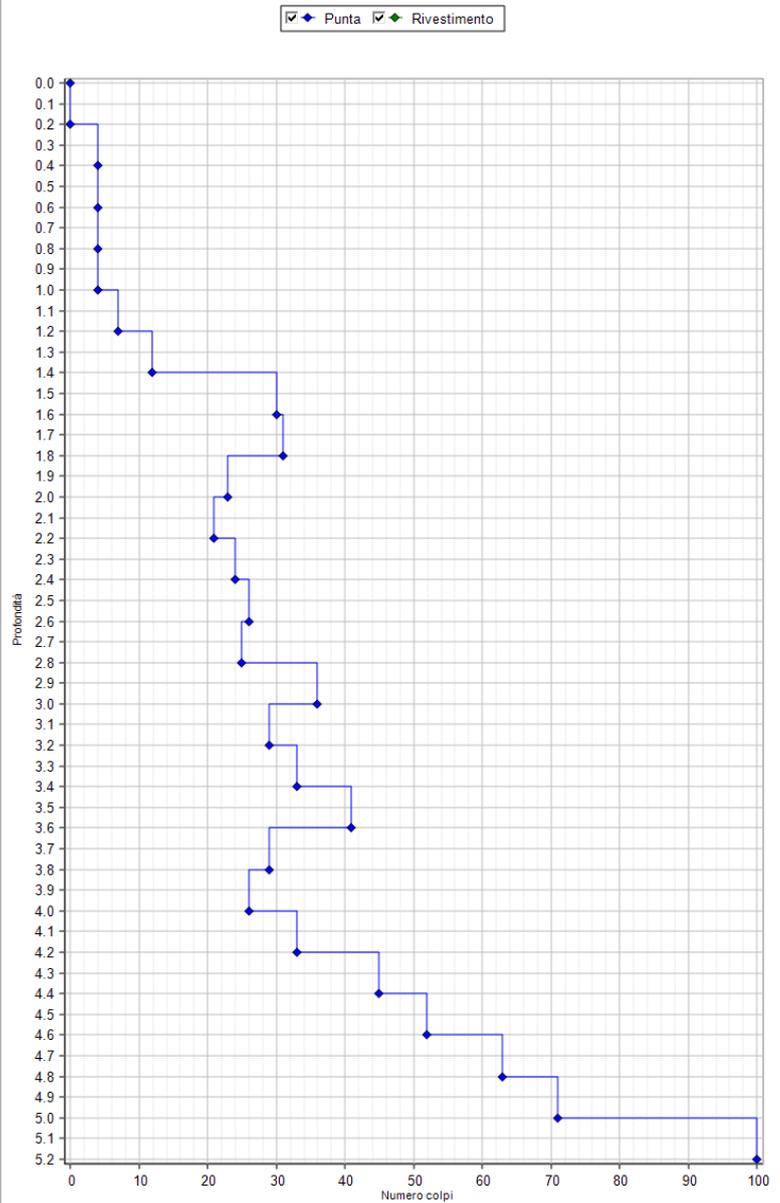
DPSH 4

N.	Prof. (m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0		0	
2	0.40	0		0	
3	0.60	7		11	
4	0.80	4		6	
5	1.00	4		6	
6	1.20	3		5	
7	1.40	3		5	
8	1.60	7		11	
9	1.80	10		15	
10	2.00	11		17	
11	2.20	21		32	
12	2.40	31		47	
13	2.60	33		50	
14	2.80	29		44	
15	3.00	34		51	
16	3.20	26		39	
17	3.40	33		50	
18	3.60	41		62	
19	3.80	33		50	
20	4.00	62		93	
21	4.20	49		74	
22	4.40	56		84	
23	4.60	65		98	
24	4.80	41		62	
25	5.00	100		150	



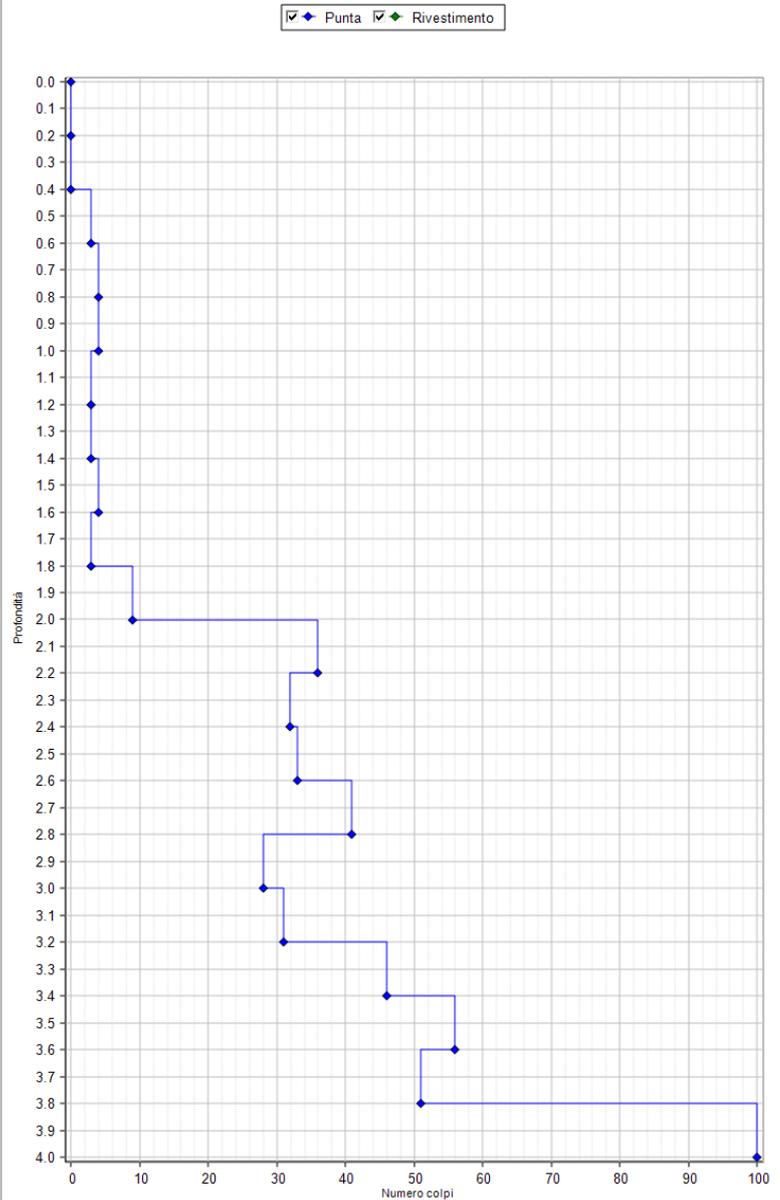
DPSH 5

N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0		0	
2	0.40	4		6	
3	0.60	4		6	
4	0.80	4		6	
5	1.00	4		6	
6	1.20	7		11	
7	1.40	12		18	
8	1.60	30		45	
9	1.80	31		47	
10	2.00	23		35	
11	2.20	21		32	
12	2.40	24		36	
13	2.60	26		39	
14	2.80	25		38	
15	3.00	36		54	
16	3.20	29		44	
17	3.40	33		50	
18	3.60	41		62	
19	3.80	29		44	
20	4.00	26		39	
21	4.20	33		50	
22	4.40	45		68	
23	4.60	52		78	
24	4.80	63		95	
25	5.00	71		107	
26	5.20	100		150	



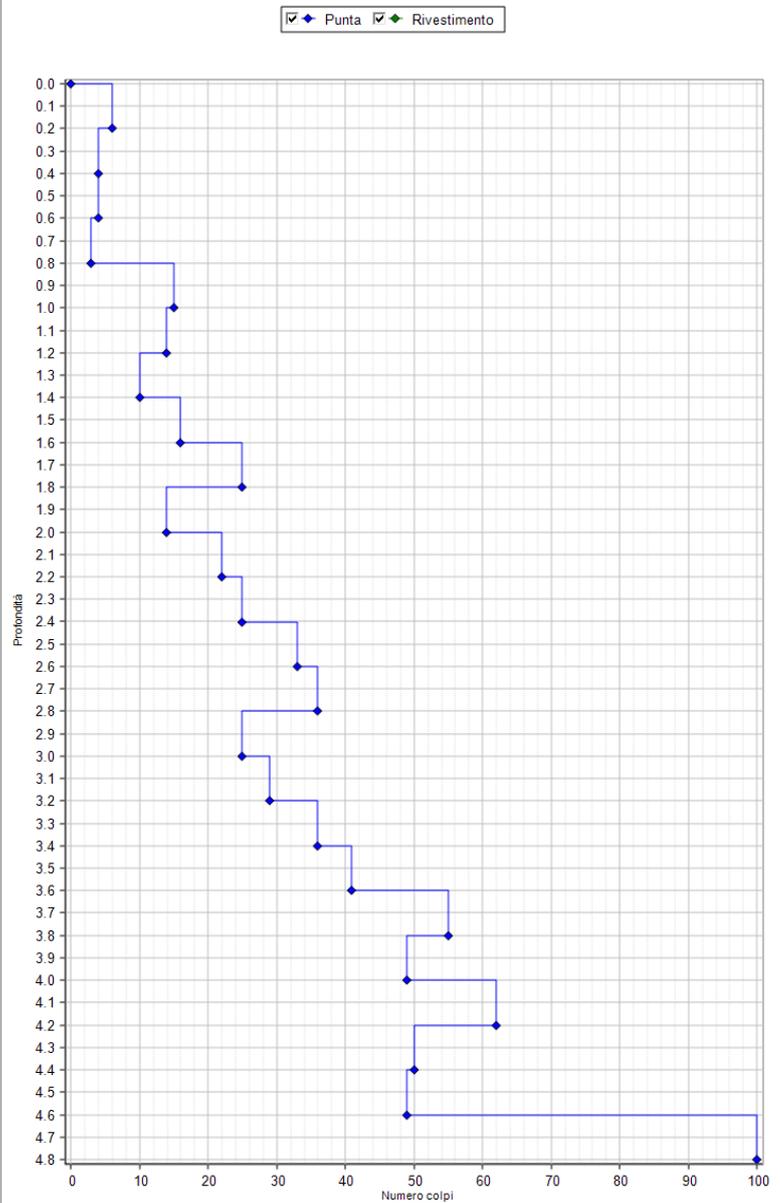
DPSH 6

N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0		0	
2	0.40	0		0	
3	0.60	3		5	
4	0.80	4		6	
5	1.00	4		6	
6	1.20	3		5	
7	1.40	3		5	
8	1.60	4		6	
9	1.80	3		5	
10	2.00	9		14	
11	2.20	36		54	
12	2.40	32		48	
13	2.60	33		50	
14	2.80	41		62	
15	3.00	28		42	
16	3.20	31		47	
17	3.40	46		69	
18	3.60	56		84	
19	3.80	51		77	
20	4.00	100		150	



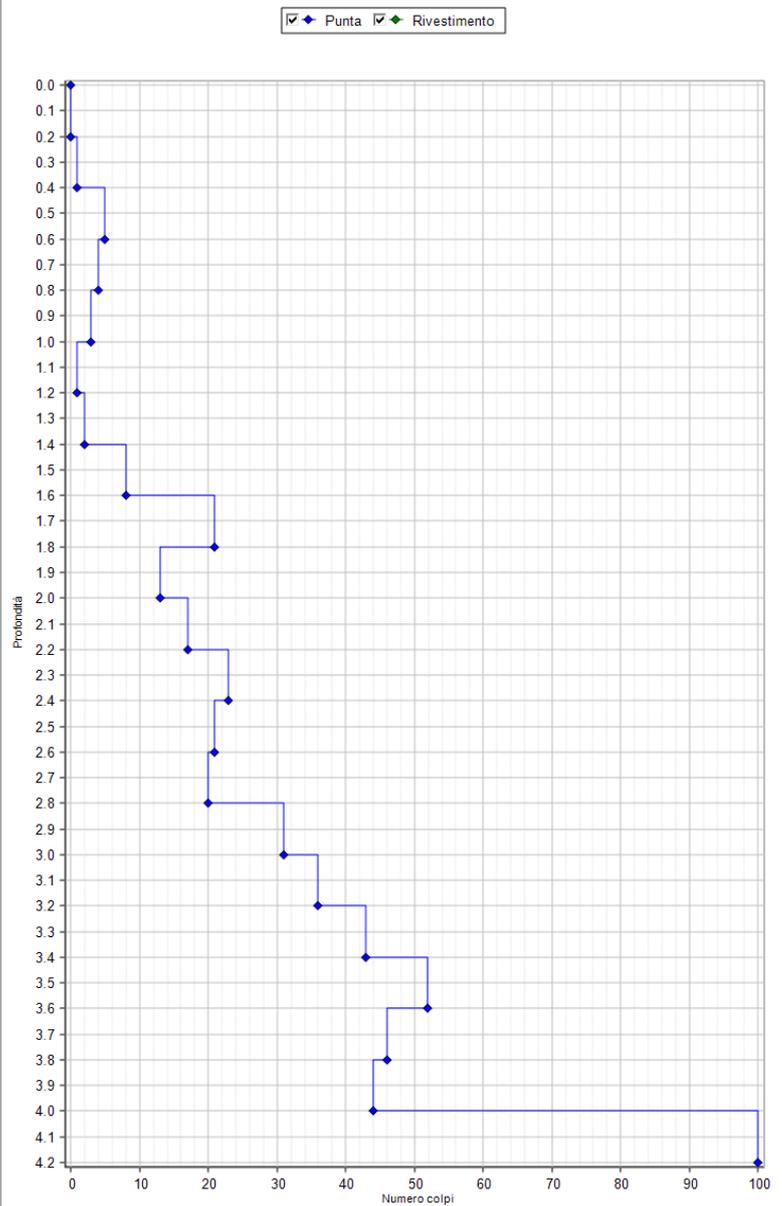
DPSH 7

N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.lo	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	6		9	
2	0.40	4		6	
3	0.60	4		6	
4	0.80	3		5	
5	1.00	15		23	
6	1.20	14		21	
7	1.40	10		15	
8	1.60	16		24	
9	1.80	25		38	
10	2.00	14		21	
11	2.20	22		33	
12	2.40	25		38	
13	2.60	33		50	
14	2.80	36		54	
15	3.00	25		38	
16	3.20	29		44	
17	3.40	36		54	
18	3.60	41		62	
19	3.80	55		83	
20	4.00	49		74	
21	4.20	62		93	
22	4.40	50		75	
23	4.60	49		74	
24	4.80	100		150	

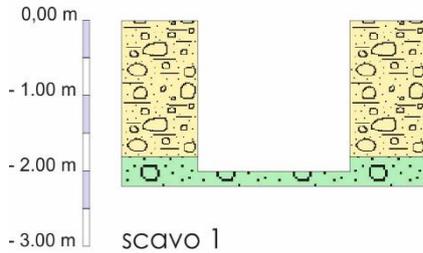


DPSH 8

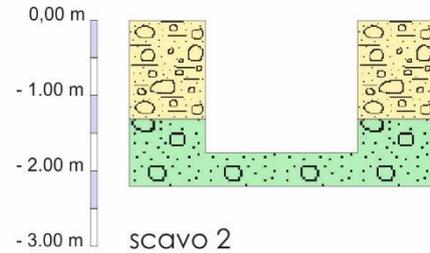
N.	Prof.(m)	N.punta	N.riv.to	Nspt eq.	N.riv.c.
1	0.20	0		0	
2	0.40	1		2	
3	0.60	5		8	
4	0.80	4		6	
5	1.00	3		5	
6	1.20	1		2	
7	1.40	2		3	
8	1.60	8		12	
9	1.80	21		32	
10	2.00	13		20	
11	2.20	17		26	
12	2.40	23		35	
13	2.60	21		32	
14	2.80	20		30	
15	3.00	31		47	
16	3.20	36		54	
17	3.40	43		65	
18	3.60	52		78	
19	3.80	46		69	
20	4.00	44		66	
21	4.20	100		150	



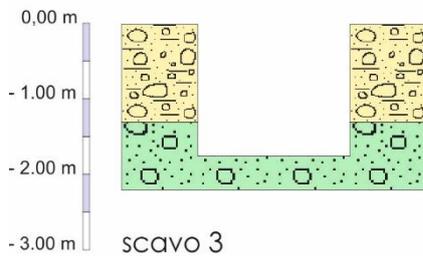
SCAVI



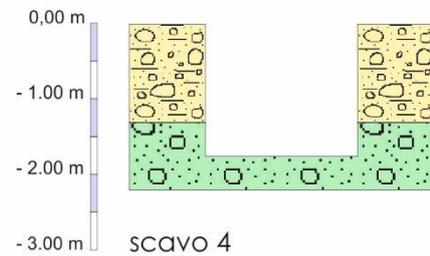
scavo 1



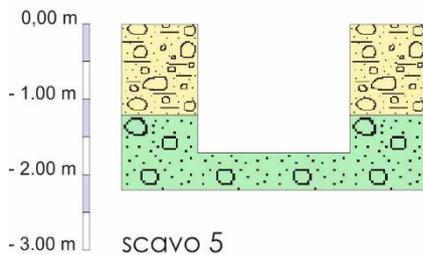
scavo 2



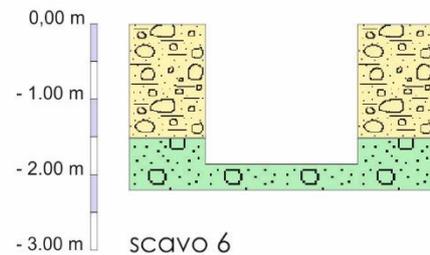
scavo 3



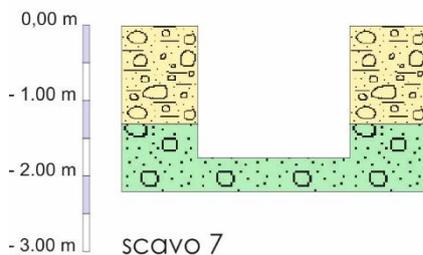
scavo 4



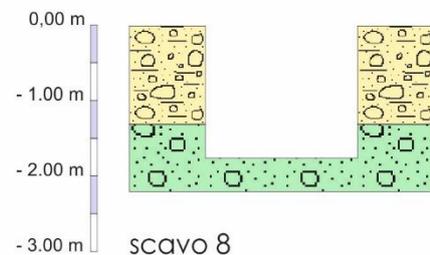
scavo 5



scavo 6



scavo 7



scavo 8

