

REGIONE VENETO

PROVINCIA DI PADOVA

COMUNE DI
SAN GIORGIO IN BOSCO

PROGETTO PER L'INSEDIAMENTO NUOVO
STABILIMENTO PER IMBOTTIGLIAMENTO ACQUA
MINERALE IN VIA SAN NICOLÒ A SAN GIORGIO IN
BOSCO (PD).

**INDAGINE GEOGNOSTICA
RELAZIONE GEOLOGICA E
GEOTECNICA**

D.M. 17/01/2018-AGGIORNAMENTO DELLE “NORME
TECNICHE PER LE COSTRUZIONI”
CIRCOLARE N° 7 DEL 21/01/20019, C.S.LL.PP



COMMITTENTE

STUDIO TECNICO ASSOCIATO

SVEGLIADO

PER CONTO DEL **DITTA AQUA VERA S.P.A.**



Dott. geol. Laura Armellini

TORRI DI QUARTESOLO MARZO 2025

INDICE

- 1.- PREMESSA
- 2.- RIFERIMENTI NORMATIVI
- 3.- MODELLO GEOLOGICO
- 4.-MODELLO GEOTECNICO - PARAMETRIZZAZIONE
- 5.-SITUAZIONE IDROGEOLOGICA
- 6.- CALASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA
- 7.- CONCLUSIONI

FIGURE NEL TESTO

- COROGRAFIA
- ESTRATTO GOOGLE MAPS
- UBICAZIONE INDAGINI IN SITO E D'ARCHIVIO E TRACCIA DELLE SEZIONI GEOLOGICHE
- SEZIONI GEOLOGICHE

ALLEGATI A FINE RELAZIONE

ALLEGATO 1:

- *Metodi d'interpretazione delle prove penetrometriche dinamiche*
- *Diagrammi penetrometrici*
- *Diagrammi stratigrafici dei sondaggi S1-SA-SB*
- *Documentazione fotografica del sondaggio S1*

ALLEGATO 2:

- *Certificati delle prove geotecniche di laboratorio*

ALLEGATO 3:

- *Riferimenti teorici verifica alla liquefazione*
- *Tabulati di calcolo*

1.- PREMESSA

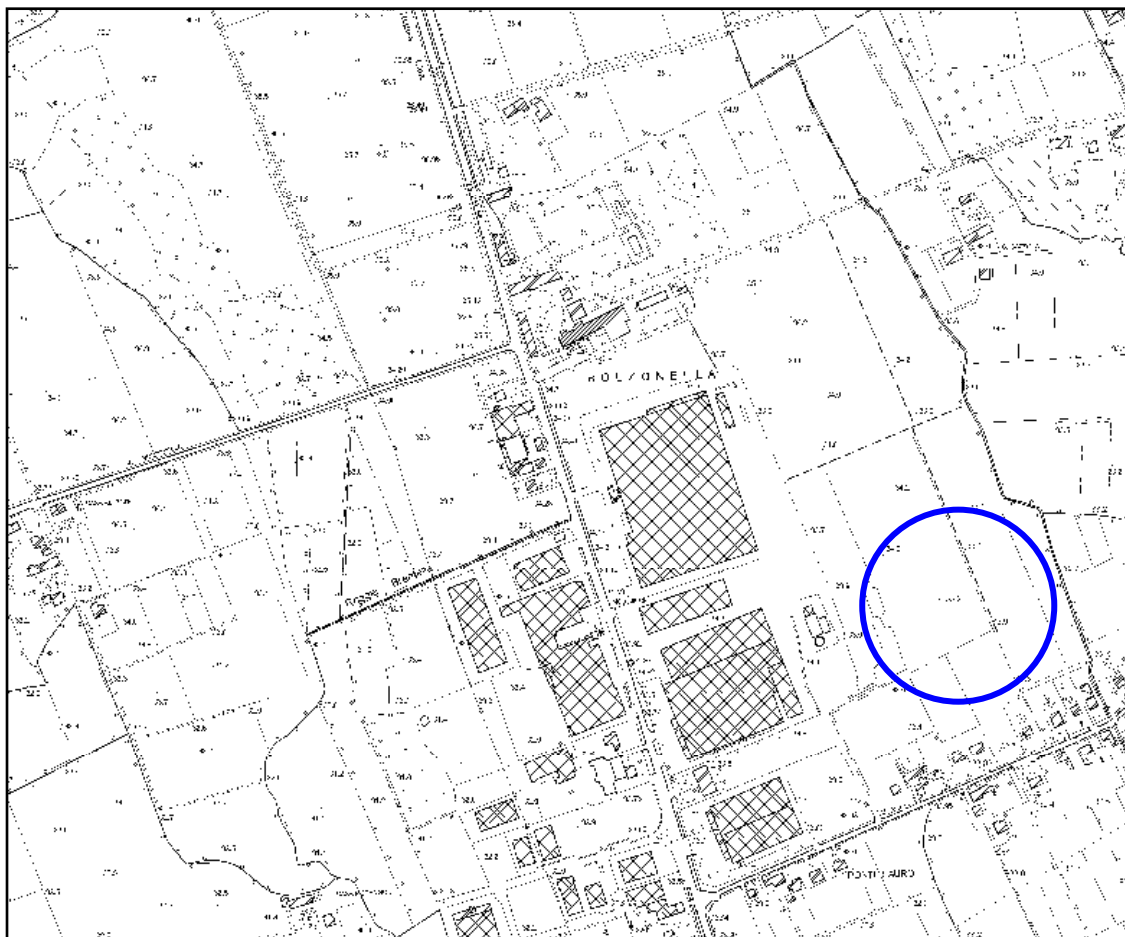
1.1. Su incarico dello *Studio Tecnico Associato Svegliado*, per conto della *ditta Aqua Vera S.p.A*, abbiamo eseguito una indagine geognostica per “l’insediamento di nuovo stabilimento per imbottigliamento acqua minerale” in Via San Nicolò in Comune di San Giorgio in Bosco (PD).

Il sito di intervento è indicato in corografia e nell’estratto di Google Maps di coordinate:
MONTE MARIO/GAUSS BOAGA ZONA 1 (EPSG 3003):

EST 1718964.97 - NORD 5053926.92

WGS84 (EPSG 4326)

LAT. 45.604203- LONG. 11.807484



COROGRAFIA

ESTR. CTR 104140 - CITTADELLA SUD

SCALA 1:10000



ESTRATTO GOOGLE MAPS

1.2. Il progetto prevede la realizzazione di un magazzino di dimensioni pari a circa 177.00 m x (86.00÷120)m e altezza massima pari a circa 13.00 m da quota pavimento finito.

La presente relazione geologica e geotecnica espone le caratteristiche generali del sito e commenta i risultati delle indagini eseguite, indagando il volume significativo di terreno interessato dalla costruzione. Vengono qui definiti i principali litotipi, ed il loro assetto spaziale, oltre ai valori delle grandezze fisiche e meccaniche dei terreni ottenuti interpretando le prove eseguite in sito e nelle immediate vicinanze; viene ricostruito il modello geologico e geotecnico, come schema rappresentativo delle condizioni stratigrafiche/idrogeologiche e della caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni prevista ai punti 6.2.1. e 6.2.2. delle NTC 2018.

1.3. La relazione si sviluppa ai sensi delle “Norme tecniche per le costruzioni” (2018) definendo un programma di indagini adeguato dal quale ricavare la caratterizzazione e la modellazione geologica e geotecnica del sito. A tal fine sono state eseguite:

- n°6 prove penetrometriche dinamiche (DP) spinte fino alla profondità massima compresa fra 9.20 m e 15.00 m da p.c.
- n°8 prove penetrometriche statiche (CPT) spinte fino alla profondità massima compresa fra 5.00 m e 9.00 m da p.c.
- n° 1 sondaggio geognostico S1 spinto fino alla profondità massima di 20.00 m da p.c;
- prelievo di n° 1 campione indisturbato (CA) di terreno con campionatore Shelby;
- prelievo di n° 2 campioni rimaneggiati (C1-C2) di terreno da cassette catalogatrici.
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati
- esecuzione di n° 7 prove SPT in foro di sondaggio.
- N° 2 sondaggi geognostici a rotazione con coclea SA e SB eseguite rispettivamente in prossimità delle verticali DP 6 e CPT 7
- Analisi di risposta sismica locale (RSL) di livello 1-2 e 3 redatta dal Dott. Geol. Francesco Marinoni; nel corso del presente studio, sono state eseguite le indagini geofisiche elencate di seguito:
 - N° 2 profili sismici con tecnica MASW
 - N° 1 profilo sismico con tecnica ESAC
 - N° 3 stazioni di misura con tecnica HVSr

La campagna d'indagini prevedeva l'esecuzione di n° 2 sondaggi geognostici a carotaggio continuo, n° 8 prove penetrometriche dinamiche e n° 13 prove penetrometriche statiche uniformemente distribuite su tutto il sedime del fabbricato in progetto; **ricadendo parzialmente il fabbricato anche nell'ambito della concessione mineraria è stata vietata in corso d'opera l'esecuzione di tutte le prove ricadenti in tale area** per cui si è dovuto necessariamente ridurre il numero di punti da indagare lasciando scoperta una porzione dell'area destinata all'edificazione; a seguito di ulteriore modifica del progetto la porzione di fabbricato ricadente in area di concessione mineraria si è ulteriormente ampliata.

Le prove programmate CPT 1, CPT 2, DP1 e DP 2 non sono state eseguite per i motivi di cui sopra.

Nella figura *“Ubicazione indagini in sito e traccia delle sezioni geologiche”* si riportano tutti i punti di indagine a cui si è fatto riferimento, tracciati e quotati tramite stazione GPS in mslm.

2.- RIFERIMENTI NORMATIVI

2.1. Tutte le ns. considerazioni e verifiche rispondono alle seguenti norme:

➤ **D.M.L.P. 11/03/1988**

Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.

➤ **D.M. 17/01/2018**

Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni

PUNTO 3.2.2 CATEGORIE DI SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi, da eseguire con modalità indicate nel §7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano da eseguire con le modalità indicate nella 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 V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s 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 V_s 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, V_{seq} (in m/s), definita dall'espressione:

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

Con:

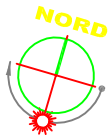
h_i = spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ = Velocità delle onde nell'i-esimo strato;

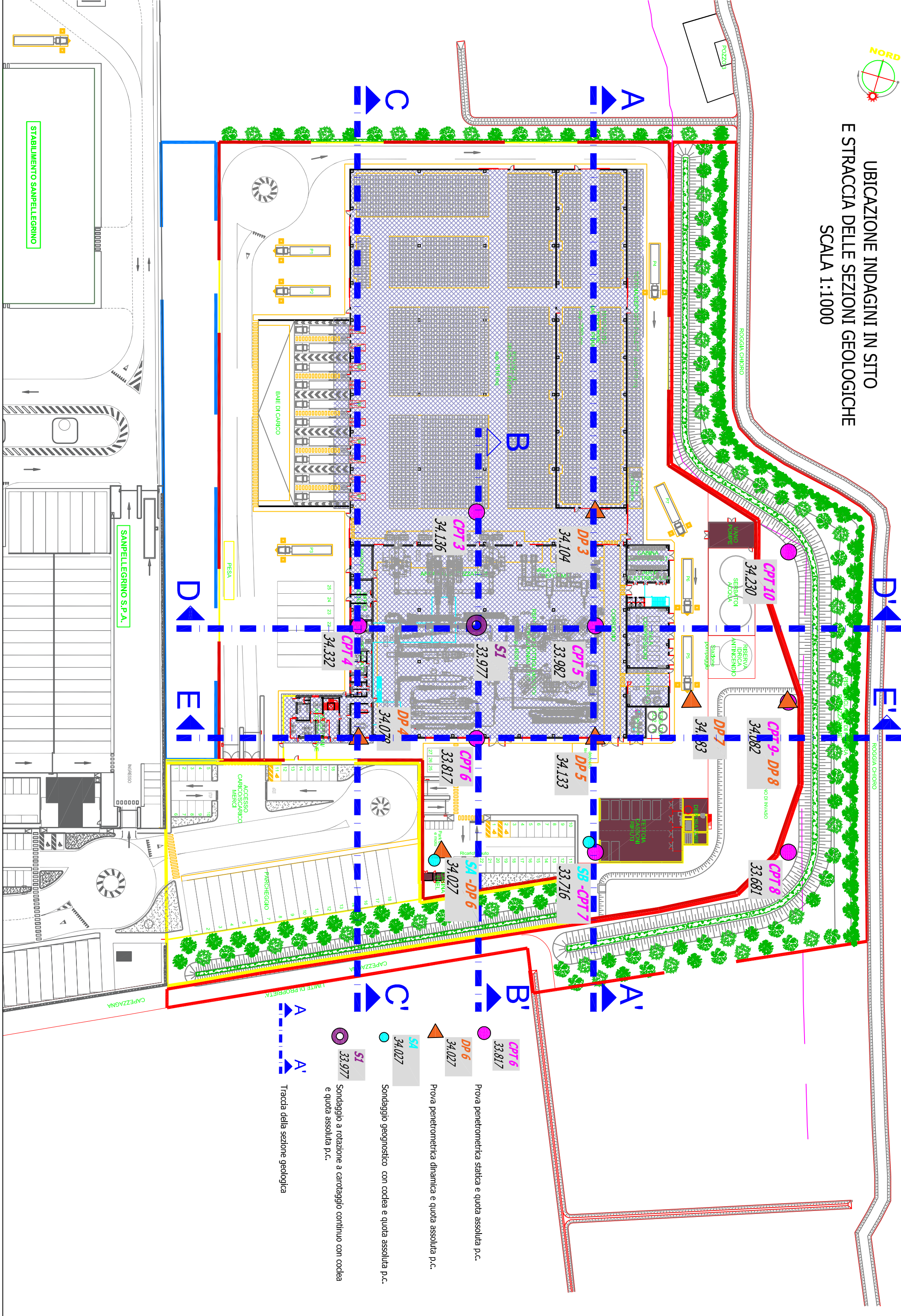
N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiori 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.



UBICAZIONE INDAGINI IN SITO
E STRACCIA DELLE SEZIONI GEOLOGICHE
SCALA 1:1000



CPT 6
33.817
Prova penetrometrica statica e quota assoluta p.c.

DP 6
34.027
Prova penetrometrica dinamica e quota assoluta p.c.

SA
34.027
Sondaggio geognostico con codici e quota assoluta p.c.

SI
33.977
Sondaggio a rotazione a carotaggio continuo con codici e quota assoluta p.c.

A
A'
Traccia della sezione geologica

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.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono:

- A** *Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi* caratterizzati da valori di $V_{s,eq}$ 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 fine molto consistenti*, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi fra 360 m/s e 800 m/s
- C** *Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 e 360 m/s
- D** *Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti*, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi fra 100 m/s e 180 m/s
- E** *Terreni con caratteristiche e valori di $V_{s,eq}$ riconducibili a quelle definite per le categorie C e D*, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

6 PROGETTAZIONE GEOTECNICA

6.1 DISPOSIZIONI GENERALI

6.1.1 oggetto delle norme

Il presente capitolo riguarda gli aspetti geotecnici della progettazione e della esecuzione di opere ed interventi che interagiscono con il terreno ed in particolare tratta di:

- opere di fondazione;
- opere di sostegno;
- opere in sotterraneo;
- opere e manufatti di materiali sciolti naturali o di provenienza diversa;
- fronti di scavo;
- consolidamento;
- miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- consolidamento di opere

Il presente capitolo riguarda, altresì, la sicurezza dei pendii naturali e la fattibilità di interventi che hanno riflessi su grandi aree.

6.1.2 prescrizioni generali

Le scelte progettuali devono tener conto delle prestazioni attese dalle opere, dei caratteri geologici del sito e delle condizioni ambientali.

I risultati dello studio rivolto alla caratterizzazione e modellazione geologica, dedotti da specifiche indagini, devono essere esposti in una specifica relazione geologica di cui al §6.2.1..

Le analisi di progetto devono essere basate su modelli geotecnici dedotti da specifiche indagini definite dal progettista in base alla tipologia dell'opera o dell'intervento e alle previste modalità esecutive.

Le scelte progettuali, il programma e i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geotecnica, di cui al §6.2.2, unitamente alle analisi per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive, devono essere illustrati in una specifica relazione geotecnica.

6.2. ARTICOLAZIONE DEL PROGETTO

Il progetto delle opere e degli interventi si articola nelle seguenti fasi:

1. caratterizzazione e modellazione geologica del sito;
2. scelta del tipo di opera o d'intervento e programmazione delle indagini geotecniche;
3. caratterizzazione fisico meccanica dei terreni e delle rocce presenti nel volume significativo e definizione dei modelli geotecnici del sottosuolo (cfr §3.2.2);
4. descrizione delle fasi e delle modalità costruttive;
5. verifica della sicurezza e delle prestazioni;
6. programmazione delle attività di controllo e monitoraggio.

6.2.1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Il modello geologico di riferimento è la ricostruzione concettuale della storia evolutiva dell'area di studio, attraverso la descrizione delle peculiarità genetiche dei diversi terreni presenti, delle dinamiche dei diversi termini litologici, dei rapporti di giustapposizione reciproca, delle vicende tettoniche subite e dell'azione dei diversi agenti morfogenetici.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito deve comprendere la ricostruzione dei caratteri litologici, stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, descritti e sintetizzati dal modello geologico di riferimento.

In funzione del tipo di opera, di intervento e della complessità del contesto geologico nel quale si inserisce l'opera, specifiche indagini saranno finalizzate alla documentata ricostruzione del modello geologico.

Il modello geologico deve essere sviluppato in modo da costituire elemento di riferimento per il progettista per inquadrare i problemi geotecnici e per definire il programma delle indagini geotecniche.

La caratterizzazione e la modellazione geologica del sito devono essere esaurientemente esposte e commentate in una relazione geologica, che è parte integrante del progetto. Tale relazione comprende, sulla base di specifici rilievi ed indagini, la identificazione delle formazioni presenti nel sito, lo studio dei tipi litologici, della struttura del sottosuolo e dei caratteri fisici degli ammassi, definisce il modello geologico del sottosuolo, illustra e caratterizza gli aspetti stratigrafici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici, nonché i conseguenti livelli delle pericolosità geologiche.

6.2.2. indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

.....omissis

Ai fini dell'analisi quantitativa di uno specifico problema, per modello geotecnico di sottosuolo si intende uno schema rappresentativo del volume significativo di terreno, suddiviso in unità omogenee sotto il profilo fisico-meccanico, che devono essere caratterizzate con riferimento allo specifico problema geotecnico. Nel modello geotecnico di sottosuolo devono essere definiti il regime delle pressioni interstiziali e i valori caratteristici dei parametri geotecnici.

Per valore caratteristico di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro per ogni stato limite considerato. I valori caratteristici delle proprietà fisiche e meccaniche da attribuire ai terreni devono essere dedotti dall'interpretazione dei risultati di specifiche prove di laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e di prove e misure in sito.

Per gli ammassi rocciosi e per i terreni a struttura complessa, nella valutazione della resistenza caratteristica occorre tener conto della natura e delle caratteristiche geometriche e di resistenza delle discontinuità. Deve inoltre essere specificato se la resistenza caratteristica si riferisce alle discontinuità o all'ammasso roccioso.

7 PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

7.11 OPERE E SISTEMI GEOTECNICI

7.11.3 RISPOSTA SISMICA E STABILITÀ DEL SITO

7.11.3.4 Stabilità nei confronti della liquefazione

7.11.3.4.1 Generalità

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.

7.11.3.4.2 Esclusione della verifica

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti 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 da piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{cIN} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{cIN} è il valore della resistenza determinata da 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 $U_c < 3.5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3.5$

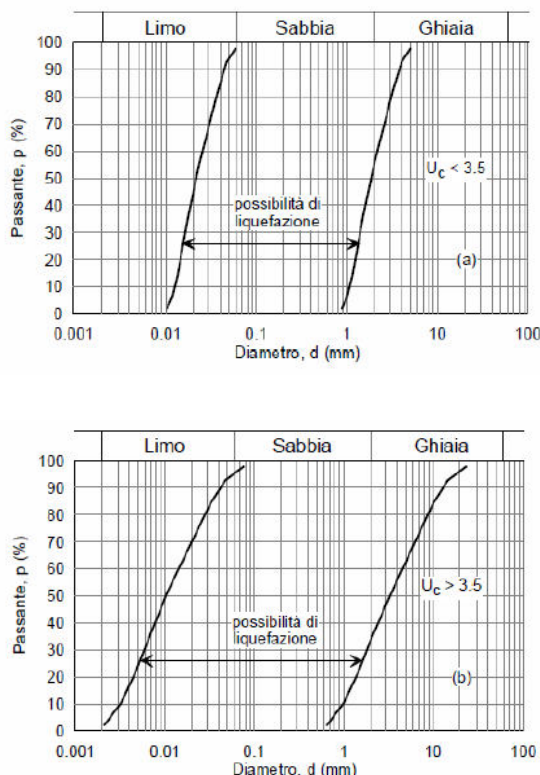


Figura 7.11.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione.

Quando la condizione 1) non risulta soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate almeno alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle condizioni 2), 3) e 4).

7.11.3.4.3 Metodologie di analisi

Quando nessuna delle condizioni del § 7.11.3.4.2 risulti soddisfatta e il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, occorre valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

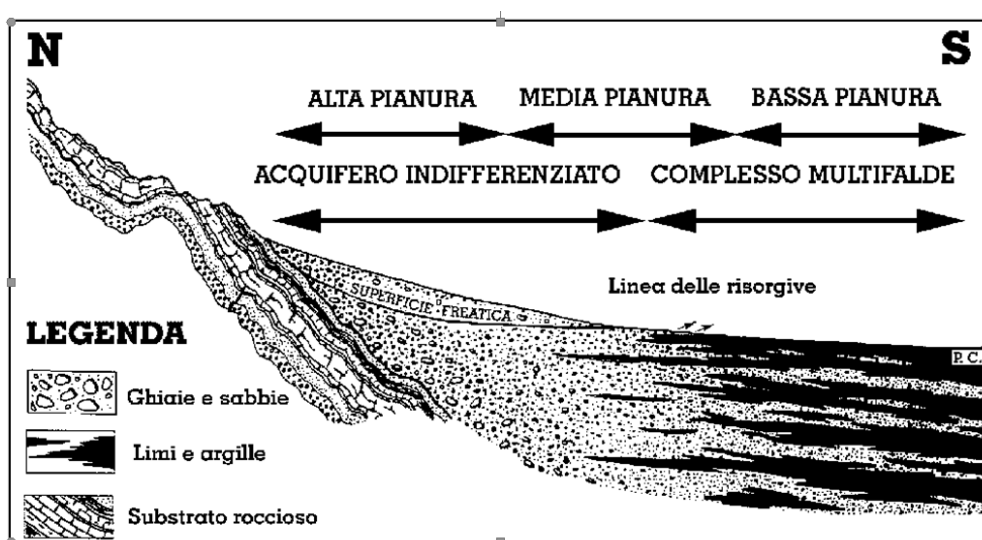
Salvo utilizzare procedure di analisi avanzate, la verifica può essere effettuata con metodologie di tipo storico-empirico in cui il coefficiente di sicurezza viene definito dal rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione e la sollecitazione indotta dal terremoto di progetto. La resistenza alla liquefazione può essere valutata sulla base dei risultati di prove in sito o di prove cicliche di laboratorio. La sollecitazione indotta dall'azione sismica è stimata attraverso la conoscenza dell'accelerazione massima attesa alla profondità di interesse.

L'adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista.

3.- MODELLO GEOLOGICO E IDROGEOLOGICO

3.1. Modello geologico

L'area in esame, posta a Nord del Comune di San Giorgio in Bosco (PD) lungo la S.P. n° 47 (Via Valsugana), è localizzata nella media pianura di transizione tra l'alta e la bassa pianura ed è compresa nella fascia delle risorgive in prossimità del limite meridionale. La media pianura è caratterizzata dalla presenza di un materasso alluvionale costituito prevalentemente da depositi di ghiaie e sabbie di origine fluviale e fluvio-glaciale al cui interno si differenziano livelli limosi e argillosi come si evince dallo schema strutturale generale della pianura veneta .



Schema strutturale della pianura veneta

Le ricerche condotte dalle A.I.M. di Vicenza e dal C.N.R. di Padova hanno evidenziato come la zona più settentrionale della pianura, al di sotto del limite dei rilievi, sia caratterizzata da un potente materasso ghiaioso e ghiaioso sabbioso che trova il suo massimo di potenza nell'area di Thiene; questo si assottiglia poi verso oriente con un minimo in corrispondenza della destra idrografica del Fiume Brenta. La presenza di "gradoni" morfologico-strutturali del basamento dell'acquifero suddividono il territorio, compreso tra il limite del rilievo a Nord e le risorgive e Sud, in due settori definiti "sub bacino dell'Astico" e "sub bacino del Brenta". Progredendo pertanto da Nord (limite dei rilievi) verso Sud la situazione geologica ed idrogeologica assume un aspetto sensibilmente diverso in destra ed in sinistra Brenta.

In **dx Brenta**, dall'altezza di Schiavon oltre la linea Nord delle risorgive, per una fascia compresa da 1 a 10 Km circa, si rileva la presenza di un potente orizzonte argilloso, ad una profondità media di 35 m, che determina una situazione di "transizione" tra l'acquifero indifferenziato a Nord ed il sistema multifalde a Sud.

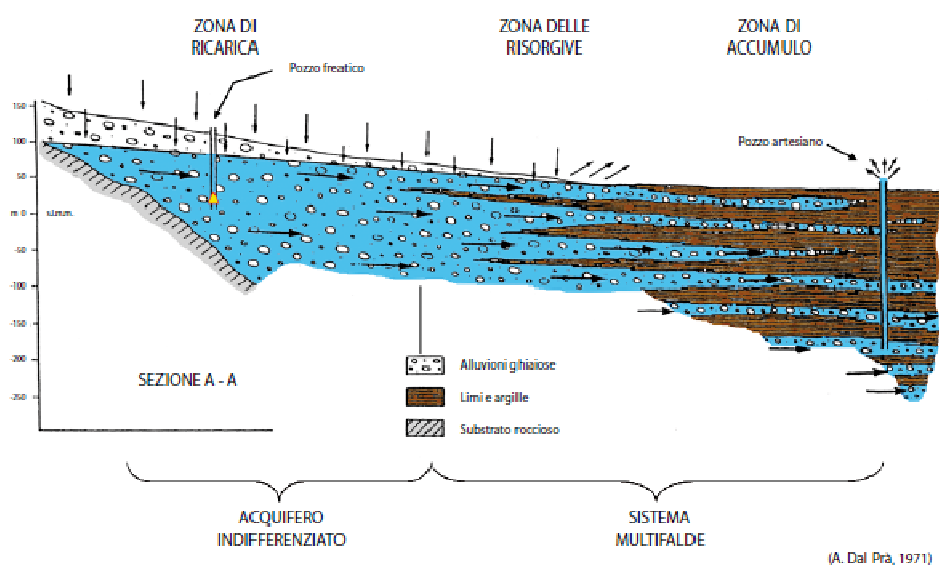
In *sx Brenta* questo orizzonte argilloso non è stato ritrovato ed il materasso alluvionale risulta pertanto costituito da materiali granulari fino a notevole profondità; solo lungo l'allineamento Fontaniva – Castelfranco il letto impermeabile dell'orizzonte ghiaioso comincia a differenziarsi; esso infatti è stato intercettato indicativamente ad una profondità di 50 m nella zona di Cittadella e a 90 m nell'area di Castelfranco dove raggiunge la potenza di circa 10 m.

La situazione stratigrafica in *sx Brenta*, risulta pertanto caratterizzata dalla presenza di un orizzonte ghiaioso che assume spessori molto più rilevanti che non in destra fino a raggiungere e superare sicuramente i 70-80 m che aumentano sicuramente progredendo verso Nord; il substrato roccioso è stato infatti intercettato solo verso Bassano in prossimità dei rilievi.

Nell'area oggetto d'intervento, da p.c. fino alla profondità compresa fra 2.50 m e 5.00 m, si riconoscono terreni prevalentemente limosi, limo sabbiosi e/o sabbiosi limosi al cui interno sono presenti intercalazioni argillose torbose; seguono sabbie e sabbie con ghiaia fino a profondità comprese fra 5.00 m e 10.0 m poggianti su ghiaie medio grosse sabbiose con intercalazioni di sabbie e argille fino a 15.00 m. Alle ghiaie seguono sabbie grosse prevalenti con intercalazioni argillose e torbose fino alla massima profondità indagata (20.00 m da p.c.).

3.3.- Modello idrogeologico

Nell'area in esame è presente una falda superficiale freatica, variabile in profondità, che sfiora le portate eccedenti nelle risorgive, al di sotto della quale sono presenti acquiferi confinati o semiconfinati che rappresentano le digitazioni dell'acquifero indifferenziato (presente nell'alta pianura) che si spingono verso valle entro i sedimenti limo argillosi. Nella figura a seguire si riporta la sezione idrogeologica tipo della pianura veneta.



4. MODELLO STRATIGRAFICO - GEOTECNICO

4.1.- Indagini eseguite

Il modello stratigrafico-geotecnico è stato desunto dall'interpretazione delle prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (DP) oltre che dal sondaggio geognostico a carotaggio continuo (S1) e dai sondaggi con coclea (S_A ed S_B) .

Per la prove penetrometriche è stato usato un penetrometro da 200 kN, modello PAGANI TG 63/200 (Foto 1) avente le caratteristiche di seguito elencate.



Foto 1: Penetrometro Pagani TG63-200

Per la prova penetrometrica statica (C.P.T.) è stato usato un penetrometro statico da 200 kN, munito di Jacket Friction Cone, con determinazione, ogni 20 cm di infissione, della Resistenza alla Punta (Kg/cm²) e della Resistenza di Attrito Laterale Locale (Kg/cm²); di seguito si riportano le caratteristiche del penetrometro statico:

- Jacket Friction Cone (punta meccanica),
- Sistema di ancoraggio: aste elicoidali composte
 - Aste elicoidali Ø × L [mm]: 100 × 750
 - Motori idraulici con riduttori: 4
 - Coppia [kgm]: 160
- Attrezzatura per prova C.P.T.:
 - Aste CPT Ø × L [mm]: 36 × 1000;
 - Diametro punta conica [mm]: 35.7;
 - Area punta [cm²]: 10;
 - Angolo di apertura [°]: 60;
 - Superficie laterale del manicotto [cm²]: 150;
 - Lunghezza del manicotto [mm]: 133



- Sistema di misura: idraulico;
- Max pressione operativa [bar]: 240;
- Forza d'infissione [kN]: 200;
- Forza di estrazione [kN]: 205;
- Velocità d'infissione senza carico [cm/sec]: 0÷10
- Velocità di estrazione senza carico [cm/sec]: 0÷7.5;
- Corsa [mm]: 1250

I dati misurati in campagna sono stati elaborati, tabulati e diagrammati in funzione della profondità; in essi è pure riportato il rapporto Begemann ($F=R_p/RL$) che fornisce utili indicazioni sulla natura dei terreni in base alla loro granulometria.

Le valutazioni svolte in base al rapporto $F = (R_p/RL)$ (BEGEMANN, 1965 - RACCOMANDAZIONI A.G.I., 1977), sono valide in via approssimata per terreni immersi in falda:

$F = R_p/RL$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F < 15$	Torbe ed argille organiche	COESIVE
$15 < F \leq 30$	Limi ed argille	COESIVE
$30 < F \leq 60$	Limi sabbiosi e sabbie limose	GRANULARI
$F > 60$	Sabbie e sabbie con ghiaia	GRANULARI

Tabella relativa al rapporto R_p/RL , da cui discende la natura litologica

Per la ***prova penetrometrica dinamica (DPSH)*** è stato usato un penetrometro dinamico superpesante classificato tipo "Emilia" secondo l'ISSMFE con massa battente da 63.5 kg e caduta da 75 cm le cui caratteristiche sono riportate di seguito:

- Peso Massa battente : 63,5 Kg
- Altezza di caduta libera: 0,75 m
- Peso sistema di battuta: 0.63 Kg
- Diametro punta conica: 51,00 mm
- Area di base punta : 20,43 cm²
- Lunghezza delle aste: 1.00 m
- Peso aste a metro: 6,31 Kg/m
- Profondità giunzione prima asta: 0,40m
- Avanzamento punta: 0,20 m
- Numero colpi per avanzamento punta: N₂₀
- Coeff. Correlazione N_{SPT}: 1,51
- Rivestimento/fanghi: No
- Angolo di apertura punta: 90°

I tabulati e i diagrammi di prova e sono riportati nell'Allegato n° 1 a fine relazione.

Per il sondaggio a rotazione a carotaggio continuo (S1) è stata utilizzata una sonda Massenza M.I 4 con le caratteristiche riportate in tabella.



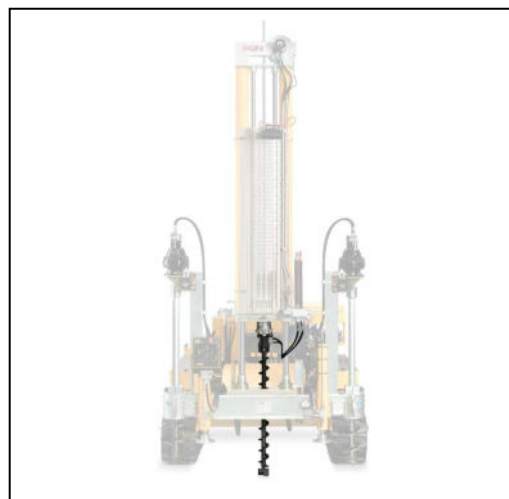
TECHNICAL DATA						MI4
Camion	Truck	Camion	Truck	Camión	Автошасси	Recommended 4x4
Carro Cingolato	Under-carriage	Chariot chenille	Fahrwerk	Oruga	Гусеничная ходовая часть	Standard
Larghezza	Width	Largeur	Gesamtbreite	Ancho	Ширина	1.400 mm – 4 ft 7"
Larghezza suole	Pad width	Largeur patins	Kettenbreite	Pad ancho	Ширина гусениц	300 mm – 1 ft
Centrale Idraulica	Power Pack	Centrale Hydraulique	Hydraulikaggregat	Central Hidráulica	Гидросистема	
Potenza motore	Engine power	Puissance moteur	Antriebsleistung	Potencia motor	Мощность двигателя	95 Hp (A.C.) 70 kW (xBr)
Serbatoio olio	Oil tank	Réservoir huile	Oltank	Depósito de aceite	Масляный бак	200 l (Anpro) - 44 gal
Serbatoio gasolio	Fuel tank	Réservoir diesel	Dieseltank	Depósito de Combustible	Топливный бак	95 l (Anpro)-21 gal
Antenna	Mast	Mat	Bohrtum	Mastil	Мачта	Standard
Forza di tiro	Pull up	Traction	Rückzugkraft	Tiro max.	Тяговое усилие	4.500 daN (kr) 10.115 lbf
Forza di spinta	Pull down	Poussée	Vorschubkraft	Empuje max.	Толкающее усилие	4.500 daN (kr) 10.115 lbf
Testa di rotazione	Rotary head	Tête de rotation	Drehkopf	Cabeza de rotacion	Головка вращения	
Coppia max.	Max torque	Couple max.	Drehmoment max.	Par max.	Максимальный Момент	9.840 Nm (Hw) – 7.258 lbf ft
Giri max.	Max speed	Vitesse max.	Drehzahl max.	Velocidad max.	Максимальная Скорость	650 Rpm (об/мин)
Morse	Clamps	Mors	Klemm	Mordaza	Тиски	
Passaggio max.	Max passage	Passage max.	Max passage	Paso max.	Максимальный диаметр прохода	225 mm - 9"
Diametro min. di presa	Min. handing	Tige/diamètre min.	Durchmesser min.	Min. diámetro diete	Минимальный диаметр зажима	50 mm - 2"
Forza di chiusura	Camping force	Force de serrage	Klemmkraft	Fuerza diete	Усилие сжатия	10.000 Nm (Hw) 22.050 lbf ft
Coppia di svitamento	Breaking torque	Couple de deserrage	Brechvorrichtung	Par desenroscado	Момент скручивания	23.500 Nm (Hw) 17.330 lbf ft
Peso	Weight	Poids	Gewicht	Pesos	Масса	5.000 kg (kr) – 11.022 lbs



Per i sondaggi con coclea ($S_A - S_B$) è stata utilizzata l'attrezzatura penetrometrica sostituendo alla cella di misura una testa di rotazione idraulica che va ad azionare una coclea del diametro di 6 cm, il tutto agganciato al meccanismo di spinta.



Testa di rotazione



Penetrometro con testa di rotazione e coclea

4.2. Metodi per la determinazione dei parametri geotecnici

La scelta dei valori dei parametri geotecnici dei terreni indagati ai fini progettuali avviene in due fasi:

1. identificazione dei parametri geotecnici più appropriati ai fini progettuali;
2. determinazione dei valori dei parametri geotecnici scelti secondo vari Autori e desumibili dalla tipologia delle prove eseguite in sito;

Dalle prove penetrometriche (CPT – DP) sono stati definiti i valori di alcuni parametri geotecnici appropriati a questa fase progettuale:

- *Coesione non drenata (C_u)*
- *Angolo di resistenza al taglio (φ°)*
- *Densità relativa ($Dr\%$)*

Altri parametri possono essere desunti, in prima approssimazione, dalle prove penetrometriche in relazione alle verifiche geotecniche da eseguirsi; a seguire si riporta una tabella con i parametri geotecnici desumibili dalle prove eseguite ed il loro grado di attendibilità.

Tabella 1.2. Attendibilità delle prove

Prova	Parametri geotecnici											
	L	U	ϕ	S_u	D_R	M	C_v	C_h	E	G_0	K_0	OCR
SPT	10	0	6	3	6	3	0		3		0	3
DP	6	0	6	3	6	6	0		3		0	3
CPT	10	0	6	3	10	6	0		6		3	6
CPTU	10	10	6	6	10	10	10		6		6	10
DMT	10	6	10	10	4	10	10		6		6	10
VST	0	0	0	10	0	0	0		0		0	0

Legenda:

L = litologia; U = pressione nei pori; ϕ = angolo d'attrito; S_u = resistenza al taglio non drenata (coesione non drenata); D_R = indice di densità (densità relativa); M = modulo confinato; C_v e C_h = parametri di consolidamento; E e G_0 = moduli di Young e di taglio; K_0 = tensione orizzontale in sito; OCR = storia dello stato tensionale (grado di sovraconsolidamento); 10 = elevata attendibilità; 6 = discreta attendibilità; 3 = limitata attendibilità; 0 = nessuna attendibilità.

La descrizione dei metodi per la determinazione dei parametri scelti è riportata in ALLEGATO 1 a fine relazione.

Nelle tabelle a seguire i valori dei parametri geotecnici indicati possono rappresentare :

- la media di quelli trovati con i vari metodi,
- quello determinato con il metodo più appropriato per la natura del materiale
- quello medio più rappresentativo basato anche su specifiche esperienze.

Il **peso di volume dei terreni (γ)** è stato considerato mediamente **pari a 18 kN/m³**

4.3.- Situazione stratigrafica e parametrizzazione geotecnica

Di seguito si riporta la situazione stratigrafica di dettaglio definendo, per ogni livello, i valori dei parametri geotecnici scelti.

- **Livello A:** da p.c. m a **–(0.60÷1.20) m**
Terreno vegetale limoso argilloso debolmente sabbioso
- **Livello B:** da **–(0.60÷1.00) m** a **–(2.40÷5.00) m**
Limi, limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni argillose torbose.

Dalle prove penetrometriche statiche

PROVA		da (-m)	a (-m)	Descrizione	Rp max (daN/cm ²)	Rp min (daN/cm ²)	Rp med (daN/cm ²)	ϕ°	Dr %	Cu kPa
CPT 3	B ^I	1.00	2.40	Limo sabbioso	26	18	22	27°*	40	
	B ^{II}	2.40	3.40	Argilla	13	8	9			45
	B ^{III}	3.40	3.80	Limo	26	24	25	25°*	37	
CPT 4	B ^I	1.00	2.60	Argilla limosa	24	13	18			80
	B ^{II}	2.60	3.40	Argilla	18	9	12			60
CPT 5	B ^{III}	1.00	1.80	Argilla	17	6	10			50
	B ^{IV}	1.80	2.80	Sabbia	105	56	86	32°*	79	



CPT 6	B ^I	0.60	2.40	Limo sabbioso	27	13	21	27°*	40	
	B ^{II}	2.40	3.00	Argilla poco consistente	7	2	5			25
	B ^{III}	3.00	4.00	Limo	27	13	20	24°*	30	
CPT 7		0.80	2.40	Limo sabbioso	35	18	28	28°*	48	
CPT 8	B ^I	0.60	2.00	Limo sabbioso	27	12	21	27°*	41	
	B ^{II}	2.00	3.00	Argilla	15	5	9			45
	B ^{III}	3.00	3.60	Limo	45	11	31	26°*	44	
CPT 9	B ^I	0.60	2.60	Limo sabbioso	33	14	21	27°*	39	
	B ^{II}	2.60	4.00	Argilla	10	4	8			40
CPT 10	B ^I	0.80	1.60	Limo sabbioso	34	13	24	28°*	47	
	B ^{II}	1.60	2.40	Sabbia con ghiaia	270	49	158	36°*	99	
	B ^{III}	2.40	3.60	Argilla	17	4	9			45

* Metodo "De Beer"

Dalle prove penetrometriche dinamiche

PROVA	da (-m)	a (-m)	N ₂₀	N _{SPT}	φ°	Dr %
DP 3	1.00	4.80	4	6	27°	75
DP 4	1.20	4.20	3	4.5	26°	37
DP 5	0.80	4.60	3.8	5.7	27°	49
DP 6	1.00	5.00	3.9	5.8	27°	43
DP 7	1.00	3.60	6	9	29°	54
DP 8	0.80	4.20	2.4	3.6	26°	33

- **Livello C:** da --(2.40÷5.00) m a --(5.00÷9.80) m
Sabbie, sabbie con ghiaia, localmente ghiaie con sabbia

Dalle prove penetrometriche statiche

PROVA		da (-m)	a (-m)	Descrizione	Rp max (daN/cm²)	Rp min (daN/cm²)	Rp med (daN/cm²)	φ°	Dr %
CPT 3		3.80	6.40	Sabbia	147	35	88	32°	71
CPT 4	C ^I	3.40	4.40	Sabbia	84	45	63	31°	64
	C ^{II}	4.40	5.00*	Ghiaia con sabbia	473	140	321	>38°	>100
CPT 5		2.80	8.00*	Sabbia con ghiaia	492	72	158	35°	85
CPT 6		4.00	5.00*	Ghiaia con sabbia	486	138	356	>38°	>100
CPT 7	C ^I	2.40	5.00	Sabbia	109	61	79	33°	72
	C ^{II}	5.00	6.00	Sabbia, sabbia limosa	54	36	42	28°	48
	C ^{III}	6.00	8.00*	Sabbia con ghiaia	346	76	170	34°	88
CPT 8		3.60	6.80	Sabbia	137	46	83	32°	69
CPT 9		4.00	7.60	Sabbia	259	41	100	32°	74

CPT 10	4.20	7.00*	<i>Sabbia con ghiaia</i>	365	33	156	35°	88
---------------	------	-------	--------------------------	-----	----	-----	-----	----

**Fine prova*

Dalle prove penetrometriche dinamiche

PROVA	da (-m)	a (-m)	N ₂₀	N _{SPT}	φ°	Dr %
DP 3	4.80	8.60	11.7	17.5	32°	74
DP 4	4.20	9.80	10.3	15.4	32°	69
DP 5	4.60	9.00	10.8	16.2	32°	71
DP 6	5.00	9.00	10.8	16.2	31°	71
DP 7	3.60	8.60	11	16.5	32°	61
DP 8	4.20	7.60	11	16.5	32°	72

- **Livello D: da -(5.00÷9.80) m a -(7.00÷15.00) m**

Ghiaie medio grosse sabbiose con intercalazioni di sabbia con ghiaia e argille

Dalle prove penetrometriche statiche

PROVA	da (-m)	a (-m)	R _p max (daN/cm ²)	R _p min (daN/cm ²)	R _p med (daN/cm ²)	φ°	Dr %
CPT 3	6.40	7.00*	47.3	140	321	37°	>100
CPT 8	6.80	9.00*	360	106	208	35°	92
CPT 9	7.60	8.00*	482	482	482	>38°	>100

**Fine prova*

Dalle prove penetrometriche dinamiche

PROVA	da (-m)	a (-m)	N ₂₀	N _{SPT}	φ°	Dr %
DP 3	8.60	11.00*	30	45	>38°	>100
DP 4	9.80	15.00*	40	60	>38°	>100
DP 5	9.00	11.40	30.5	45.7	>38°	>100
DP 6	9.00	12.00*	33	49.5	>38°	>100
DP 7	8.60	10.80	33	49.5	>38°	>100
DP 8	7.60	9.20*	42	63	>38°	>100

**Fine Prova*

Quanto emerso dalla interpretazione delle prove penetrometriche statiche e dinamiche è avallato anche dai sondaggi S1, SA e SB.

Dal sondaggio geognostico S1 spinto fino alla profondità di 20.00 m da p.c., si evince che alle ghiaie del Livello D seguono sabbie con intercalazioni argillose torbose fino alla massima profondità indagata (20 m).



Il diagramma stratigrafico del sondaggi e la documentazione fotografica di S1 sono riportati in allegato Allegato 1 a fine relazione.

4.4.- Sondaggio geognostico

Il sondaggio S1 è stato eseguito dalla Ditta GE ENGINEERING s.a.s. con una sonda cingolata MI4 della MASSENZA DRILLING RIGS (Foto 2) .



Foto 2: Sonda MI4

Il sondaggio è stato eseguito con carotiere semplice ($\varnothing = 101$ mm) ed è stato utilizzato il rivestimento con $\varnothing = 152$ mm

Le carote estratte sono state depositate in cassette catalogatrici in PVC per spezzoni da 1.00 m per un totale di 5.00 m ogni cassetta.

Su ogni cassetta è stato indicato:

- Nome del Committente
- Luogo (indirizzo e Comune)
- sigla identificativa del sondaggio
- Data di perforazione
- Metri di perforazione.
- N° d'ordine della cassetta

Al termine della perforazione il sondaggio S1 è stato sigillato con bentonite a pellet (Foto 3-Foto 4).

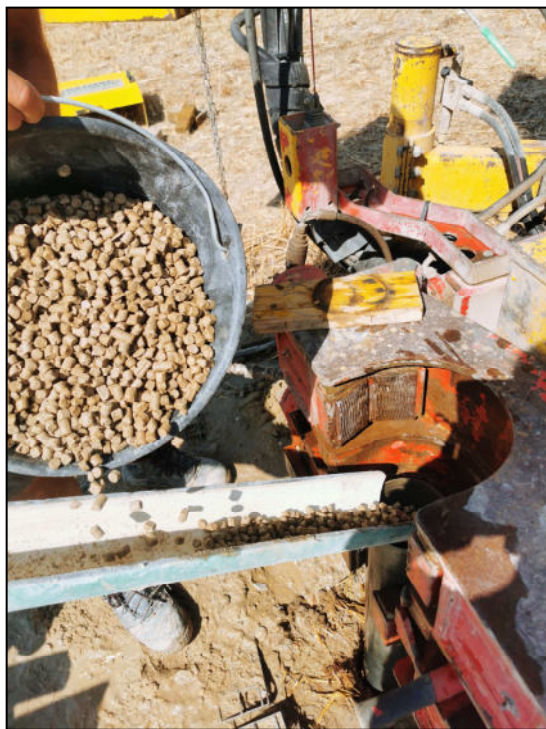


Foto 3: Bentonizzazione del foro di sondaggio S1



Foto 4: Bentonite di sigillatura del foro di sondaggio S1

Durante le perforazioni è stato prelevato n° 1 campione indisturbato (CA) con campionatore Shelby e dalle cassette catalogatrici n° 2 campioni rimaneggiati (C1-C2) Nella tabella (Tab. n° 2) si riportano le profondità di campionamento.



SONDAGGIO	CAMPIONE	PROFONDITA'		LIVELLO
		da (m)	a (m)	
S1	CA	2.50	3.10	B
	C1	9.00	10.00	D
	C2	16.50	16.80	E

Tabella 1

4.5.- Prove geotecniche di laboratorio

Le prove geotecniche di laboratorio sono state eseguite dal laboratorio GEODATA s.a.s. di P. Daminato & C. di Ponte San Nicolò (PD).

Le prove di laboratorio eseguite sono riportate nelle tabelle (Tab. 3 e Tab.4).

SIGLA CAMPIONE	TIPO DI PROVA
S1/CA	Classificazione geotecnica visiva
	Contenuto d'acqua
	Massa volumica
	Massa granuli solidi
	Limiti di Atterberg
	Prova edometrica
S1/C1	Classificazione geotecnica visiva
	Analisi granulometrica
S1/C2	Classificazione geotecnica visiva
	Limiti di Atterberg

Tabella 2

Tipo di prova		Sondaggio		S1			S1	
		indisturbato		CA			C1	C2
		profondità (m)		2,50-3,10			9,00-10,00	16,50-16,80
Classificazione visiva				Sabbia grigia (8 cm)	Limo argilloso grigio (20 cm)	Limo sabbioso grigio (20 cm)	Sabbia con ghiaia debolmente limosa	Limo argilloso grigio con punti scuri organici
Pocket Penetrometer		(P-P.)	kPa	-	59-79	98-118	-	-
Torvane		Torv.	kPa	-	25-29	5	-	-
Contenuto naturale d'acqua		w	%	-	36,6	-	-	-
Massa volumica		ρ	kN/m ³	-	18,39	-	-	-
Massa volumica dei granuli solidi		ρs	kN/m ³	-	27,2	-	-	-
Limiti di Atterberg								
Limite di liquidità		WL	%	-	49	-	-	60
Limite di plasticità		WP	%	-	28	-	-	33
Indice di plasticità		IP	%	-	21	-	-	27
Prova di consolidazione edometrica								
Coef. di consolidazione	50 kPa	cv	m ² /s	-	3.13*10 ⁻⁸	-	-	-
	100 kPa			-	3,50*10 ⁻⁸	-	-	-
Permeabilità	50 kPa	kED	m/s	-	2.05*10 ⁻¹⁰	-	-	-
	100 kPa			-	1.42*10 ⁻¹⁰	-	-	-
Analisi granulometrica con vagliatura								
Ciottoli		%	-	-	-	-	0,00	-
Ghiaia	grossa	%	-	-	-	-	14,01	-
	media	%	-	-	-	-	20,39	-
	fine	%	-	-	-	-	8,18	-
Sabbia	grossa	%	-	-	-	-	27,48	-
	media	%	-	-	-	-	19,38	-
	fine	%	-	-	-	-	5,77	-
Limo-Argilla		%	-	-	-	-	4,79	-

Tabella 3

Il rapporto completo delle prove di laboratorio è riportato nell'ALLEGATO 2

Oltre ai parametri riportati in tabella, dalle prove di laboratorio, è stato possibile ricavare ulteriori parametri geotecnici; nello specifico dalla prova di consolidazione edometrica è stato ricavato l'indice di compressione C_c e l'indice di ricompressione C_r e l'indice di rigonfiamento C_s

Con riferimento ai valori tabellari della prova edometrica sul campione S1/CA, si ottengono i seguenti valori di C_c , C_r e C_s :

$$C_r = 0.1063 \quad C_c = 0.2359 \quad C_s = 0.0530$$

4.6.- Prove geotecniche in foro di sondaggio

Nel foro del sondaggio S1 sono state eseguite n° 7 prove SPT delle quali 3 a punta aperta con campionatore Reimond e quattro a punta chiusa.

Nella tabella si riportano la profondità delle prove eseguite, i valori di N_1 - N_2 e N_3 e i parametri geotecnici ottenuti.



SONDAGGIO	PROFONDITA'		LIVELLO	N° di COLPI				ϕ°	Dr %
	da (m)	a (m)		N ₁	N ₂	N ₃	N _{SPT}		
S1	4,5	4,95	C	3	3	5	8	28°	50
	6	6,45	D	7	10	8	18	32°	72
	9	9,45		5	7	10	17	32°	70
	12	12,45		18	20	23	43	36°	95
	15	15,45	E	11	18	17	35	35°	88
	18	18,45	G	10	14	15	29	34°	82
	19,5	19,95		9	17	30	47	37°	98

La stratigrafia del sondaggio S1 e le prove penetrometriche hanno permesso di elaborare il modello geologico rappresentato di seguito nelle “Sezioni Geologiche AA’-BB’-CC’-DD’ e EE” in cui si evidenziano i rapporti stratigrafici e il livello di falda con la struttura in progetto.

Le sezioni, definiti i livelli (A-B-C-D-E-F), identificano il modello geologico del sottosuolo

5.- SITUAZIONE IDROGEOLOGICA

5.1.- Con riferimento alla “Carta Idrogeologica” del P.A.T. del Comune di S. Giorgio in Bosco, di cui si riporta di seguito un estratto, la falda risulta soggiacete alla quota di circa a 32.00 m slm; considerando la quota media dei terreni a circa 33.50 m slm la falda risulta soggiacere a circa 1.50 m da p.c. con direzione di deflusso da Nord-Nord Est verso Sud-SudOvest.

Essendo il sito a cavallo del limite inferiore della linea delle risorgive (vedere estratto Carta Idrogeologica), non si esclude che la falda possa ulteriormente approssimarsi al p.c. in concomitanza di eventi meteorici importanti e prolungati nel tempo.



SEZIONE AA' SU SEZIONE DI PROGETTO 8

- LIVELLO A: Terreno vegetale limoso argilloso debolmente sabbioso

LIVELLO B: Limi, limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni argillose e torbose

LIVELLO C: Sabbie, sabbie con ghiaia, localmente ghiaie con sabbia

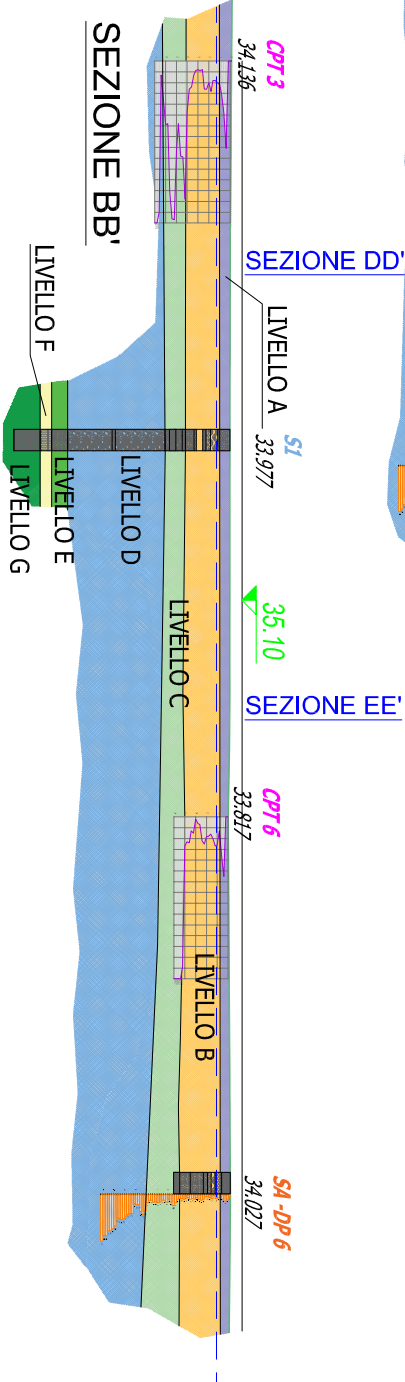
LIVELLO D: Ghiaia medio grossa sabbiosa con intercalazioni di sabbia con ghiaia e argilla

LIVELLO E: Sabbie grosse prevalenti con rara ghiaia
- LIVELLO F: Argilla con intercalazioni torbose

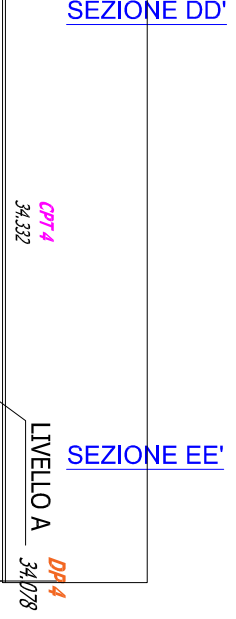
LIVELLO G: Sabbie
- Profondità media della falda 1.40 m da pc.

SEZIONE DD'

SEZIONE EE'



SEZIONE BB'



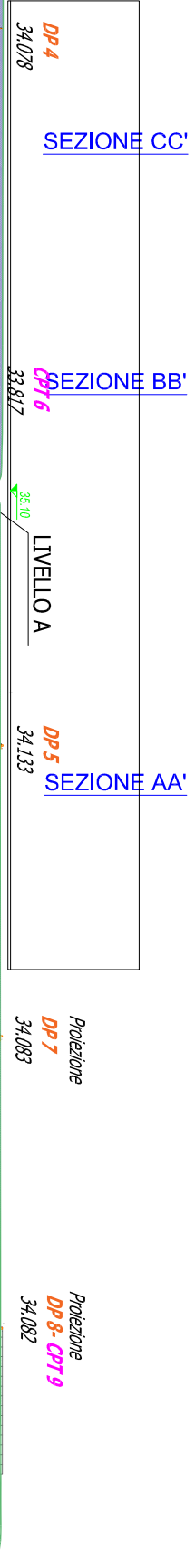
SEZIONE DD'

SEZIONE EE'

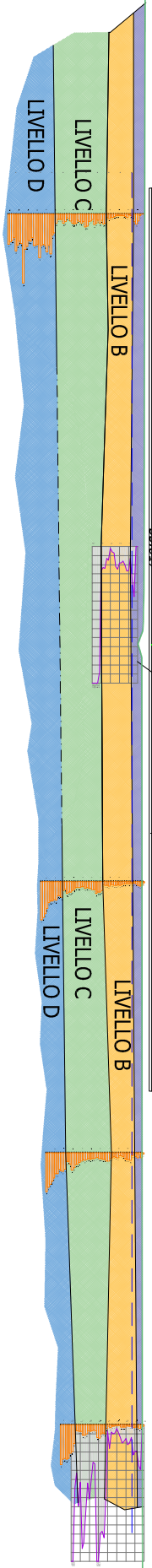
SEZIONE CC'

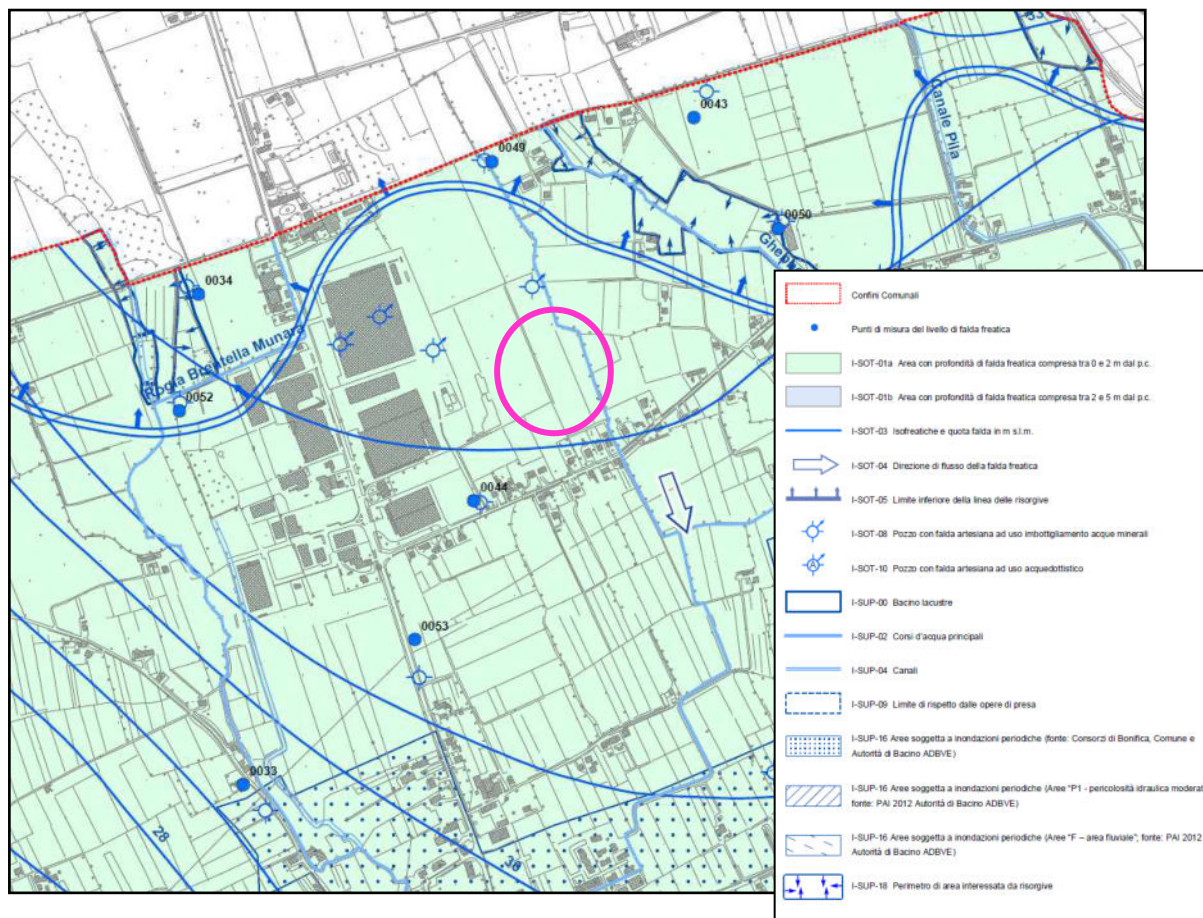


SEZIONE DD' SU SEZIONE DI PROGETTO 2



SEZIONE EE'





Estratto Tav C 02 02“ Carta Idrogeologica” del P.A.T.

5.2.- La falda è stata misurata nel foro del sondaggio S1, in data 26/07/2022 alla profondità di circa 3.50 m da p.c. prima della stabilizzazione; nelle verticali delle prove penetrometriche a profondità di falda è risultata mediamente compresa tra 1.80 m e 1.30 m dal p.c..

In data 16/02/2023 nel foro di sondaggio SA (prossimo a DP6 con quota p.c. = 34.02 m slm) la falda è stata misurata alla profondità di 1.40 m dal p.c. corrispondente ad una quota di 32.60 m slm; tale valore è da ritenersi di riferimento come quota media della falda.

6.- CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI IN ZONA SISMICA

Si riporta a seguire un estratto dello “Studio di microzonazione sismica di livello 1-2 e 3” redatta dal Dott. Geol. Franco Marinoni, è riportata nella sua interezza in allegato al progetto .

.....omissis

“Il modello del sottosuolo è stato ricostruito attraverso l’esame dei dati bibliografici disponibili, delle indagini geognostiche pregresse ed in base ai risultati delle nuove indagini geofisiche. I dati litostratigrafici censiti indicano che le perforazioni non hanno mai raggiunto il substrato roccioso, per cui le valutazioni sullo spessore dei depositi alluvionali derivano unicamente dall’elaborazione delle indagini geofisiche le quali, in assenza di punti di taratura, sono affette da un certo margine di incertezza. Il sondaggio più profondo indica che il sottosuolo è costituito fino alla profondità di 500 metri da alternanze di depositi alluvionali a granulometria ghiaiosa-sabbiosa e limoso-argilloso; non si hanno informazioni precise sulla profondità e natura del substrato lapideo.

Dal punto di vista sismostratigrafico, il territorio in esame può essere schematizzato nel modo seguente.

La fascia più superficiale del sottosuolo è costituita da depositi a granulometria medio-fine poco addensati o consistenti caratterizzati da velocità Vs comprese tra 100 e 200 m/s; lo spessore è dell’ordine di 1-2 metri.

Segue una serie di sismostrati aventi velocità variabile tra 200 e 400 m/s i quali possono essere rappresentati dal punto di vista stratigrafico sia da terreni ghiaioso-sabbiosi, sia limoso-argilloso-sabbiosi. In corrispondenza ad alcuni punti di misura sono state individuate anche delle inversioni di velocità a profondità compresa tra 5 e 20 m dal p.c. circa. Complessivamente, questi sismostrati hanno spessore variabile tra 60 e 80 m circa.

Il sismostrato più profondo che è stato possibile individuare con le indagini geofisiche eseguite nel corso di questo studio possiede velocità Vs compresa tra 500 e 650 m/s. Tale incremento di velocità è da attribuire ad un maggiore grado di addensamento/consistenza dei depositi alluvionali.

La campagna di acquisizione di rumore sismico si prefigge due scopi. La ricostruzione della profondità dei principali contrasti di impedenza acustica del sottosuolo e l’individuazione di particolari frequenze di risonanza dei suoli.

E’ noto dalla letteratura, alla quale fa riferimento il presente paragrafo, che il rumore sismico è presente in qualsiasi punto della superficie terrestre e consiste per lo più nelle onde prodotte dall’interferenza costruttiva delle onde P ed S negli strati superficiali. Il rumore sismico, onnipresente e continuo, viene prodotto principalmente dal vento, da

perturbazioni atmosferiche, da onde oceaniche e marine. Anche le industrie e il traffico veicolare producono localmente rumore sismico ma, in genere, solo a frequenze relativamente alte, superiori ad alcuni Hz, che vengono attenuate piuttosto rapidamente.

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio, Kanai, 1957; Igarashi 1970; Nakamura 1989) permette di estrarre informazioni relative al sottosuolo a partire dagli spettri di rumore sismico registrati in sito. La tecnica prevede di calcolare il rapporto, in funzione della frequenza, tra gli spettri di risposta della componente orizzontale e verticale del moto dovuto ai microtrempi (rumore sismico).

La natura generatrice del rumore sismico registrato, e dei relativi picchi dei rapporti spettrali, è tuttora molto discussa in ambito scientifico: i microtrempi non sono costituiti esclusivamente da onde di volume (P e S), ma principalmente da onde di superficie, in particolare di Rayleigh (Lachet and Bard, 1994). Se assumiamo che in un semispazio i 2 strati differiscano, in modo rilevante, in termini di velocità sismica e densità (contrasto di impedenza acustica), e che la risonanza sia legata alla lunghezza d'onda (λ) incidente pari a 4 volte lo spessore h del primo strato (ipotesi $\lambda/4$), si può ricavare una stima della profondità del rifrattore sismico dal riconoscimento della frequenza di risonanza propria del sottosuolo. In altri termini, nota la frequenza di risonanza (f) propria del sito, ricavata dal rapporto spettrale H/V e la stima delle V_s , è possibile determinare lo spessore (h) di una coltre sedimentaria soprastante un bedrock sismico, applicando la relazione $f = V_s / 4 h$.

Le misure eseguite nel corso di questa indagine, sono state effettuate con un sismografo modello SR04S3 “Geobox” prodotto dalla Ditta SARA S.r.l.. Si tratta di un tromografo digitale avente un intervallo di acquisizione sulle frequenze da 0,1 a 100 Hz, dotato di sistema di acquisizione digitale ad alta risoluzione (24 bit). Lo strumento viene posizionato sul terreno orientandolo verso il Nord magnetico ed assicurandone la livellazione micrometrica tramite bolla di precisione, agendo sui tre punti di appoggio. Lo strumento è gestito da p.c. portatile per mezzo del software “Seismowin”, fornito dalla ditta costruttrice. Le stazioni di misura hanno avuto tempi di acquisizione variabili tra 13 e 20 minuti; la frequenza di campionamento è stata mantenuta pari a 200 Hz.

I dati acquisiti sono stati trattati con il software di elaborazione di microtrempi “Geopsy” (Sesame Project), in accordo con le direttive europee del progetto SESAME per il trattamento e l'elaborazione delle tecniche di analisi di rumore sismico a stazione singola. I segnali acquisiti sono stati suddivisi in finestre temporali di 20 s. Dal computo spettrale sono stati esclusi gli eventi transienti più evidenti, legati al rumore antropico.

Va ricordato che dai rapporti spettrali ricavati con questa metodologia non è possibile stabilire i fattori di amplificazione sismica, per la valutazione dei quali necessitano analisi più complesse.

A fine testo, sono riportati i grafici ottenuti dall'analisi spettrale delle misure HVSR:

- *Analisi direzionale del rumore sismico*
- *Andamento delle singole componenti spettrali del moto (Verticale, N - S, E - O)*
- *Rapporto H/V del rumore sismico (in rosso media, in nero deviazione standard)*

La tabella seguente riassume i risultati delle misure HVSR.

	<i>Frequenza (Hz)</i>	<i>Ampiezza</i>
<i>Stazione N° 1/2022</i>	<i>1</i>	<i>2,5</i>
<i>Stazione N° 2/2022</i>	<i>1,05; 7,5</i>	<i>2,2; 3,6</i>
<i>Stazione N° 3/2022</i>	<i>1,1; 7,5</i>	<i>2,6; 3</i>

Per quanto concerne lo studio della microzonazione sismica di livello 1-2 e 3 e relativo studio di Risposta Simica Locale (RLS), si rimanda alla relazione del collega dott. Geol. Francesco Marinoni allegata al progetto.

Dai risultati desunti dall'indagine sismica attuale e pregressa (anno 2016), si ritiene opportuno inserire il sito, ai fini della definizione dell'azione sismica, nella categoria di suolo di tipo **C**:

Categoria C

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fina mediamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 180 e 360 m/s.

In considerazione dell'assetto fisiografico locale (categoria T1 di cui al punto 3.2.2 del D.M. 17.01.2018), non si adotta alcun coefficiente di amplificazione topografica.

6.2.- I parametri di pericolosità sismica per il sito in esame con *LAT* 45.604203 e *LONG* 11.807484 considerando:

- Vita nominale V_n = 50 anni
- Classe d'uso = II

e per ogni stato limite di esercizio (SLE e SLU), risultano:

Parametri sismici	SLO	SLD	SLV	SLC
A_g (g)	0.039	0.054	0.148	0.195
F_0	2.544	2.470	2.420	2.426
T_{c^*} (s)	0.241	0.257	0.305	0.315

Dove:

SLO = Stato limite di Operatività;

SLD = Stato limite di danno;

SLV = Stato limite di salvaguardia della vita;

SLC = Stato limite di prevenzione del collasso;

A_g (g) = Accelerazione massima al sito;

F_0 = Valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_{c^*} = Periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici orizzontali e verticali si calcolano con le espressioni:

$$K_h = \beta_s \times \frac{a_{\max}}{g}$$

$$K_v = \pm 0.5 \times K_h$$

dove :

$a_{\max}$ = accelerazione orizzontale massima attesa al sito;

g = accelerazione di gravità

con:

$$a_{\max} = S_T \times S_S \times a_g$$

dove :

S_T = effetto dell'amplificazione topografica che nel nostro caso è pari a 1

S_S = effetto dell'amplificazione stratigrafica che varia con la categoria del suolo di fondazione; nel caso in esame, considerando le categorie di suolo di fondazione di tipo C, il valore di S_S si calcola con le seguenti formule:

Categoria sottosuolo	Ss
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \times F_0 \frac{a}{g} \leq 1.50$

6.3.- Stabilità nei confronti della liquefazione

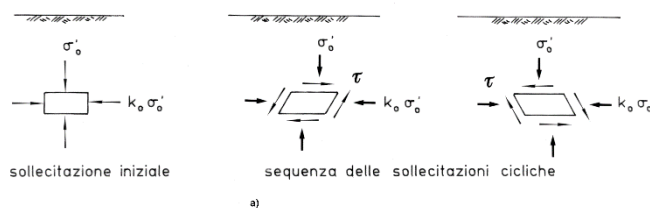
Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un evento sismico o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio.

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica durante eventi tellurici, è il sorgere dell'eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio.

Si valuta la sicurezza alla liquefazione (FSL) con metodo semi-empirico calcolando il rapporto fra resistenza ciclica alla liquefazione (CRR) e la sollecitazione ciclica indotta dall'azione sismica (CSR) per un intervallo di profondità.

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR}$$

Il parametro di resistenza alla liquefazione (CRR - Cyclic Resistance Ratio) è desunto dai risultati delle prove in sito, mentre il rapporto di tensione ciclica (CSR) è correlata alla massima tensione tangenziale indotta dall'azione sismica alla profondità considerata.



Le verifiche alla liquefazione sono state eseguite sulle prove penetrometriche statiche CPT 3-CPT 4-CPT 5-CPT 6-CPT 7-CPT 8-CPT 9 e CPT 10

Fattore di scala della magnitudo

Per applicare le procedure semplificate di analisi della liquefazione a terremoti di magnitudo diversa da 7.5 si utilizza un *fattore di scala della magnitudo* **MSF**, moltiplicatore del rapporto di resistenza ciclica $CRR_{7.5}$.

Il *fattore di scala della magnitudo* **MSF** viene altresì stimato da correlazioni empiriche proposte da vari Autori, le cui formule vengono di seguito riportate:

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)}$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad M < 7.5 \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)}$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad M > 7.5 \quad \text{Metodo Idriss (1997)}$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad M < 7.5 \quad \text{Metodo NCEE (National Center for Earthquake Engineering Research-1997)}$$

Con riferimento all'allegato 4 e alle prove penetrometriche statiche, considerando una magnitudo pari a **6.60**, corrispondente alla magnitudo massima M_{Wmax} della zona sismogenetica 906 della “**zonazione sismogenetica ZS9**”, è stato calcolato il fattore di sicurezza FSL, ricavato in funzione del *fattore di scala della magnitudo* **MSF**, calcolato secondo i vari Autori sopra citati; si è inoltre ipotizzato un innalzamento della falda fino a 1.00 m da p.c., in concomitanza di eventi meteorici importanti e prolungati nel tempo. Nella tabella a seguire si riporta, per ogni livello/sottolivello granulare individuato come potenzialmente liquefacibile, il fattore di sicurezza FSL minimo e massimo calcolati con le correlazioni empiriche proposte dagli Autori citati ed il medio fra tutti i metodi calcolati che sono riportati in Allegato 3 a fine relazione.

La “Relazione Illustrativa sulla Microzonazione sismica di III° Livello” del Comune di San Giorgio in Bosco Questo riporta quanto segue:

“Relativamente alla scelta del valore di accelerazione da inserire nelle verifiche è possibile seguire due metodologie

- 1) Utilizzare il metodo semplificato suggerito dalle NTC 2018, che si basa sulla definizione della categoria di sottosuolo, identificabile in base al valore della velocità delle onde di taglio “Vs” equivalente. In generale i terreni presenti nel territorio del comune di San Giorgio in Bosco sono classificabili nella categoria “C”.
- 2) Eseguire uno studio di Risposta Sismica Locale (RSL)

Nell’ambito di questo studio, si è optato per eseguire uno studio di RSL in corrispondenza ad alcuni punti di indagine dove erano disponibili i parametri sismostratigrafici del sottosuolo e distribuiti in modo opportuno all’interno del territorio comunale.”



Pertanto, nel caso di specie, con riferimento allo “Studio di Microzonazione Sismica di livello 1-2 e 3” redatta dal Dott. Geol. Francesco Marinoni, il valore dell’accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido (a_g) desunto dall’analisi di Risposta Sismica Locale (RSL), al tempo T_0 risulta pari a circa **0.247**.

Nella tabella a seguire si riporta, per ogni livello/sottolivello granulare individuato come potenzialmente liquefacibile, il fattore di sicurezza FSL minimo e massimo calcolati con le correlazioni empiriche proposte dagli Autori citati che sono riportati in ALLEGATO 3 a fine relazione.

Prova	Livello/Sottolivello	Profondità		FSL _{min}	FSL _{max}
		da	a		
CPT 3	B ^I	1.00	2.40	1.07	1.40
	B ^{III}	3.40	3.80	0.89	1.17
	C	3.80	6.40	1.60	2.10
CPT 4	C ^I	3.40	4.40	1.42	1.86
CPT 5	B ^{II}	1.80	2.80	2.50	3.28
CPT 6	B ^{III}	3.00	4.00	2.15	2.83
CPT 7	C ^I	2.40	5.00	1.49	1.96
	C ^{II}	5.00	6.00	0.94	1.23
CPT 8	B ^{III}	3.00	3.60	0.91	1.20
	C	3.60	6.80	1.39	1.82
CPT 9	C	4.00	7.60	1.77	2.25
CPT 10	B ^{IV}	3.60	4.20	0.99	1.43

In riferimento a quanto indicato nel EC08-5 al §4.1.4 che pone il fattore di sicurezza minimo rispetto alla liquefazione $FSL = 1.25$, *alcuni livelli/sottolivelli risultano potenzialmente liquefacibili*.

Tuttavia, come prescritto dalle NTC 18 al punto 7.11.3.4.3 “L’adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista”.

7. CONCLUSIONI

7.1. Dall'analisi dei risultati penetrometrici e delle elaborazioni effettuate si possono trarre le seguenti considerazioni conclusive:

- La situazione stratigrafica media dell'area è caratterizzata, da p.c. fino alla profondità compresa fra 2.40 m e 5.00 m da limi, limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni argillose torbose, cui seguono sabbie, sabbie, sabbie con ghiaia fino alla profondità compresa fra 5.00 m e 9.80 m poggianti su ghiaie medio grosse sabbiose con intercalazioni di sabbie con ghiaia ed argille fino a 15.00 m. Alle ghiaie seguono sabbie grosse prevalenti con intercalazioni argillose e torbose fino alla massima profondità indagata (20.00 m da p.c.).
- La falda è stata misurata nel foro di sondaggio, alla data di esecuzione (27/07/2022), alla profondità di circa 3.50 m da p.c e nei fori delle prove penetrometriche alla profondità media di 1.40 m da p.c... Essendo il sito a cavallo del limite inferiore della linea delle risorgive, non si esclude che la falda possa ulteriormente approssimarsi al p.c. in concomitanza di eventi meteorici importanti e prolungati nel tempo;
- classificazione sismica: in base alla normativa sismica di riferimento, i terreni sono stati classificati come appartenenti alla categoria di suolo di fondazione di **tipo C**
- il fattore di sicurezza alla liquefazione (FSL) per i livelli potenzialmente liquefacibili, soggetti ad un evento sismico di magnitudo pari a 5.14 sono riportati nella tabella a seguire:

Prova	Livello/Sottolivello	Profondità		FSL _{min}	FSL _{max}
		da	a		
CPT 3	B^I	1.00	2.40	1.07	1.40
	B^{III}	3.40	3.80	0.89	1.17
	C	3.80	6.40	1.60	2.10
CPT 4	C^I	3.40	4.40	1.42	1.86
CPT 5	B^{II}	1.80	2.80	2.50	3.28
CPT 6	B^{III}	3.00	4.00	2.15	2.83
CPT 7	C^I	2.40	5.00	1.49	1.96
	C^{II}	5.00	6.00	0.94	1.23
CPT 8	B^{III}	3.00	3.60	0.91	1.20
	C	3.60	6.80	1.39	1.82
CPT 9	C	4.00	7.60	1.77	2.25
CPT 10	B^{IV}	3.60	4.20	0.99	1.43



In riferimento a quanto indicato nel EC08-5 al §4.1.4 che pone il fattore di sicurezza minimo rispetto alla liquefazione $FSL = 1.25$, *alcuni livelli/sottolivelli risultano potenzialmente liquefacibili*.

Tuttavia, come prescritto dalle NTC 18 al punto 7.11.3.4.3 “L’adeguatezza del margine di sicurezza nei confronti della liquefazione deve essere valutata e motivata dal progettista”.

In fase esecutiva si dovrà accertare la rispondenza della caratterizzazione geologica e geotecnica desunta dalle prove con la situazione reale adeguando conseguentemente, in caso di difformità, le verifiche, in particolar modo nella porzione di fabbricato che ricade in zona di concessione mineraria dove non è stato possibile investigare.

In riferimento alle NTC 2018 di cui al cap. 6 “Progettazione geotecnica”, la presente relazione definisce “*i risultati delle indagini, la caratterizzazione e la modellazione geologica e geotecnica, di cui al § 6.2.1.e § 6.2.2.*”.

Il Sig. Progettista/Calcolatore provvederà a definire “*una specifica relazione geotecnica unitamente ai calcoli per il dimensionamento geotecnico delle opere e alla descrizione delle fasi e modalità costruttive*” in riferimento al punto 6.2.4.- *Verifiche della sicurezza e delle prestazioni*, note le azioni derivanti dal calcolo strutturale .

La presente relazione **non costituisce proposta progettuale**. Il Sig. Progettista potrà eseguire le proprie verifiche e scelte progettuali alla luce dei dati emersi dall’indagine.

Torri di Quartesolo, Marzo 2024



Dott. geol. Laura Armellini

ALLEGATO 1

- **METODI D'INTERPRETAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE DINAMICHE E STATICHE**
- **DIAGRAMMI PENETROMETRICI**
- **DIAGRAMMI STRATIGRAFICI DEI SONDAGGI SA-SB E S1**
- **DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL SONDAGGIO S1**

Metodi d'interpretazione delle prove penetrometriche

Per le prove penetrometriche dinamiche

Per le prove penetrometriche dinamiche il metodo di interpretazione usato consiste nel risalire da N_{20} (numero di colpi del penetrometro necessari per l'infissione della punta di 20 cm) a N_{spt} (numero di colpi della prova standard penetration test) ed usare le correlazioni messe a punto per questo tipo di prova.

Il valore di N_{SPT} si ricava dalla formula di LaCroix & Horn (1973), secondo cui:

$$N_{SPT} = \left(\frac{W \times H}{6.2 \times D^2 \times L} \right) \times N$$

dove:

- W** = Peso del maglio in Kg
H = Altezza di caduta in cm
D = Diametro del cono in cm
L = Penetrazione standard in cm
N = Numero di colpi misurato nella prova penetrometrica

Il valore corrispondente della costante di trasformazione per il penetrometro superpesante DPSH classificato tipo "Emilia" secondo l'ISSMFE è pari a 1.51, quindi:

$$N_{SPT} = 1.51 \times N_{20}$$

La determinazione dei parametri più significativi dei terreni è stata effettuata con i seguenti metodi:

- Coesione non drenata - Cu

La coesione non drenata viene stimata attraverso i seguenti metodi:

➤ **Metodo di Stroud & Butler (1975) (Cu₁)**

$$Cu = 4N_{SPT} \div 6N_{SPT} \quad (\text{KPa}) \quad \text{per } N_{SPT} > 5$$

$$Cu = 5 + 7.5N_{SPT} \quad (\text{KPa}) \quad \text{per } N_{SPT} < 5$$

➤ **Metodo di Terzaghi & Peck (1948) (Cu₂)**

$$Cu = 6.4N_{60}$$

Dove:

N₆₀ = Numero di colpi N corretto per l'energia di battuta standardizzata del 60% ricavato dalla formula:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_S \times C_R$$

Dove:

C_E = Correzione per il rapporto di energia che poniamo pari a 1.00



C_B = Correzione per il diametro del foro che poniamo pari a 1.00

C_S = Correzione per il metodo di campionamento che poniamo pari a 1.00

C_R = Correzione per la lunghezza delle aste che varia in base alla lunghezza delle aste sotto la testa di battuta:

Lunghezza aste sotto la testa di battuta (m)	C_R
3 ÷ 4	0.75
4 ÷ 6	0.85
6 ÷ 10	0.95
> 10	1.00

➤ Metodo di Sowers (1968) (Cu_3)

$$Cu = 7.26N_{60}$$

➤ Metodo di Bruschi (2004) (Cu_4)

$$Cu = 6.5N_{60}$$

- Angolo di resistenza al taglio - ϕ

L'angolo di resistenza al taglio viene stimato attraverso i seguenti metodi:

○ Metodo secondo Hatanaka & Uchida (1996) (ϕ_1)

$$\phi = 20 + \sqrt{15.4N_{1(60)}}$$

Dove:

$N_{1(60)}$ = Numero di colpi N_{60} corretto per l'influenza della pressione litostatica σ'_v ricavato dalla formula:

$$N_{1(60)} = CN \times N_{60}$$

Dove:

CN = Fattore di correzione in funzione della pressione litostatica, ricavato dalla formula :

$$CN = \sqrt{\frac{98.1}{\sigma'_v}}$$

○ Metodo secondo Wolf (1989) (ϕ_2)

$$\phi = 27.1 + 0.3N_{1(60)} - 0.00051N_{1(60)}^2$$

○ Metodo "Road Bridge Specification" (ϕ_3)

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\phi (^{\circ}) = [(15 \times N_{spt})^{0.5}] + 15;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

○ **Metodo “Japanese National Railway” (ϕ_4)**

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\phi (^{\circ}) = 0.3 \times N_{spt} + 27;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

○ **Metodo secondo Owasaki & Iwasaki (ϕ_5)**

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$\phi (^{\circ}) = [(20 \times N_{spt})^{0.5}] + 15;$$

dove N_{spt} è il numero di colpi medio misurato nello strato.

- Densità relativa – $Dr(\%)$

La densità relativa viene stimata attraverso i seguenti metodi:

○ **Metodo di Meyerhof (1957) (Dr_1)**

$$Dr = 21 \sqrt{\frac{N}{(0.7 + \frac{\sigma'_v}{98})}}$$

○ **Metodo Terzaghi & Peck (1976) (Dr_2)**

$$Dr = 100 \sqrt{\frac{N_{1(60)}}{60}}$$

○ **Metodo Schultze & Menzenbach (1961) (Dr_3)**

$$\ln(Dr) = 0.478 \ln(N_{60}) - 0.261 \ln(\sigma'_v) + 2.84$$

Dove σ'_v è espresso in Kg/cm²

○ **Metodo Bazaraa (1977) (Dr_4)**

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{60}}{20 (1 + 4.1 \sigma'_v)}} \quad se \sigma'_v \leq 0.732$$

$$Dr = \sqrt{\frac{N_{60}}{20 (3.24 + 1.024 \sigma'_v)}} \quad se \sigma'_v > 0.732$$

○ **Metodo Fardis & Veneziano (1981) (Dr_5)**

$$\ln(Dr) = \frac{\ln(N_{60}) - [2.67 + 0.442 \ln(\sigma'_v)]}{2.06}$$

Dove σ'_v è espresso in psi (1 psi ~0.07 Kg/cm²)

○ **Metodo Kokusho & al. (1983) (Dr_6)**

$$Dr = 36 \left(\frac{N}{\frac{\sigma'_v}{98} + 1.5} \right)^{0.37}$$

○ **Metodo Yoshida & al. (1988) (Dr₇)**

$$Dr = 25 \left[(N_{SPT})_{60} \left(\frac{60}{78} \right) \right]^{0.46} \times (\sigma'_v)^{-0.12}$$

○ **Metodo Hatanaka & Feng (2006) (Dr₈)**

$$Dr = 1.55N_1 + 40 \quad \text{per} \quad 0 \leq N_1 \leq 25$$

$$Dr = 0.84N_1 + 57.8 \quad \text{per} \quad 25 \leq N_1 \leq 50$$

Dove:

N₁= Numero di colpi N₆₃₀ corretto per l'influenza della pressione litostatica σ'_v ricavato dalla formula:

$$N_1 = CN \times N_{30}$$

DP 3

Livello	N ₂₀	NSPT	da m	a m	Prof.media m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	4	6,00	1	4,8	2,9	0,387	1,50	4,50	6,75	6,00
C	11,7	17,55	4,8	8,6	6,7	0,729	1,16	16,67	19,34	13,57
D	30	45,00	8,6	11	9,8	1,008	0,99	42,75	42,17	29,60

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	30	29	24	29	26
C	37	33	31	32	34
D	45	39	41	41	45

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	40	34	45	29	39	22	29	49	43
C	60	57	71	46	65	32	48	61	74
D	87	84	>100	71	96	45	72	83	>100



DP 4

Livello	N ₂₀	N _{SPT}	da m	a m	Prof.media m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	3	4,50	1,2	4,2	2,7	0,369	1,50	3,38	5,06	4,50
C	10,3	15,45	4,2	9,8	7	0,756	1,14	14,68	16,72	11,73
D	40	60,00	9,8	15	12,4	1,242	0,89	60,00	53,32	35,55

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	29	29	23	28	24
C	36	32	30	32	33
D	49	42	45	45	50

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	35	29	40	26	35	20	25	47	37
C	56	53	67	43	60	31	45	58	69
D	95	94	>100	82	>100	50	82	88	>100

DP 5

Livello	N ₂₀	N _{SPT}	da m	a m	Prof.media m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	3,8	5,70	0,8	4,6	2,7	0,369	1,50	4,28	6,41	5,70
C	10,8	16,20	4,6	9	6,8	0,738	1,15	15,39	17,74	12,45
D	30,5	45,75	9	11,4	10,2	1,044	0,97	45,75	44,35	29,57

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	30	29	24	29	26
C	37	32	31	32	33
D	46	39	41	41	45

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	39	33	45	29	39	21	28	49	42
C	57	54	68	44	62	31	47	59	71
D	87	86	>100	73	98	46	74	83	>100



DP 6

Livello	N ₂₀	N _{SPT}	da m	a m	Prof. _{media} m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	3,9	5,85	1	4,6	2,8	0,378	1,50	4,39	6,58	5,85
C	10,8	16,20	4,6	9	6,8	0,738	1,15	15,39	17,74	12,45
D	33	49,50	9	11,4	10,2	1,044	0,97	49,50	47,98	31,99

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	30	29	24	29	26
C	37	32	31	32	33
D	47	40	42	42	46

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	40	33	45	29	39	22	28	49	43
C	57	54	68	44	62	31	47	59	71
D	91	89	>100	76	>100	47	76	85	>100

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it**DP 7**

Livello	N ₂₀	NSPT	da m	a m	Prof.media m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	6	9,00	1	3,6	2,3	0,333	1,50	6,75	10,13	9,00
C	11	16,50	3,6	8,6	6,1	0,675	1,21	15,68	18,90	13,26
D	33	49,50	8,6	10,8	9,7	0,999	0,99	47,03	46,60	32,70

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	32	30	27	30	28
C	37	33	31	32	33
D	47	40	42	42	46

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	50	41	57	38	49	25	35	54	53
C	59	56	71	46	64	32	47	61	72
D	92	88	>100	74	100	47	75	85	>100



DP 8

Livello	N ₂₀	N _{SPT}	da m	a m	Prof. _{media} m	σ'_v Kg/cm ²	C _N	N ₆₀	N ₁₍₆₀₎	N ₁
A	Terreno agrario									
B	2,4	3,60	0,8	4,2	2,5	0,351	1,50	2,70	4,05	3,60
C	11	16,50	4,2	7,6	5,9	0,657	1,22	14,03	17,14	13,44
D	42	63,00	7,6	9,2	8,4	0,882	1,05	59,85	63,12	44,29

Calcolo dell'angolo d'attrito (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ Hatanaka e Uchida	$\phi^\circ(2)$ Wolff	$\phi^\circ(3)$ Road Bridge Specificatio	$\phi^\circ(4)$ Japanese Nation Railway	$\phi^\circ(5)$ Owasaky & Iwasaki
A	Terreno agrario				
B	28	28	22	28	23
C	36	32	31	32	33
D	51	44	46	46	50

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) %	Dr(2) %	Dr(3) %	Dr(4) %	Dr(5) %	Dr(6) %	Dr(7) %	Dr(8) %	Dr(9) %
	Meyerhof	Terzaghi e Peck	Schultze e Menzenbach	Bazaraa	Fardis e Veneziano	Kokusho	Yoshida	Hatanaka e Feng	Skempton
A	Terreno agrario								
B	32	26	36	24	31	18	23	46	33
C	59	53	68	44	61	32	45	61	72
D	>100	>100	>100	85	>100	52	85	95	>100

PROVA PENETROMETRICA DINAMICA

Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO
Descrizione:
Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Caratteristiche Tecniche-Strumentali Sonda: ISSME (63,5 Kg)

Rif. Norme	DIN 4094
Peso Massa battente	63,5 Kg
Altezza di caduta libera	0,75 m
Peso sistema di battuta	0,63 Kg
Diametro punta conica	51,00 mm
Area di base punta	20,43 cm ²
Lunghezza delle aste	1 m
Peso aste a metro	6,31 Kg/m
Profondità giunzione prima asta	0,40 m
Avanzamento punta	0,20 m
Numero colpi per punta	N(20)
Coeff. Correlazione	1,51
Rivestimento/fanghi	No
Angolo di apertura punta	90 °



PROVA ...DP 3

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

11,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	1	10,51
0,40	4	42,03
0,60	7	67,50
0,80	7	67,50
1,00	6	57,86
1,20	5	48,22
1,40	4	38,57
1,60	1	8,91
1,80	3	26,73
2,00	3	26,73
2,20	4	35,64
2,40	6	53,47
2,60	2	16,56
2,80	3	24,85
3,00	3	24,85
3,20	3	24,85
3,40	4	33,13
3,60	2	15,47
3,80	4	30,94
4,00	5	38,68
4,20	7	54,15
4,40	7	54,15
4,60	4	29,03
4,80	4	29,03
5,00	12	87,08
5,20	16	116,11
5,40	17	123,37
5,60	16	109,35
5,80	21	143,52
6,00	11	75,18
6,20	10	68,34
6,40	10	68,34
6,60	9	58,12
6,80	8	51,66
7,00	9	58,12
7,20	10	64,58
7,40	11	71,04
7,60	12	73,45

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

7,80	10	61,21
8,00	9	55,09
8,20	9	55,09
8,40	11	67,33
8,60	12	69,81
8,80	21	122,16
9,00	22	127,98
9,20	22	127,98
9,40	21	122,16
9,60	27	149,65
9,80	26	144,10
10,00	29	160,73
10,20	28	155,19
10,40	32	177,36
10,60	35	185,23
10,80	42	222,28
11,00	53	280,49



PROVA ...DP 4

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

15,00 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	0	0,00
0,40	0	0,00
0,60	2	19,29
0,80	9	86,79
1,00	13	125,36
1,20	10	96,43
1,40	3	28,93
1,60	2	17,82
1,80	1	8,91
2,00	4	35,64
2,20	3	26,73
2,40	2	17,82
2,60	2	16,56
2,80	2	16,56
3,00	2	16,56
3,20	2	16,56
3,40	3	24,85
3,60	4	30,94
3,80	4	30,94
4,00	6	46,41
4,20	4	30,94
4,40	12	92,83
4,60	13	94,34
4,80	8	58,06
5,00	12	87,08
5,20	8	58,06
5,40	12	87,08
5,60	14	95,68
5,80	7	47,84
6,00	9	61,51
6,20	10	68,34
6,40	16	109,35
6,60	17	109,78
6,80	10	64,58
7,00	12	77,49
7,20	10	64,58
7,40	8	51,66
7,60	12	73,45
7,80	13	79,57

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

8,00	12	73,45
8,20	9	55,09
8,40	6	36,73
8,60	5	29,09
8,80	10	58,17
9,00	12	69,81
9,20	7	40,72
9,40	7	40,72
9,60	7	38,80
9,80	12	66,51
10,00	25	138,56
10,20	28	155,19
10,40	53	293,75
10,60	41	216,99
10,80	50	264,62
11,00	42	222,28
11,20	40	211,69
11,40	42	222,28
11,60	58	293,70
11,80	40	202,55
12,00	41	207,62
12,20	42	212,68
12,40	31	156,98
12,60	36	174,75
12,80	35	169,90
13,00	43	208,73
13,20	47	228,15
13,40	92	446,59
13,60	39	181,79
13,80	36	167,81
14,00	41	191,12
14,20	49	228,41
14,40	31	144,50
14,60	35	156,91
14,80	37	165,88
15,00	40	179,33



PROVA ...DP 5

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

11,40 mt

Falda non rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	2	21,01
0,40	5	52,54
0,60	6	57,86
0,80	5	48,22
1,00	3	28,93
1,20	2	19,29
1,40	3	28,93
1,60	2	17,82
1,80	3	26,73
2,00	2	17,82
2,20	3	26,73
2,40	3	26,73
2,60	4	33,13
2,80	5	41,41
3,00	4	33,13
3,20	5	41,41
3,40	5	41,41
3,60	4	30,94
3,80	4	30,94
4,00	6	46,41
4,20	5	38,68
4,40	5	38,68
4,60	4	29,03
4,80	12	87,08
5,00	14	101,60
5,20	14	101,60
5,40	16	116,11
5,60	11	75,18
5,80	11	75,18
6,00	9	61,51
6,20	9	61,51
6,40	8	54,67
6,60	9	58,12
6,80	7	45,20
7,00	7	45,20
7,20	8	51,66
7,40	8	51,66
7,60	8	48,97
7,80	10	61,21
8,00	12	73,45

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

8,20	14	85,69
8,40	14	85,69
8,60	16	93,08
8,80	10	58,17
9,00	12	69,81
9,20	21	122,16
9,40	19	110,53
9,60	19	105,31
9,80	25	138,56
10,00	24	133,02
10,20	26	144,10
10,40	26	144,10
10,60	28	148,19
10,80	36	190,52
11,00	43	227,57
11,20	48	254,03
11,40	51	269,91



PROVA ...DP 6

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

12,00 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	2	21,01
0,40	5	52,54
0,60	7	67,50
0,80	5	48,22
1,00	3	28,93
1,20	3	28,93
1,40	4	38,57
1,60	1	8,91
1,80	4	35,64
2,00	3	26,73
2,20	2	17,82
2,40	2	17,82
2,60	5	41,41
2,80	6	49,69
3,00	5	41,41
3,20	3	24,85
3,40	5	41,41
3,60	4	30,94
3,80	5	38,68
4,00	3	23,21
4,20	4	30,94
4,40	5	38,68
4,60	4	29,03
4,80	4	29,03
5,00	5	36,28
5,20	9	65,31
5,40	12	87,08
5,60	8	54,67
5,80	5	34,17
6,00	8	54,67
6,20	6	41,00
6,40	6	41,00
6,60	8	51,66
6,80	9	58,12
7,00	8	51,66
7,20	8	51,66
7,40	6	38,75
7,60	6	36,73
7,80	9	55,09
8,00	18	110,18

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

8,20	22	134,66
8,40	19	116,30
8,60	11	63,99
8,80	11	63,99
9,00	10	58,17
9,20	21	122,16
9,40	21	122,16
9,60	22	121,93
9,80	24	133,02
10,00	27	149,65
10,20	28	155,19
10,40	27	149,65
10,60	26	137,60
10,80	35	185,23
11,00	38	201,11
11,20	40	211,69
11,40	41	216,99
11,60	46	232,94
11,80	46	232,94
12,00	52	263,32



PROVA ...DP 7

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

10,80 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	2	21,01
0,40	7	73,55
0,60	3	28,93
0,80	7	67,50
1,00	5	48,22
1,20	3	28,93
1,40	4	38,57
1,60	10	89,11
1,80	9	80,20
2,00	9	80,20
2,20	8	71,29
2,40	5	44,55
2,60	4	33,13
2,80	4	33,13
3,00	7	57,97
3,20	6	49,69
3,40	5	41,41
3,60	7	54,15
3,80	8	61,88
4,00	11	85,09
4,20	11	85,09
4,40	9	69,62
4,60	9	65,31
4,80	8	58,06
5,00	8	58,06
5,20	6	43,54
5,40	7	50,80
5,60	8	54,67
5,80	8	54,67
6,00	9	61,51
6,20	8	54,67
6,40	9	61,51
6,60	10	64,58
6,80	9	58,12
7,00	11	71,04
7,20	13	83,95
7,40	15	96,87
7,60	16	97,93
7,80	20	122,42
8,00	23	140,78

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

8,20	15	91,81
8,40	12	73,45
8,60	12	69,81
8,80	22	127,98
9,00	25	145,43
9,20	24	139,62
9,40	22	127,98
9,60	28	155,19
9,80	28	155,19
10,00	34	188,44
10,20	38	210,61
10,40	42	232,78
10,60	46	243,45
10,80	52	275,20



PROVA ...DP 8

Strumento utilizzato...

ISSME (63,5 Kg)

Prova eseguita in data

Profondità prova

9,20 mt

Falda rilevata

Profondità (m)	Nr. Colpi	Res. dinamica (Kg/cm ²)
0,20	2	21,01
0,40	3	31,52
0,60	5	48,22
0,80	3	28,93
1,00	3	28,93
1,20	4	38,57
1,40	2	19,29
1,60	2	17,82
1,80	2	17,82
2,00	1	8,91
2,20	3	26,73
2,40	3	26,73
2,60	3	24,85
2,80	1	8,28
3,00	1	8,28
3,20	1	8,28
3,40	2	16,56
3,60	2	15,47
3,80	4	30,94
4,00	2	15,47
4,20	5	38,68
4,40	12	92,83
4,60	11	79,83
4,80	12	87,08
5,00	18	130,62
5,20	17	123,37
5,40	8	58,06
5,60	7	47,84
5,80	8	54,67
6,00	9	61,51
6,20	8	54,67
6,40	12	82,01
6,60	14	90,41
6,80	14	90,41
7,00	9	58,12
7,20	9	58,12
7,40	8	51,66
7,60	8	48,97
7,80	25	153,02
8,00	36	220,35

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

8,20	38	232,59
8,40	45	275,44
8,60	46	267,60
8,80	45	261,78
9,00	46	267,60
9,20	53	308,32



PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 3

Strumento utilizzato... ISSME (63,5 Kg)

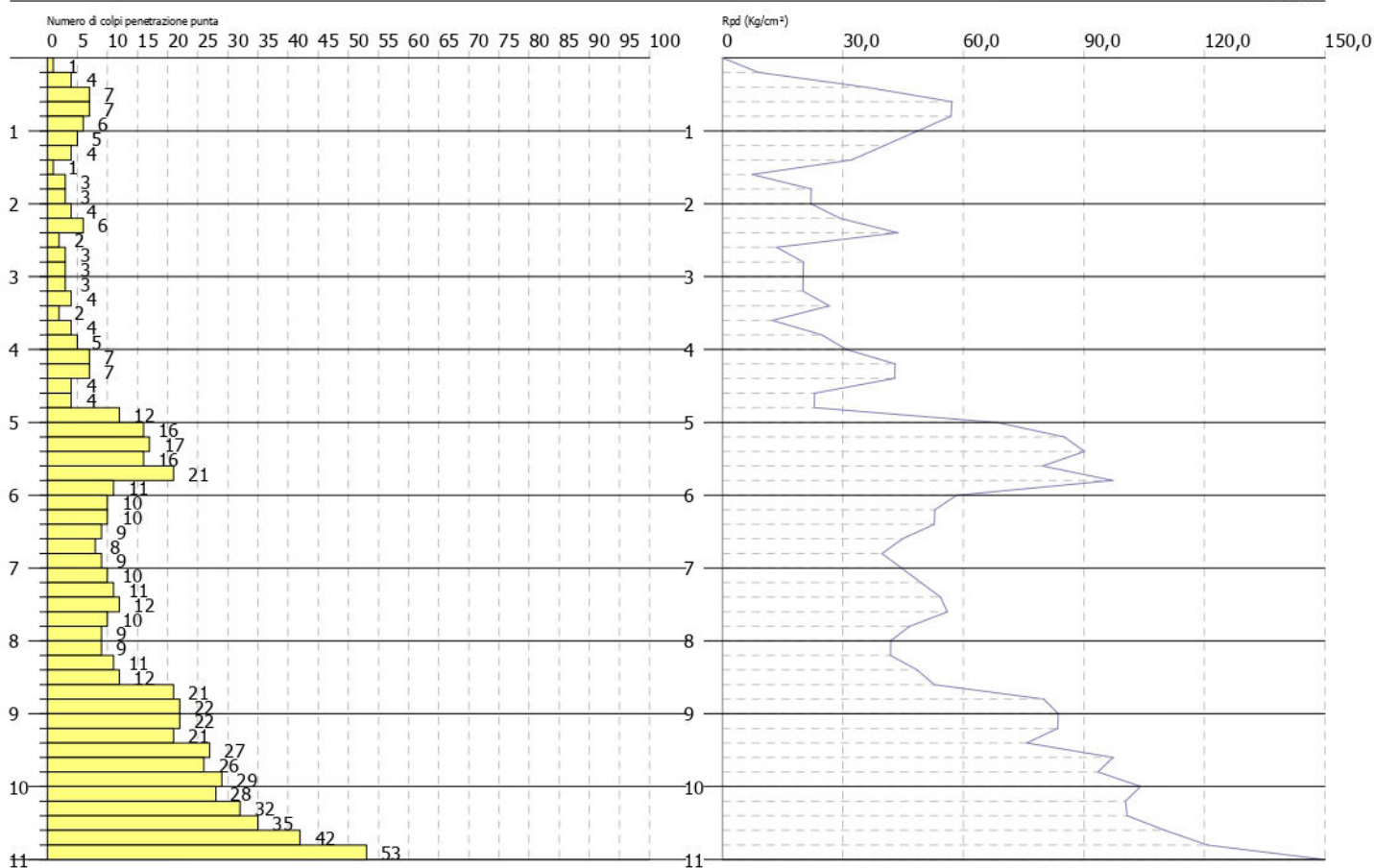
Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO

Descrizione:

Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Data:

Scala 1:100



INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it**PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 4**

Strumento utilizzato... ISSME (63,5 Kg)

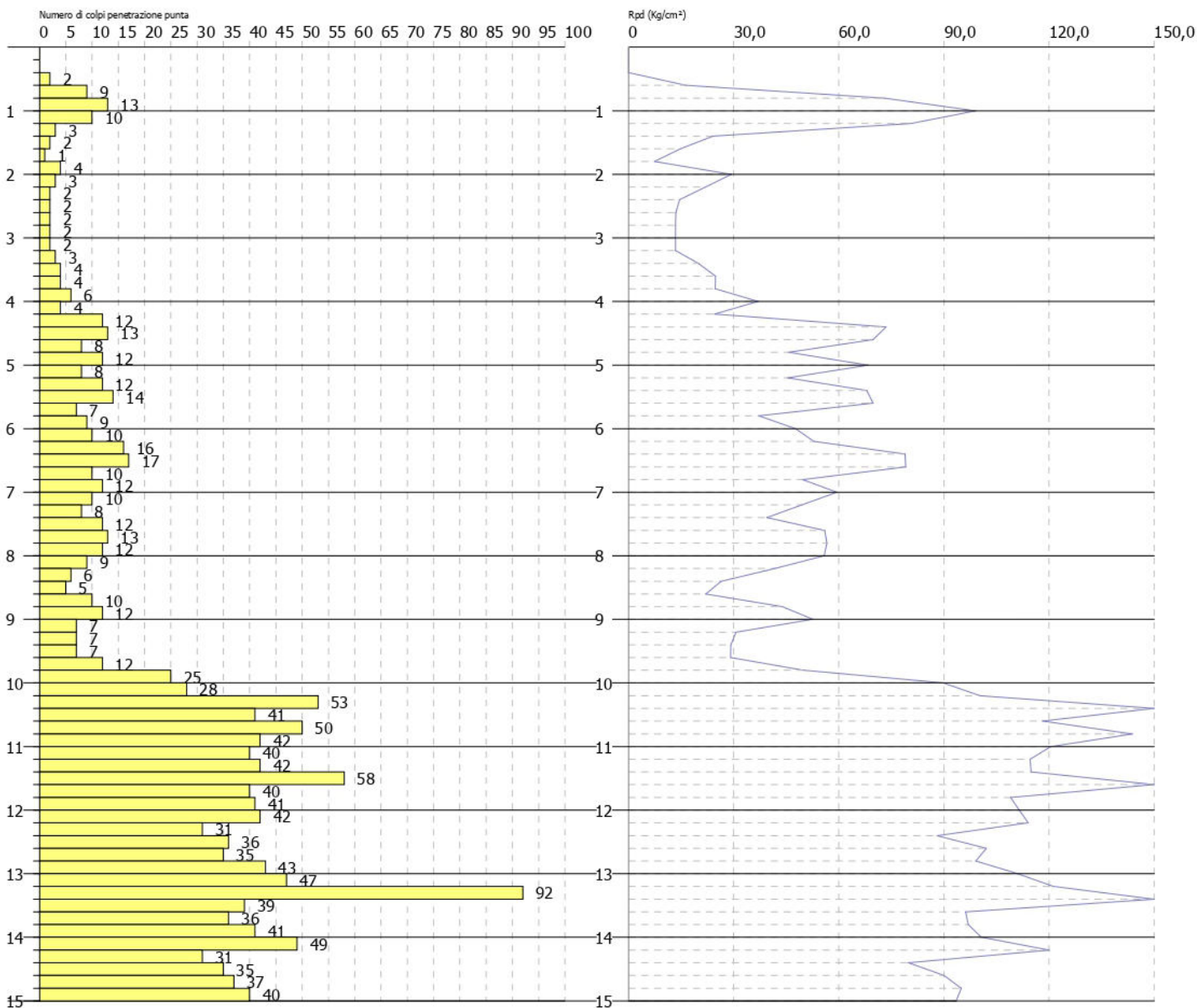
Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO

Descrizione:

Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Data:

Scala 1:100





PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 5

Strumento utilizzato... ISSME (63,5 Kg)

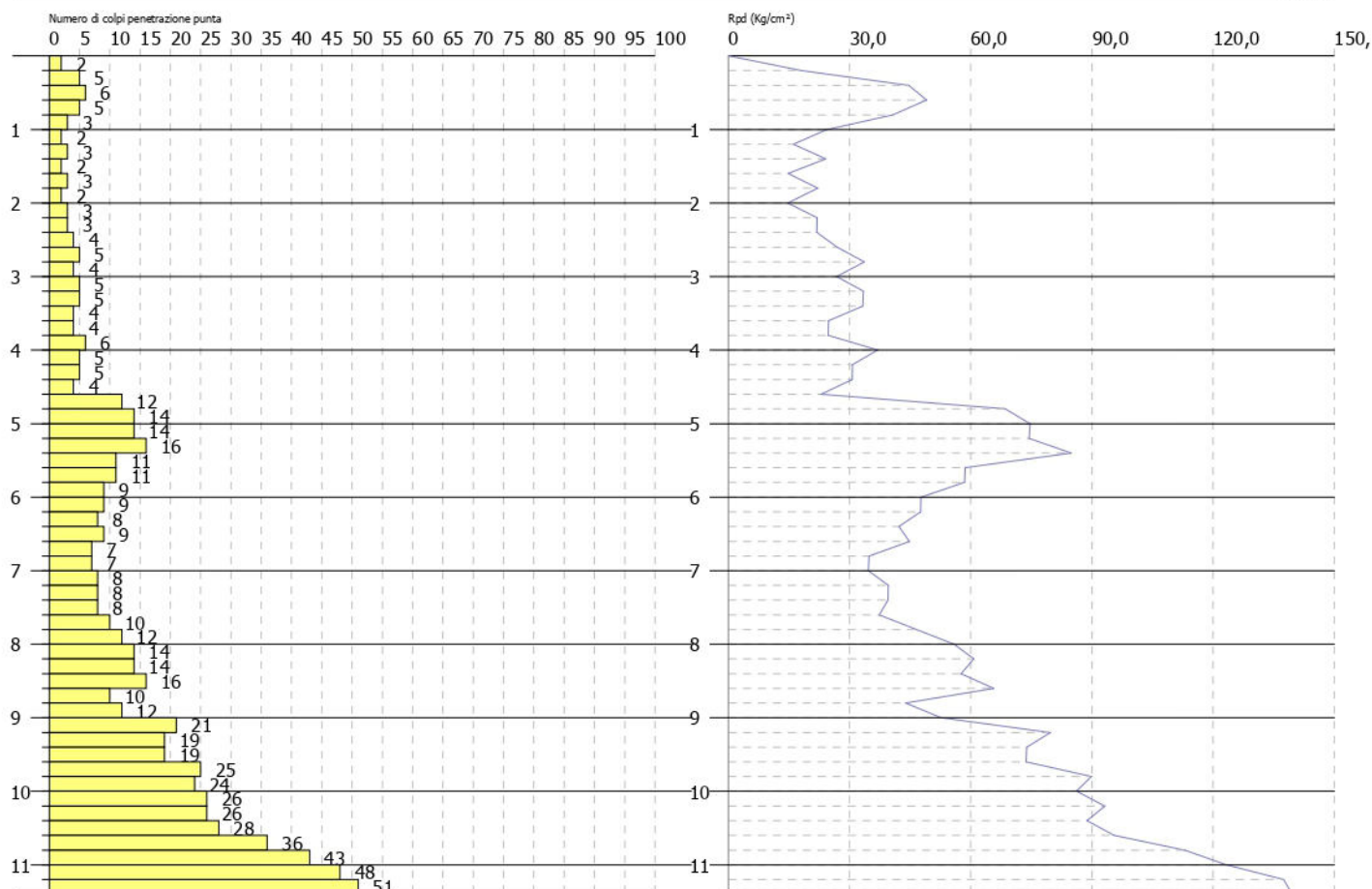
Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO

Descrizione:

Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Data:

Scala 1:100





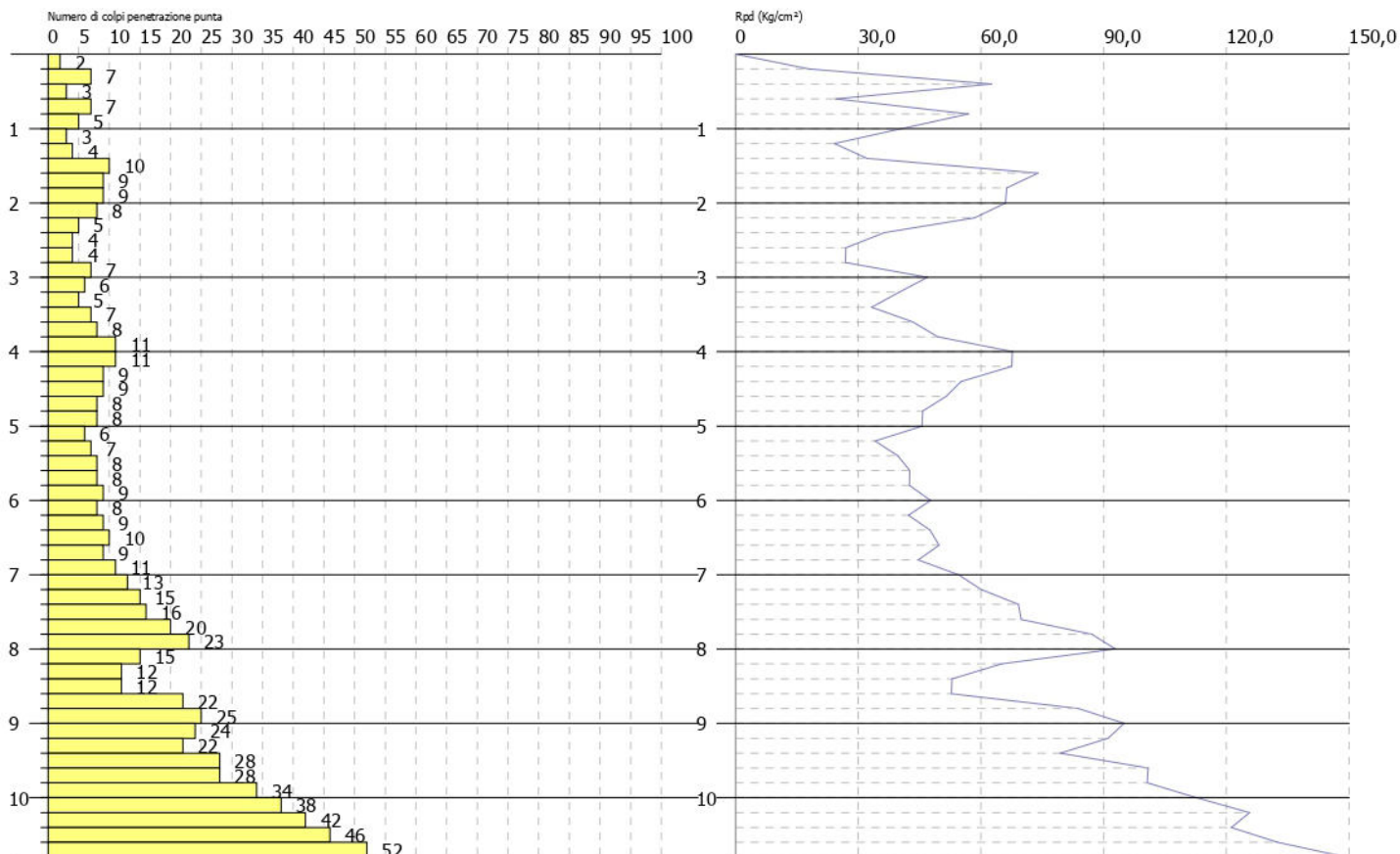
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 7

Strumento utilizzato... ISSME (63,5 Kg)

Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO
Descrizione:
Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Data:

Scala 1:100



INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA

Dott. Geol. Maurizio Chendi – Dott. Geol. Laura Armellini

Via Pola, 24 – 36040 Torri di Quartesolo VI

tel.0444 26.74.06

e-mail mchendi@ingeosintesi.it - larmellini@ingeosintesi.it

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA
Via Pola 24
36040 - Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444-267406 - ingeo@ingeosintesi.it

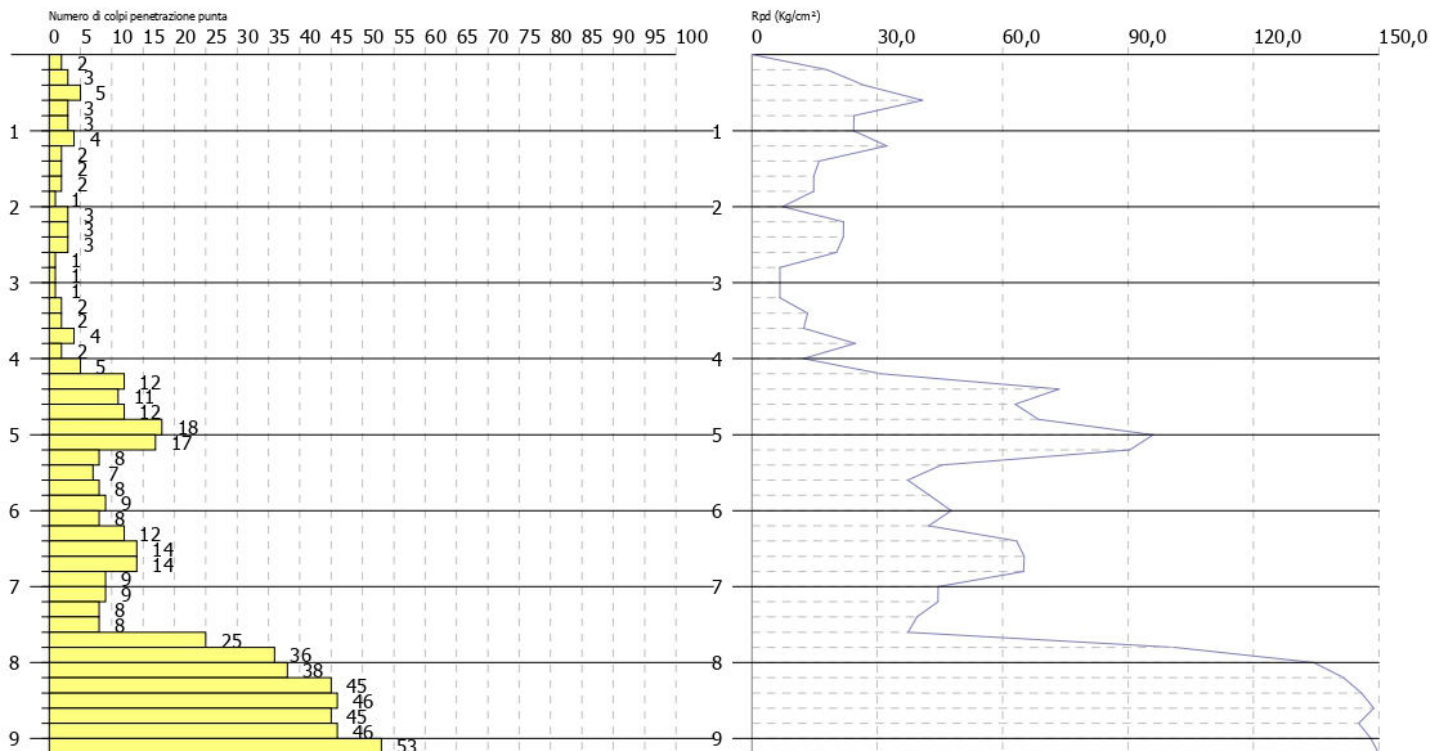
PROVA PENETROMETRICA DINAMICA DP 8

Strumento utilizzato... ISSME (63,5 Kg)

Committente: STUDIO ASSOCIATO SVEGLIADO
Descrizione:
Località: San Giorgio in Bosco (PD)

Data:

Scala 1:100



Metodi d'interpretazione delle prove penetrometriche

Per le prove penetrometriche statiche

$R_{P\text{ medio}}$ = Resistenza media alla punta del penetrometro statico per il livello considerato espresso in Kg/cm².

$R_{L\text{ medio}}$ = Resistenza media laterale del penetrometro statico per il livello considerato espresso in Kg/cm².

$Prof_{\text{media}}$ = Profondità media del livello considerato espresso in m

σ'_v = Pressione litostatica efficace del livello considerato espressa in Kg/cm².

$R_{P(1)}$ = Resistenza media alla punta statica per il livello considerato normalizzata per la pressione litostatica espressa in Kg/cm² secondo la formula:

$$R_{P(1)} = \frac{R_P}{p_a} \sqrt{\frac{\sigma'_v}{p_a}}$$

Dove:

p_a = Pressione atmosferica che corrisponde a 1.033 Kg/cm²

La determinazione dei parametri più significativi dei terreni è stata effettuata con i seguenti metodi:

- Coesione non drenata - C_u

La coesione non drenata viene stimata attraverso i seguenti metodi:

➤ **Metodo di Lunne ed Eide (C_{u1})**

E' uno dei metodi più usati per il calcolo della coesione non drenata, ed è valido per argille di bassa, media e alta plasticità e poco sensibili ($St < 4$ dove St è l'indice di sensibilità al rimaneggiamento). La relazione ha la seguente forma :

$$C_u (Kg / cm^2) = (R_p - \sigma) / Nk = (R_p - \sigma) / 20$$

Dove:

σ = pressione efficace a metà strato e Nk dipendente dall'indice di plasticità, I_p

- Angolo di resistenza al taglio (ϕ°)

L'angolo di resistenza al taglio viene stimata attraverso i seguenti metodi:

➤ **Metodi di De Beer, Caquot e Koppejan (ϕ_1 - ϕ_2 - ϕ_3)**

I tre metodi trovano le loro condizioni ottimali di applicabilità per sabbie NC (normalmente consolidate) e non cementate per profondità maggiori di 2 metri (terreni saturi) o di 1 metro (terreni non saturi). In sabbie cementate va tenuto presente che ad un aumento di R_p può non corrispondere automaticamente un aumento di ϕ , e quindi i

valori ottenuti vanno considerati con estrema cautela.

L'angolo di attrito viene stimato attraverso il grafico di Fig. 1.5 dove s è la pressione efficace a metà strato misurata in Kg/cm² e R_p la resistenza alla punta media dello strato.

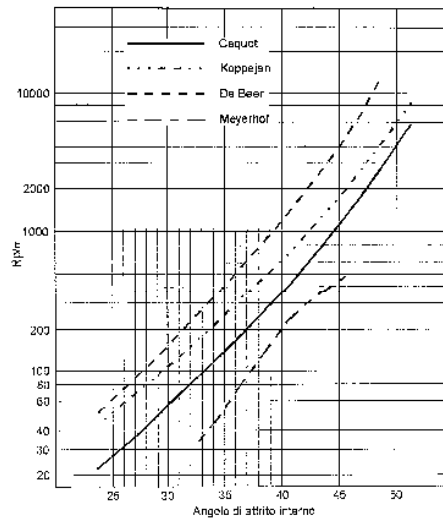


Fig. 1.5 - Metodi di Casquot, Koppejan, De Beer e Meyerhof per la valutazione dell'angolo di attrito (per il metodo di Meyerhof nell'asse delle ordinate va posta R_0).

Poiché lo stato tensionale indotto dalla penetrazione del cono del penetrometro statico può essere molto alto, i valori degli angoli d'attrito (ϕ°) calcolati con i metodi sopra elencati risultano sovrastimati; è quindi opportuno correggere i valori stimati con un fattore di correzione $\Delta\phi^\circ$ da sottrarre al valore di ϕ° .

Tale fattore è calcolato col :

➤ **Metodo di Chen & Juang derivato dai fattori di riduzione di Meing**

$$\Delta\phi^\circ = 9.311Dr^3 - 5.122Dr^2 + 3.753Dr - 0.013$$

- Densità relativa – $Dr(\%)$

La densità relativa viene stimata attraverso i seguenti metodi:

○ **Metodo di Lancellotta (1991) (Dr_1)**

$$Dr(1) = -98 + 66 \log \left(\frac{R_p}{\sqrt{\sigma'_v}} \right)$$

○ **Metodo Tanizawa (1990) (Dr_2)**

$$Dr(2) = -79.5 + 14.35 \times R_p^{0.25} \times \left(\frac{p_a}{\sigma'_v} \right)^{0.125}$$



CPT 3

Livello	$R_{P\text{ medio}}$ Kg/cm ²	$R_{L\text{ medio}}$ Kg/cm ²	da m	a m	σ_v Kg/cm ²	$R_{P(1)}$ Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	22	0,56	1	2,4	0,279	11,07
B2	9	0,48	2,4	3,4	0,387	5,33
B3	25	0,6	3,4	3,8	0,45	15,97
C	88	1,3	3,8	6,4	0,585	64,11
D	321	2,6	6,4	7	0,729	261,05

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	
B2	45
B3	
C	
D	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	$\Delta\phi^{\circ}(1)$ Correzione di Meigh(1987)	$\Delta\phi^{\circ}(2)$ Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1	42	38	1,34	1,18
B2				
B3	39	34	1,21	1,05
C	71	72	3,40	3,46
D	105	111	9,05	10,47

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^{\circ}(1)$ De Beer	$\phi^{\circ}(2)$ Koppejan	$\phi^{\circ}(3)$ Caquot	$\phi^{\circ}(1)^*$	$\phi^{\circ}(1)^{**}$	$\phi^{\circ}(2)^*$	$\phi^{\circ}(2)^{**}$	$\phi^{\circ}(3)^*$	$\phi^{\circ}(3)^{**}$
A	Terreno agrario								
B1	27	29	31	25	26	27	27	30	30
B2									
B3	25	27	30	24	24	26	26	29	29
C	30	32	35	26	26	29	28	31	31
D	35	38	40	26	24	28	27	31	30

$\phi^{\circ}(1)$ = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

$\phi^{\circ}(2)$ = Metodo di De Beer

$\phi^{\circ}(3)$ = Metodo di Koppejan

$\phi^{\circ}(4)$ = Metodo di Caquot

$\phi^{\circ}(n)^* = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(1)$

$\phi^{\circ}(n)^{**} = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(2)$

CPT 4

Livello	R _P medio Kg/cm ²	R _L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ _v Kg/cm ²	R _P (1) Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	18	0,75	1	2,6	0,288	9,20
B2	12	0,67	2,6	3,4	0,396	7,19
C1	63	0,97	3,4	4,4	0,477	41,44
C2	314	3,67	4,4	5	0,549	221,60

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	80
B2	60
C1	
C2	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	Δφ°(1) Correzione di Meigh(1987)	Δφ°(2) Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1				
B2				
C1	64	64	2,76	2,72
C2	108	115	9,89	11,56

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (φ°) secondo vari Autori

Livello	φ°(1) De Beer	φ°(2) Koppejan	φ°(3) Caquot	φ°(1)*	φ°(1)**	φ°(2)*	φ°(2)**	φ°(3)*	φ°(3)**
A	Terreno agrario								
B1									
B2									
C1	29	31	34	26	26	28	29	31	31
C2	36	39	41	26	25	29	27	31	30

φ°(1) = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

φ°(2) = Metodo di De Beer

φ°(3) = Metodo di Koppejan

φ°(4) = Metodo di Caquot

φ°(n)* = φ°(n) - Δφ°(1)

φ°(n)** = φ°(n) - Δφ°(2)



CPT 5

Livello	$R_{P \text{ medio}}$ Kg/cm ²	$R_{L \text{ medio}}$ Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	$R_{P(1)}$ Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	10	0,32	1	1,8	0,252	4,78
B2	86	1,01	1,8	2,8	0,333	47,27
C	158	1,88	2,8	8	0,612	117,73

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	50
B2	
C	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	$\Delta\phi^{\circ}(1)$ Correzione di Meigh(1987)	$\Delta\phi^{\circ}(2)$ Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1				
B2	78	80	4,27	4,49
C	87	90	5,53	6,02

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^{\circ}(1)$ De Beer	$\phi^{\circ}(2)$ Koppejan	$\phi^{\circ}(3)$ Caquot	$\phi^{\circ}(1)^*$	$\phi^{\circ}(1)^{**}$	$\phi^{\circ}(2)^*$	$\phi^{\circ}(2)^{**}$	$\phi^{\circ}(3)^*$	$\phi^{\circ}(3)^{**}$
A	Terreno agrario								
B1									
B2	32	35	37	28	28	30	30	33	33
C	32	35	37	27	26	29	29	32	31

$\phi^{\circ}(1)$ = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

$\phi^{\circ}(2)$ = Metodo di De Beer

$\phi^{\circ}(3)$ = Metodo di Koppejan

$\phi^{\circ}(4)$ = Metodo di Caquot

$\phi^{\circ}(n)^* = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(1)$

$\phi^{\circ}(n)^{**} = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(2)$

CPT 6

Livello	$R_{P \text{ medio}}$ Kg/cm ²	$R_{L \text{ medio}}$ Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	$R_{P(1)}$ Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	21	0,66	0,6	2,4	0,261	10,22
B2	5	0,51	2,4	3	0,369	2,89
B3	20	0,57	3	4	0,441	12,65
C	356	2,57	4	5	0,531	247,09

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	
B2	25
B3	
C	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	$\Delta\phi^{\circ}(1)$ Correzione di Meigh(1987)	$\Delta\phi^{\circ}(2)$ Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1	42	38	1,33	1,17
B2				
B3	33	27	0,99	0,82
C	112	119	10,97	12,97

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^{\circ}(1)$ De Beer	$\phi^{\circ}(2)$ Koppejan	$\phi^{\circ}(3)$ Caquot	$\phi^{\circ}(1)^*$	$\phi^{\circ}(1)^{**}$	$\phi^{\circ}(2)^*$	$\phi^{\circ}(2)^{**}$	$\phi^{\circ}(3)^*$	$\phi^{\circ}(3)^{**}$
A	Terreno agrario								
B1	27	29	32	25	26	27	27	30	30
B2									
B3	24	26	29	23	23	25	25	28	28
C	37	40	42	26	24	29	27	31	29

 $\phi^{\circ}(1)$ = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

 $\phi^{\circ}(2)$ = Metodo di De Beer

 $\phi^{\circ}(3)$ = Metodo di Koppejan

 $\phi^{\circ}(4)$ = Metodo di Caquot

 $\phi^{\circ}(n)^* = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(1)$
 $\phi^{\circ}(n)^{**} = \phi^{\circ}(n) - \Delta\phi^{\circ}(2)$



CPT 7

Livello	$R_{P\text{ medio}}$ Kg/cm ²	$R_{L\text{ medio}}$ Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	$R_{P(1)}$ Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B	28	0,68	0,8	2,4	0,27	13,86
C1	79	0,98	2,4	5	0,459	50,98
C2	42	0,81	5	6	0,621	31,52
C3	170	1,64	6	8	0,756	140,79

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B	
C1	
C2	
C3	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	$\Delta\phi(1)$ Correzione di Meigh(1987)	$\Delta\phi(2)$ Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B	49	46	1,71	1,56
C1	71	72	3,44	3,51
C2	49	46	1,69	1,54
C3	86	89	5,38	5,84

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ De Beer	$\phi^\circ(2)$ Koppejan	$\phi^\circ(3)$ Caquot	$\phi^\circ(1)^*$	$\phi^\circ(1)^{**}$	$\phi^\circ(2)^*$	$\phi^\circ(2)^{**}$	$\phi^\circ(3)^*$	$\phi^\circ(3)^{**}$
A	Terreno agrario								
B	28	30	33	26	26	28	28	31	31
C1	30	33	35	27	27	29	29	32	32
C2	26	28	31	24	24	26	26	29	29
C3	32	34	37	26	26	29	28	31	31

$\phi^\circ(1)$ = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

$\phi^\circ(2)$ = Metodo di De Beer

$\phi^\circ(3)$ = Metodo di Koppejan

$\phi^\circ(4)$ = Metodo di Caquot

$\phi^\circ(n)^* = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(1)$

$\phi^\circ(n)^{**} = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(2)$

CPT 8

Livello	$R_{P\text{ medio}}$ Kg/cm ²	$R_{L\text{ medio}}$ Kg/cm ²	da m	a m	σ'_v Kg/cm ²	$R_{P(1)}$ Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	21	0,76	0,6	2	0,234	9,68
B2	9	0,29	2	3	0,351	5,08
B3	31	0,53	3	3,6	0,423	19,20
C	83	1,23	3,6	6,8	0,594	60,93
D	208	2,83	6,8	9	0,837	181,25

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	
B2	45
B3	
C	
D	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	$\Delta\phi(1)$ Correzione di Meigh(1987)	$\Delta\phi(2)$ Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1	43	39	1,40	1,24
B2				
B3	46	42	1,52	1,37
C	69	69	3,21	3,23
D	91	94	6,10	6,72

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (ϕ°) secondo vari Autori

Livello	$\phi^\circ(1)$ De Beer	$\phi^\circ(2)$ Koppejan	$\phi^\circ(3)$ Caquot	$\phi^\circ(1)^*$	$\phi^\circ(1)^{**}$	$\phi^\circ(2)^*$	$\phi^\circ(2)^{**}$	$\phi^\circ(3)^*$	$\phi^\circ(3)^{**}$
A	Terreno agrario								
B1	27	29	32	26	26	28	28	31	31
B2									
B3	26	28	31	25	25	27	27	30	30
C	29	32	34	26	26	28	28	31	31
D	32	35	37	26	25	28	28	31	30

 $\phi^\circ(1)$ = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

 $\phi^\circ(2)$ = Metodo di De Beer

 $\phi^\circ(3)$ = Metodo di Koppejan

 $\phi^\circ(4)$ = Metodo di Caquot

 $\phi^\circ(n)^* = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(1)$
 $\phi^\circ(n)^{**} = \phi^\circ(n) - \Delta\phi^\circ(2)$



CPT 9

Livello	R _P medio Kg/cm ²	R _L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ _v Kg/cm ²	R _{P(1)} Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	21	0,71	0,6	2,6	0,27	10,39
B2	8	0,53	2,6	4	0,423	4,96
C	100	1,54	4	7,6	0,648	76,67
D	482	3,13	7,6	8	0,828	417,75

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	
B2	40
C	
D	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	Δφ°(1) Correzione di Meigh(1987)	Δφ°(2) Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1	41	37	1,31	1,15
B2				
C	73	74	3,64	3,74
D	115	122	11,63	13,83

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (φ°) secondo vari Autori

Livello	φ°(1) De Beer	φ°(2) Koppejan	φ°(3) Caquot	φ°(1) *	φ°(1)**	φ°(2) *	φ°(2)**	φ°(3) *	φ°(3)**
A	Terreno agrario								
B1	27	28	31	25	25	27	27	30	30
B2									
C	30	32	35	26	26	28	28	31	31
D	36	39	41	25	22	27	25	30	28

φ°(1) = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

φ°(2) = Metodo di De Beer

φ°(3) = Metodo di Koppejan

φ°(4) = Metodo di Caquot

φ°(n)* = φ°(n) - Δφ°(1)

φ°(n)** = φ°(n) - Δφ°(2)

CPT 10

Livello	R _P medio Kg/cm ²	R _L medio Kg/cm ²	da m	a m	σ' _v Kg/cm ²	R _P (1) Kg/cm ²
A	Terreno agrario					
B1	24	0,78	0,8	1,6	0,216	10,62
B2	158	3,12	1,6	2,4	0,306	83,25
B3	9	0,48	2,4	3,6	0,396	5,39
B4	33	0,71	3,6	4,2	0,477	21,71
C	156	1,91	4,2	7	0,63	117,94

Calcolo della coesione non drenata (Cu) secondo vari Autori

Livello	Cu (kPa) Lunne ed Eide
A	Terreno agrario
B1	
B2	
B3	45
B4	
C	

Calcolo della densità relativa (Dr) secondo vari Autori

Livello	Dr(1) % Lancellotta	Dr(2) % Tanizawa	Δφ°(1) Correzione di Meigh(1987)	Δφ°(2) Correzione di Meigh(1987)
A	Terreno agrario			
B1	48	45	1,64	1,49
B2	97	102	7,32	8,26
B3				
B4	46	43	1,53	1,37
C	86	89	5,41	5,87

Calcolo dell'angolo di resistenza al taglio (φ°) secondo vari Autori

Livello	φ°(1) De Beer	φ°(2) Koppejan	φ°(3) Caquot	φ°(1) *	φ°(1)**	φ°(2) *	φ°(2) **	φ°(3) *	φ°(3)**
A	Terreno agrario								
B1	28	30	33	27	27	29	29	32	32
B2	36	38	41	28	27	31	30	33	33
B3									
B4	26	28	31	25	25	26	27	29	29
C	32	35	37	27	26	29	29	32	31

φ°(1) = Metodo di Dugunoglu & Mitchell (1975)-Robertson & Campanella (1983)-Chen & Juang (1996)

φ°(2) = Metodo di De Beer

φ°(3) = Metodo di Koppejan

φ°(4) = Metodo di Caquot

φ°(n)* = φ°(n) - Δφ°(1)

φ°(n)** = φ°(n) - Δφ°(2)

Tabella prova CPT n. 1

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	113,00	0,47	0,00	242,14
3	0,60	65,00	2,07	0,00	31,45
4	0,80	48,00	1,13	0,00	42,35
5	1,00	31,00	2,07	0,00	15,00
6	1,20	24,00	1,00	0,00	24,00
7	1,40	19,00	0,87	0,00	21,92
8	1,60	21,00	0,40	0,00	52,50
9	1,80	24,00	0,93	0,00	25,71
10	2,00	39,00	0,53	0,00	73,13
11	2,20	67,00	1,47	0,00	45,68
12	2,40	25,00	1,20	0,00	20,83
13	2,60	15,00	0,53	0,00	28,13
14	2,80	9,00	0,27	0,00	33,75
15	3,00	8,00	0,40	0,00	20,00
16	3,20	13,00	0,47	0,00	27,86
17	3,40	29,00	0,33	0,00	87,00
18	3,60	51,00	0,87	0,00	58,85
19	3,80	68,00	0,53	0,00	127,50
20	4,00	34,00	1,87	0,00	18,21
21	4,20	84,00	0,73	0,00	114,55
22	4,40	74,00	1,47	0,00	50,45
23	4,60	76,00	0,60	0,00	126,67
24	4,80	23,00	1,40	0,00	16,43
25	5,00	38,00	0,53	0,00	71,25
26	5,20	56,00	1,27	0,00	44,21
27	5,40	91,00	2,40	0,00	37,92
28	5,60	206,00	1,73	0,00	118,85
29	5,80	280,00	1,53	0,00	182,61
30	6,00	346,00	4,13	0,00	83,71

Tabella prova CPT n. 2

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	80,00	1,13	0,00	70,59
3	0,60	53,00	1,73	0,00	30,58
4	0,80	35,00	2,33	0,00	15,00
5	1,00	35,00	1,13	0,00	30,88
6	1,20	29,00	0,60	0,00	48,33
7	1,40	29,00	0,60	0,00	48,33
8	1,60	24,00	0,80	0,00	30,00
9	1,80	16,00	0,40	0,00	40,00
10	2,00	27,00	0,40	0,00	67,50
11	2,20	93,00	0,80	0,00	116,25
12	2,40	34,00	0,73	0,00	46,36
13	2,60	16,00	0,33	0,00	48,00
14	2,80	12,00	0,47	0,00	25,71
15	3,00	7,00	0,47	0,00	15,00
16	3,20	11,00	0,73	0,00	15,00
17	3,40	19,00	0,40	0,00	47,50
18	3,60	29,00	0,40	0,00	72,50
19	3,80	27,00	0,33	0,00	81,00
20	4,00	21,00	0,33	0,00	63,00
21	4,20	43,00	0,87	0,00	49,62
22	4,40	35,00	0,47	0,00	75,00
23	4,60	12,00	0,93	0,00	12,86
24	4,80	19,00	0,53	0,00	35,63
25	5,00	19,00	0,40	0,00	47,50
26	5,20	22,00	0,33	0,00	66,00
27	5,40	21,00	0,47	0,00	45,00
28	5,60	29,00	0,47	0,00	62,14
29	5,80	34,00	0,73	0,00	46,36
30	6,00	17,00	0,47	0,00	36,43
31	6,20	70,00	1,27	0,00	55,26
32	6,40	186,00	1,00	0,00	186,00
33	6,60	286,00	2,00	0,00	143,00
34	6,80	352,00	1,93	0,00	182,07
35	7,00	451,00	4,07	0,00	110,90

Tabella prova CPT n. 3

N.	Prof(m)	Rp(kg/cmq)	RI(kg/cmq)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	81,00	1,40	0,00	57,86
3	0,60	48,00	1,47	0,00	32,73
4	0,80	31,00	1,80	0,00	17,22
5	1,00	22,00	1,47	0,00	15,00
6	1,20	20,00	0,73	0,00	27,27
7	1,40	18,00	0,40	0,00	45,00
8	1,60	18,00	0,60	0,00	30,00
9	1,80	28,00	0,53	0,00	52,50
10	2,00	20,00	0,47	0,00	42,86
11	2,20	26,00	0,80	0,00	32,50
12	2,40	26,00	0,40	0,00	65,00
13	2,60	8,00	0,93	0,00	8,57
14	2,80	9,00	0,40	0,00	22,50
15	3,00	8,00	0,27	0,00	30,00
16	3,20	9,00	0,07	0,00	135,00
17	3,40	13,00	0,73	0,00	17,73
18	3,60	24,00	0,53	0,00	45,00
19	3,80	26,00	0,67	0,00	39,00
20	4,00	48,00	0,53	0,00	90,00
21	4,20	128,00	1,87	0,00	68,57
22	4,40	89,00	1,53	0,00	58,04
23	4,60	88,00	0,60	0,00	146,67
24	4,80	58,00	1,27	0,00	45,79
25	5,00	83,00	1,47	0,00	56,59
26	5,20	147,00	1,87	0,00	78,75
27	5,40	146,00	1,47	0,00	99,55
28	5,60	121,00	2,33	0,00	51,86
29	5,80	58,00	1,13	0,00	51,18
30	6,00	59,00	1,07	0,00	55,31
31	6,20	35,00	0,47	0,00	75,00
32	6,40	13,00	0,47	0,00	27,86
33	6,60	140,00	2,33	0,00	60,00
34	6,80	349,00	1,93	0,00	180,52
35	7,00	473,00	3,53	0,00	133,87

Tabella prova CPT n. 4

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	107,00	0,33	0,00	321,00
3	0,60	65,00	2,13	0,00	30,47
4	0,80	38,00	1,60	0,00	23,75
5	1,00	46,00	2,00	0,00	23,00
6	1,20	22,00	2,67	0,00	8,25
7	1,40	13,00	0,47	0,00	27,86
8	1,60	15,00	0,47	0,00	32,14
9	1,80	16,00	0,47	0,00	34,29
10	2,00	19,00	0,33	0,00	57,00
11	2,20	17,00	0,60	0,00	28,33
12	2,40	24,00	0,80	0,00	30,00
13	2,60	16,00	0,20	0,00	80,00
14	2,80	9,00	1,00	0,00	9,00
15	3,00	9,00	0,33	0,00	27,00
16	3,20	18,00	0,40	0,00	45,00
17	3,40	13,00	0,93	0,00	13,93
18	3,60	45,00	1,13	0,00	39,71
19	3,80	84,00	0,60	0,00	140,00
20	4,00	63,00	1,47	0,00	42,95
21	4,20	67,00	0,73	0,00	91,36
22	4,40	56,00	0,93	0,00	60,00
23	4,60	212,00	4,20	0,00	50,48
24	4,80	350,00	4,13	0,00	84,68
25	5,00	380,00	2,67	0,00	142,50

Tabella prova CPT n. 5

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	98,00	1,00	0,00	98,00
3	0,60	93,00	1,40	0,00	66,43
4	0,80	99,00	0,80	0,00	123,75
5	1,00	39,00	2,07	0,00	18,87
6	1,20	17,00	0,53	0,00	31,88
7	1,40	11,00	0,33	0,00	33,00
8	1,60	6,00	0,27	0,00	22,50
9	1,80	8,00	0,13	0,00	60,00
10	2,00	105,00	1,40	0,00	75,00
11	2,20	98,00	0,93	0,00	105,00
12	2,40	88,00	0,33	0,00	264,00
13	2,60	56,00	1,67	0,00	33,60
14	2,80	83,00	0,73	0,00	113,18
15	3,00	114,00	1,27	0,00	90,00
16	3,20	127,00	1,13	0,00	112,06
17	3,40	147,00	2,40	0,00	61,25
18	3,60	145,00	0,73	0,00	197,73
19	3,80	166,00	0,93	0,00	177,86
20	4,00	192,00	1,33	0,00	144,00
21	4,20	127,00	2,13	0,00	59,53
22	4,40	86,00	1,73	0,00	49,62
23	4,60	86,00	0,73	0,00	117,27
24	4,80	154,00	1,47	0,00	105,00
25	5,00	127,00	2,40	0,00	52,92
26	5,20	99,00	2,07	0,00	47,90
27	5,40	195,00	1,40	0,00	139,29
28	5,60	129,00	2,20	0,00	58,64
29	5,80	121,00	1,20	0,00	100,83
30	6,00	72,00	1,40	0,00	51,43
31	6,20	127,00	0,87	0,00	146,54
32	6,40	140,00	3,27	0,00	42,86
33	6,60	159,00	2,67	0,00	59,62
34	6,80	236,00	2,27	0,00	104,12
35	7,00	172,00	4,47	0,00	38,51
36	7,20	216,00	2,07	0,00	104,52
37	7,40	492,00	3,00	0,00	164,00

Tabella prova CPT n. 6

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	55,00	0,47	0,00	117,86
3	0,60	36,00	1,27	0,00	28,42
4	0,80	13,00	1,00	0,00	13,00
5	1,00	26,00	1,07	0,00	24,38
6	1,20	27,00	0,80	0,00	33,75
7	1,40	20,00	0,53	0,00	37,50
8	1,60	16,00	0,33	0,00	48,00
9	1,80	18,00	0,53	0,00	33,75
10	2,00	18,00	0,33	0,00	54,00
11	2,20	25,00	0,47	0,00	53,57
12	2,40	22,00	0,87	0,00	25,38
13	2,60	7,00	0,47	0,00	15,00
14	2,80	6,00	0,40	0,00	15,00
15	3,00	2,00	0,67	0,00	3,00
16	3,20	15,00	0,40	0,00	37,50
17	3,40	13,00	0,93	0,00	13,93
18	3,60	24,00	0,60	0,00	40,00
19	3,80	23,00	0,53	0,00	43,13
20	4,00	27,00	0,40	0,00	67,50
21	4,20	138,00	1,87	0,00	73,93
22	4,40	267,00	1,60	0,00	166,88
23	4,60	421,00	3,93	0,00	107,03
24	4,80	486,00	2,47	0,00	197,03
25	5,00	467,00	3,00	0,00	155,67

Tabella prova CPT n. 7

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	71,00	0,80	0,00	88,75
3	0,60	88,00	1,20	0,00	73,33
4	0,80	62,00	1,80	0,00	34,44
5	1,00	21,00	1,80	0,00	11,67
6	1,20	28,00	0,60	0,00	46,67
7	1,40	19,00	0,33	0,00	57,00
8	1,60	18,00	0,47	0,00	38,57
9	1,80	27,00	0,53	0,00	50,63
10	2,00	44,00	0,73	0,00	60,00
11	2,20	30,00	0,53	0,00	56,25
12	2,40	35,00	0,47	0,00	75,00
13	2,60	63,00	0,80	0,00	78,75
14	2,80	71,00	0,73	0,00	96,82
15	3,00	80,00	0,93	0,00	85,71
16	3,20	109,00	0,73	0,00	148,64
17	3,40	108,00	1,53	0,00	70,43
18	3,60	102,00	1,27	0,00	80,53
19	3,80	49,00	1,00	0,00	49,00
20	4,00	95,00	1,67	0,00	57,00
21	4,20	92,00	0,87	0,00	106,15
22	4,40	66,00	0,60	0,00	110,00
23	4,60	58,00	0,87	0,00	66,92
24	4,80	73,00	0,87	0,00	84,23
25	5,00	61,00	0,93	0,00	65,36
26	5,20	36,00	0,60	0,00	60,00
27	5,40	45,00	0,60	0,00	75,00
28	5,60	53,00	0,73	0,00	72,27
29	5,80	24,00	0,60	0,00	40,00
30	6,00	54,00	1,53	0,00	35,22
31	6,20	76,00	0,53	0,00	142,50
32	6,40	118,00	0,93	0,00	126,43
33	6,60	168,00	1,27	0,00	132,63
34	6,80	92,00	1,53	0,00	60,00
35	7,00	146,00	1,93	0,00	75,52
36	7,20	246,00	1,80	0,00	136,67
37	7,40	346,00	3,47	0,00	99,81

Tabella prova CPT n. 8

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	65,00	0,47	0,00	139,29
3	0,60	32,00	0,93	0,00	34,29
4	0,80	12,00	1,27	0,00	9,47
5	1,00	24,00	0,80	0,00	30,00
6	1,20	16,00	0,80	0,00	20,00
7	1,40	27,00	0,53	0,00	50,63
8	1,60	26,00	0,60	0,00	43,33
9	1,80	16,00	0,47	0,00	34,29
10	2,00	25,00	0,87	0,00	28,85
11	2,20	8,00	0,47	0,00	17,14
12	2,40	9,00	0,27	0,00	33,75
13	2,60	5,00	0,20	0,00	25,00
14	2,80	15,00	0,33	0,00	45,00
15	3,00	9,00	0,20	0,00	45,00
16	3,20	37,00	0,40	0,00	92,50
17	3,40	45,00	0,53	0,00	84,38
18	3,60	11,00	0,67	0,00	16,50
19	3,80	46,00	0,60	0,00	76,67
20	4,00	82,00	1,07	0,00	76,88
21	4,20	82,00	1,53	0,00	53,48
22	4,40	107,00	0,87	0,00	123,46
23	4,60	108,00	0,93	0,00	115,71
24	4,80	70,00	1,47	0,00	47,73
25	5,00	97,00	1,27	0,00	76,58
26	5,20	137,00	1,20	0,00	114,17
27	5,40	85,00	1,47	0,00	57,95
28	5,60	65,00	1,60	0,00	40,63
29	5,80	70,00	1,27	0,00	55,26
30	6,00	67,00	1,40	0,00	47,86
31	6,20	65,00	1,07	0,00	60,94
32	6,40	74,00	1,13	0,00	65,29
33	6,60	76,00	1,27	0,00	60,00
34	6,80	90,00	1,47	0,00	61,36
35	7,00	106,00	1,93	0,00	54,83
36	7,20	132,00	3,53	0,00	37,36
37	7,40	123,00	2,13	0,00	57,66
38	7,60	175,00	2,13	0,00	82,03
39	7,80	182,00	2,27	0,00	80,29
40	8,00	157,00	2,73	0,00	57,44
41	8,20	189,00	1,13	0,00	166,76
42	8,40	145,00	2,47	0,00	58,78
43	8,60	360,00	4,27	0,00	84,38
44	8,80	360,00	4,27	0,00	84,38
45	9,00	360,00	4,27	0,00	84,38

Tabella prova CPT n. 9

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	49,00	2,73	0,00	17,93
3	0,60	45,00	1,47	0,00	30,68
4	0,80	29,00	1,80	0,00	16,11
5	1,00	29,00	1,47	0,00	19,77
6	1,20	33,00	0,60	0,00	55,00
7	1,40	14,00	0,67	0,00	21,00
8	1,60	20,00	0,33	0,00	60,00
9	1,80	22,00	0,27	0,00	82,50
10	2,00	15,00	0,47	0,00	32,14
11	2,20	18,00	0,40	0,00	45,00
12	2,40	20,00	0,33	0,00	60,00
13	2,60	14,00	0,73	0,00	19,09
14	2,80	9,00	0,20	0,00	45,00
15	3,00	4,00	0,47	0,00	8,57
16	3,20	9,00	0,40	0,00	22,50
17	3,40	10,00	0,27	0,00	37,50
18	3,60	8,00	0,20	0,00	40,00
19	3,80	26,00	1,00	0,00	26,00
20	4,00	7,00	1,67	0,00	4,20
21	4,20	83,00	0,80	0,00	103,75
22	4,40	124,00	2,07	0,00	60,00
23	4,60	117,00	1,80	0,00	65,00
24	4,80	119,00	2,93	0,00	40,57
25	5,00	174,00	1,93	0,00	90,00
26	5,20	259,00	0,93	0,00	277,50
27	5,40	43,00	2,40	0,00	17,92
28	5,60	41,00	1,53	0,00	26,74
29	5,80	62,00	0,87	0,00	71,54
30	6,00	81,00	1,00	0,00	81,00
31	6,20	64,00	1,20	0,00	53,33
32	6,40	97,00	1,93	0,00	50,17
33	6,60	129,00	1,13	0,00	113,82
34	6,80	136,00	1,53	0,00	88,70
35	7,00	63,00	1,67	0,00	37,80
36	7,20	89,00	0,80	0,00	111,25
37	7,40	53,00	1,80	0,00	29,44
38	7,60	69,00	1,33	0,00	51,75
39	7,80	482,00	3,13	0,00	153,83
40	8,00	482,00	3,13	0,00	153,83

Tabella prova CPT n. 10

N.	Prof(m)	Rp(kg/cm ^q)	RI(kg/cm ^q)	Rt(kg)	Rp/RI
1	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,40	19,00	4,13	0,00	4,60
3	0,60	41,00	1,47	0,00	27,95
4	0,80	43,00	1,13	0,00	37,94
5	1,00	34,00	0,73	0,00	46,36
6	1,20	28,00	1,07	0,00	26,25
7	1,40	22,00	0,73	0,00	30,00
8	1,60	13,00	0,60	0,00	21,67
9	1,80	49,00	2,07	0,00	23,71
10	2,00	190,00	4,47	0,00	42,54
11	2,20	270,00	3,60	0,00	75,00
12	2,40	125,00	2,33	0,00	53,57
13	2,60	17,00	1,07	0,00	15,94
14	2,80	11,00	0,47	0,00	23,57
15	3,00	8,00	0,20	0,00	40,00
16	3,20	5,00	0,33	0,00	15,00
17	3,40	4,00	0,27	0,00	15,00
18	3,60	8,00	0,40	0,00	20,00
19	3,80	28,00	0,47	0,00	60,00
20	4,00	54,00	0,40	0,00	135,00
21	4,20	18,00	1,27	0,00	14,21
22	4,40	118,00	1,13	0,00	104,12
23	4,60	112,00	1,73	0,00	64,62
24	4,80	116,00	1,33	0,00	87,00
25	5,00	145,00	1,47	0,00	98,86
26	5,20	167,00	2,07	0,00	80,81
27	5,40	126,00	1,67	0,00	75,60
28	5,60	81,00	1,07	0,00	75,94
29	5,80	33,00	1,00	0,00	33,00
30	6,00	19,00	0,60	0,00	31,67
31	6,20	172,00	1,13	0,00	151,76
32	6,40	280,00	5,27	0,00	53,16
33	6,60	365,00	3,13	0,00	116,49



INGEO SINTESI

Studio Associato di Geologia

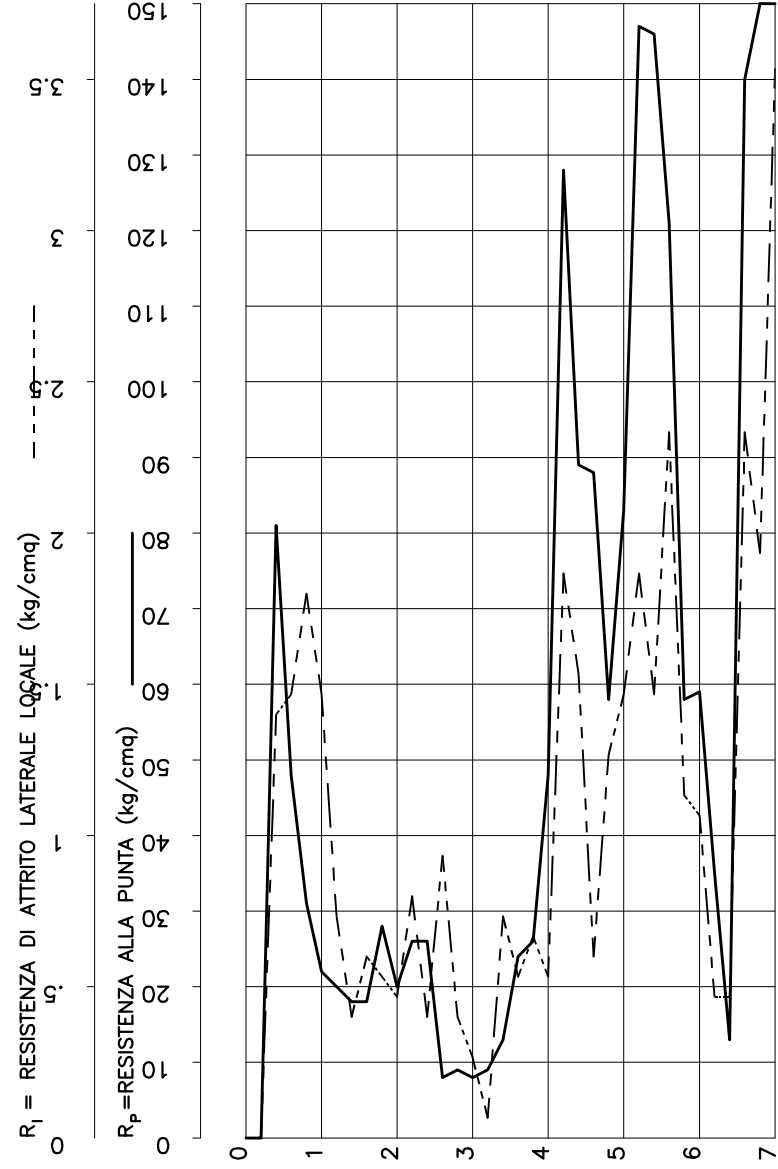
DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado
CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

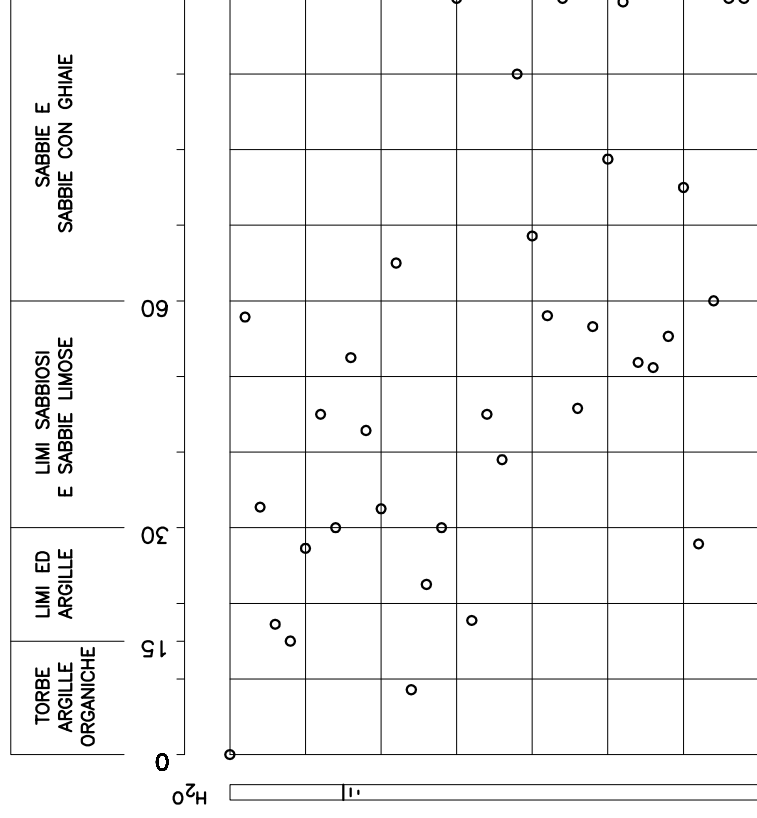
P.P.S.n.
3

Quota
0

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_l (A.G.I. 1977)





INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado

CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

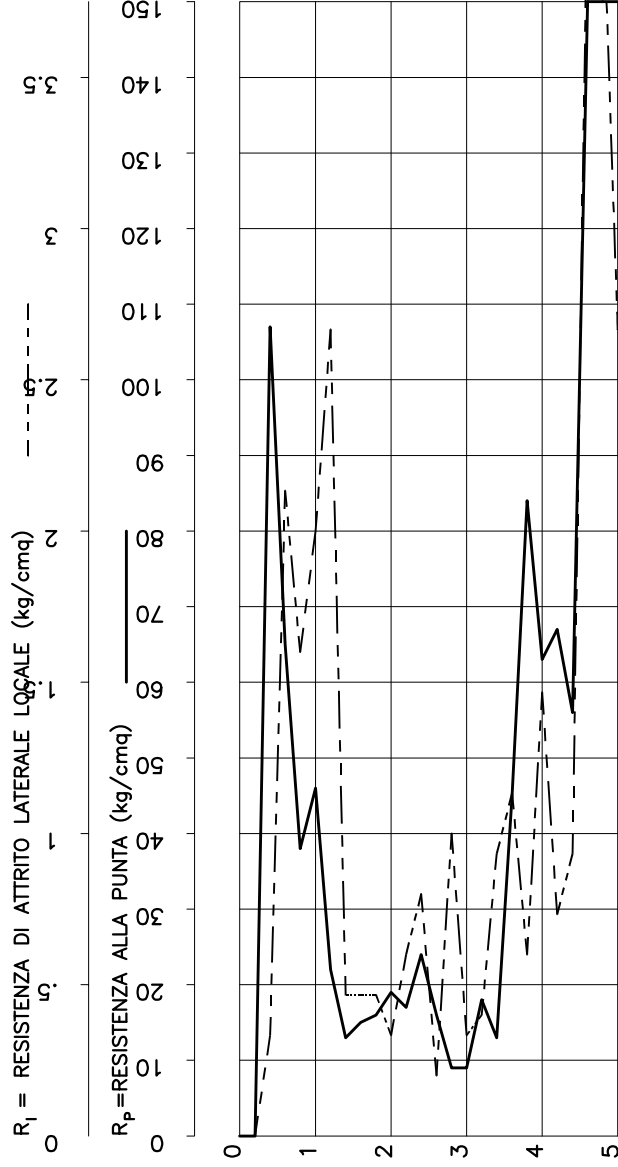
P.P.S.n.

4

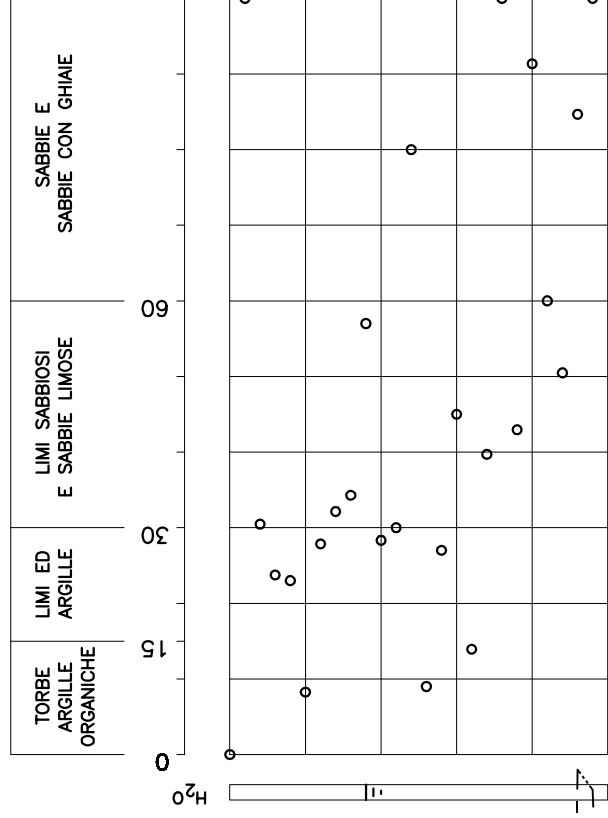
Quota

0

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)





INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado

CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

P.P.S.n.

5

Quota

0

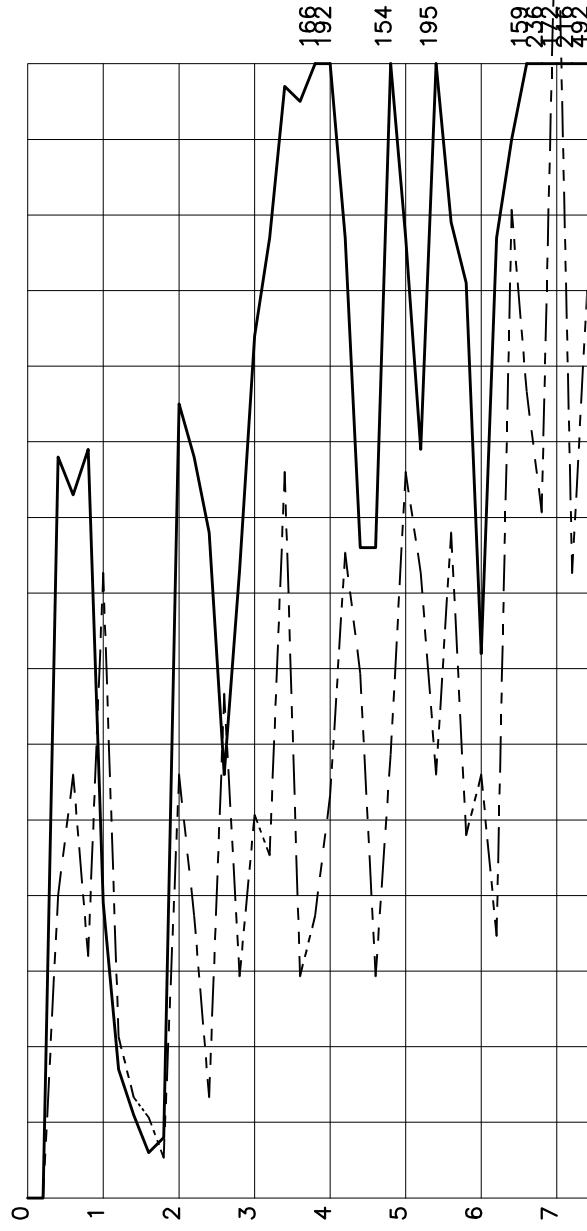
PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

R_1 = RESISTENZA DI ATRITO LATERALE LOCALE (kg/cmq) -----

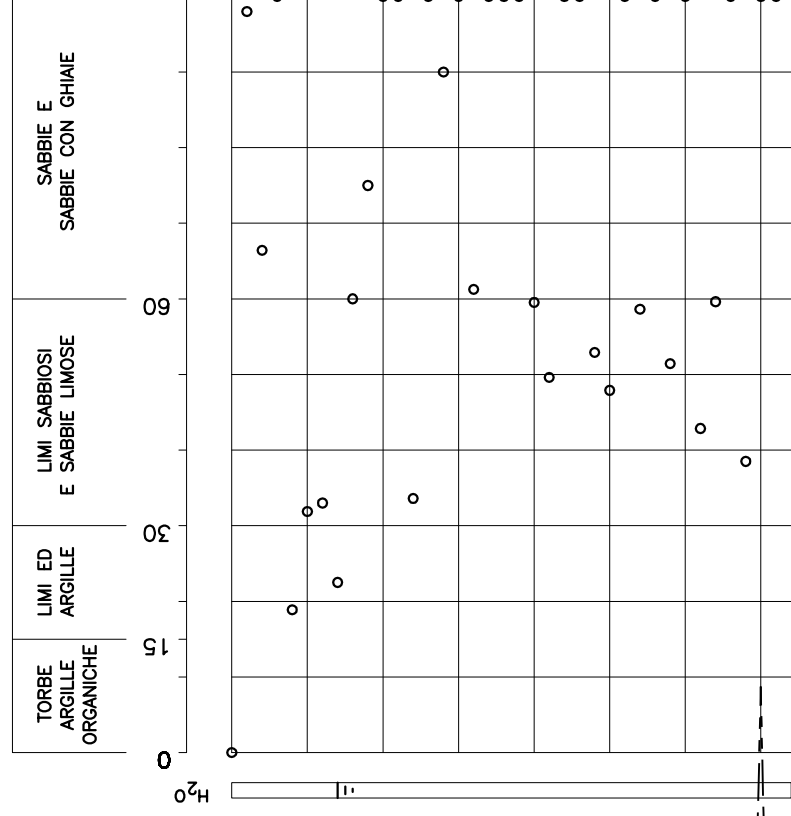
cm

R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq)

cm



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)





INGEO SINTESI

Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado

CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

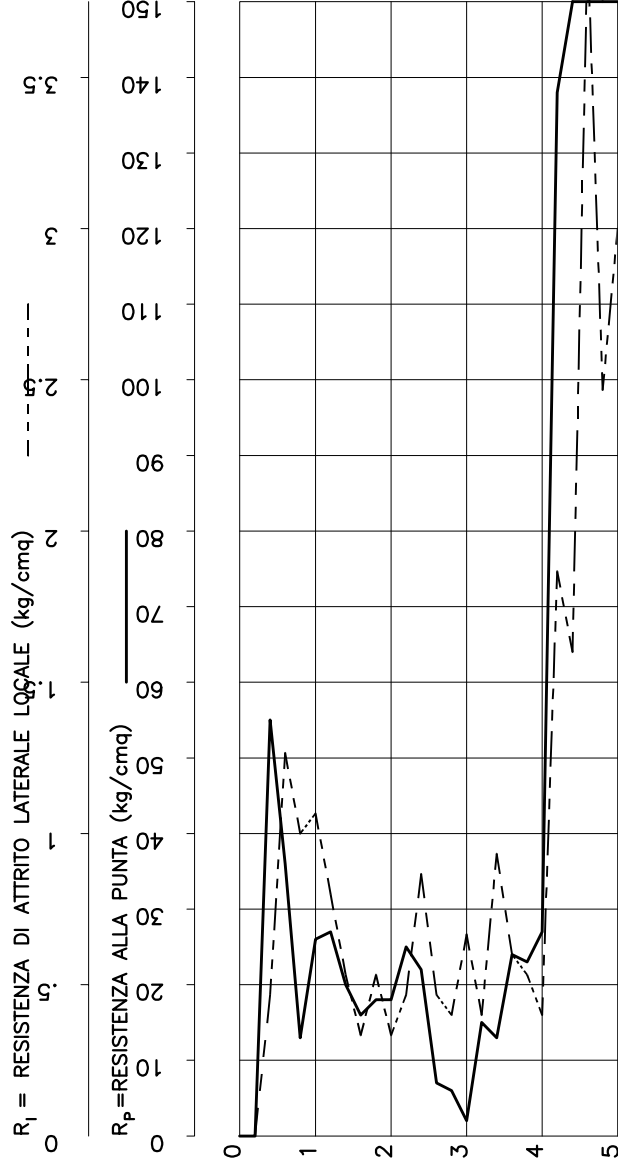
P.P.S.n.

6

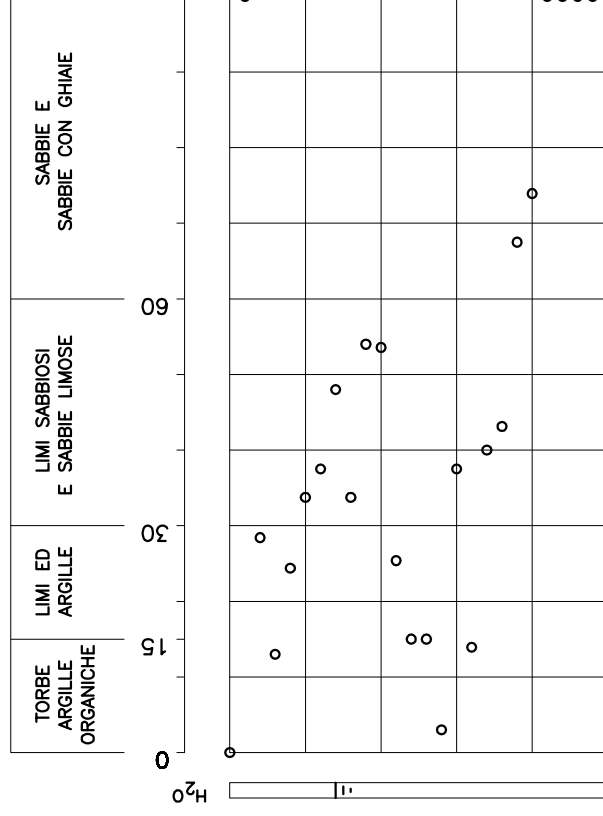
Quota

0

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)





INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado

CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

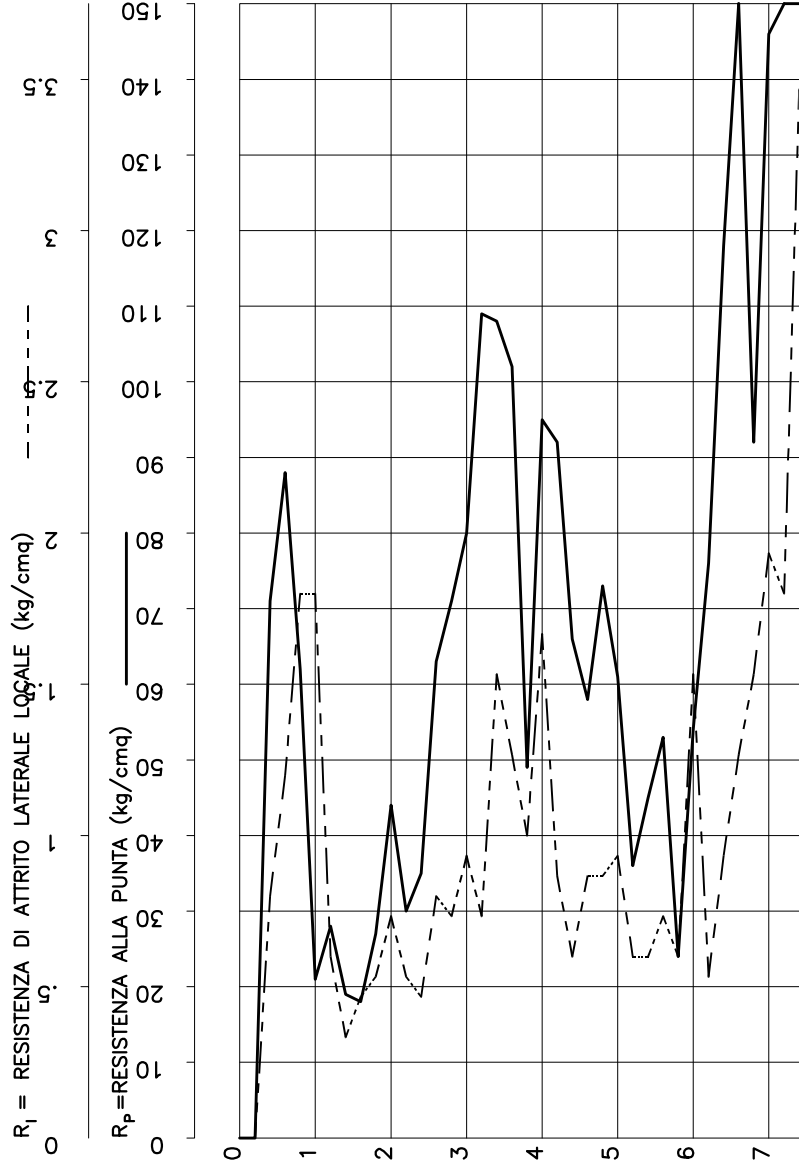
P.P.S.n.

7

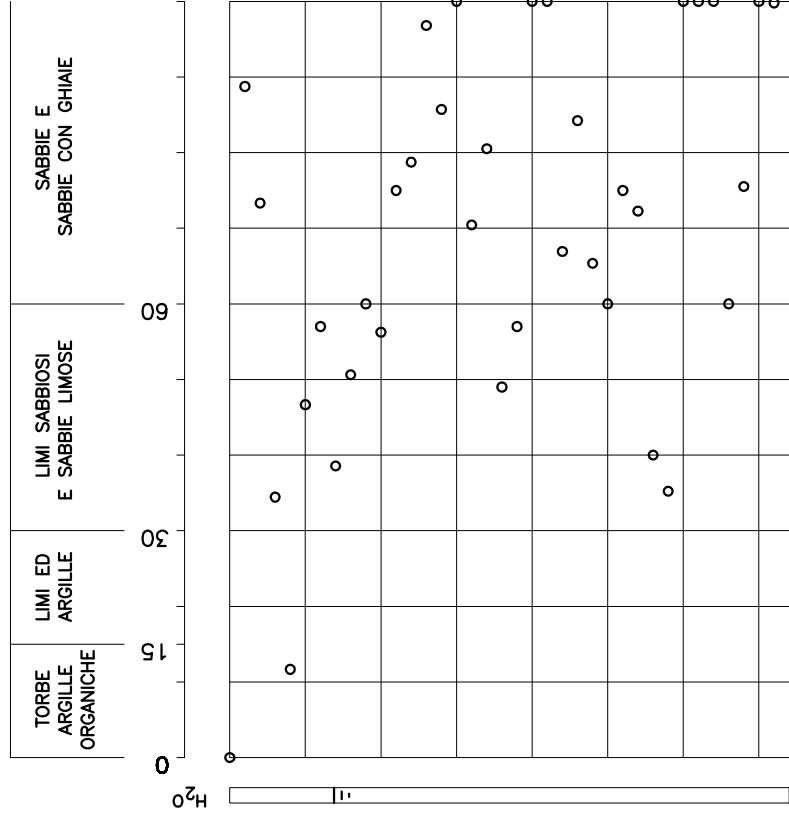
Quota

0

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)

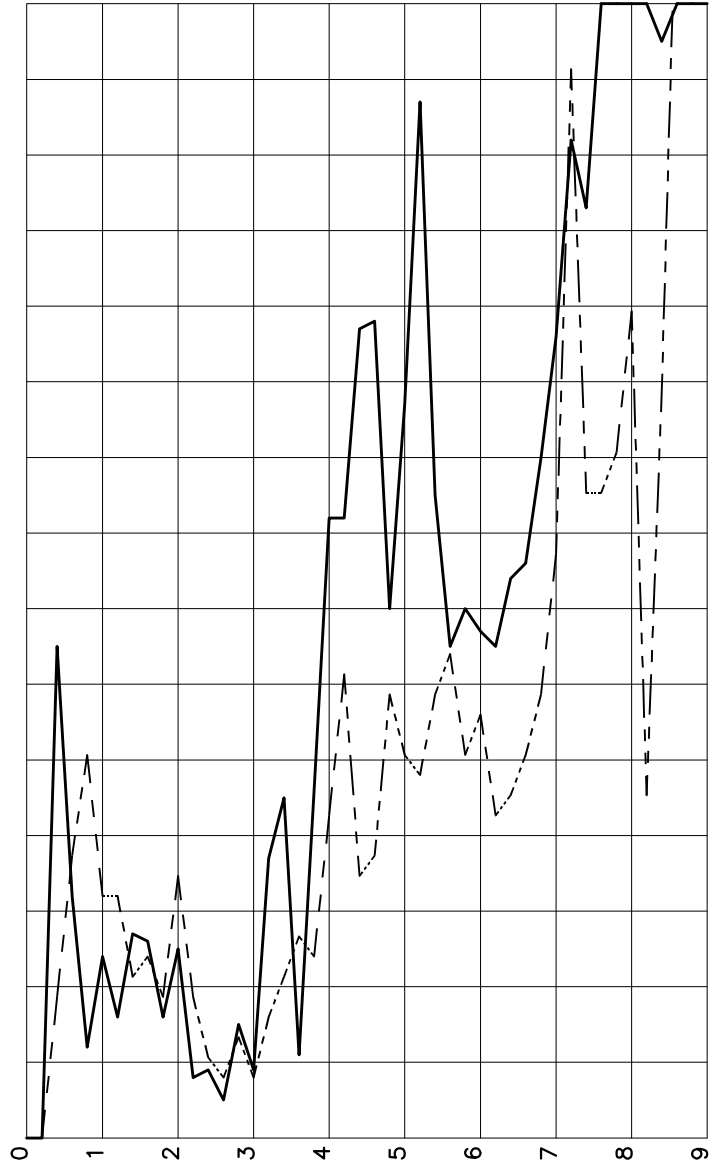




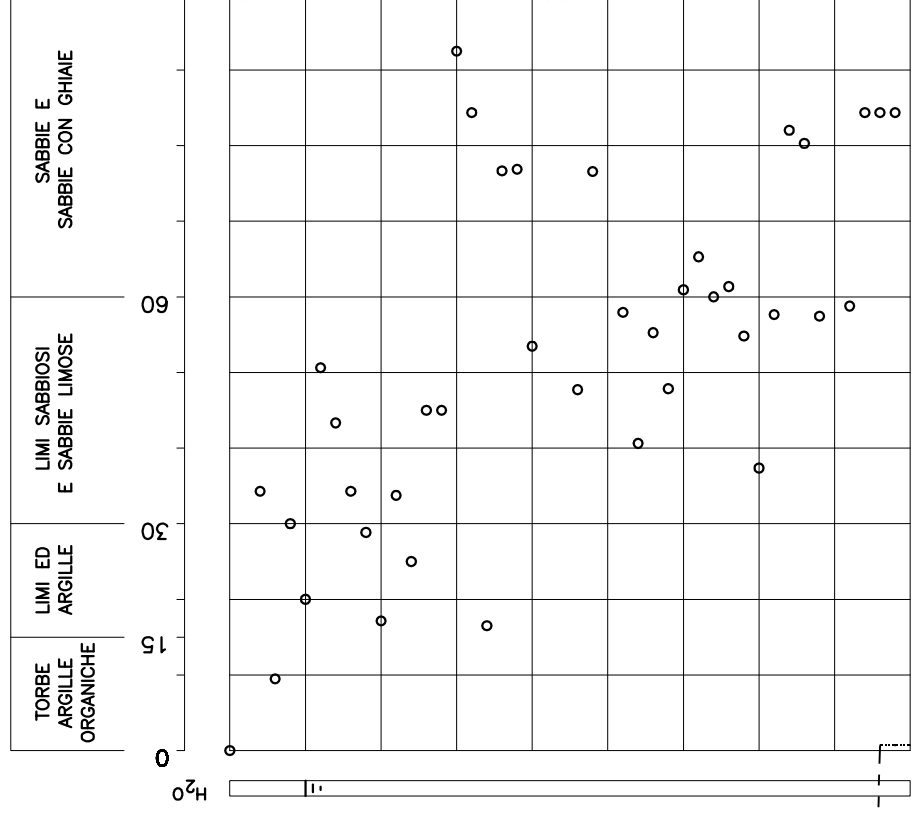
INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)



CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)





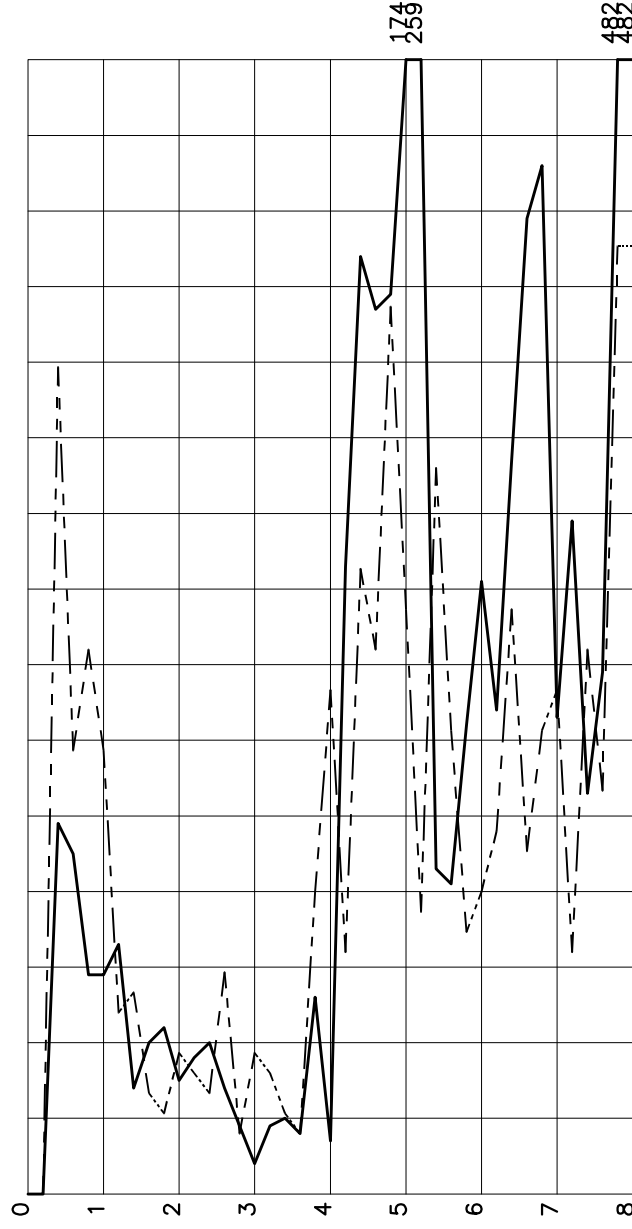
INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

R_1 = RESISTENZA DI ATRITO LATERALE LOCALE (kg/cmq) ---●---

R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq) ———

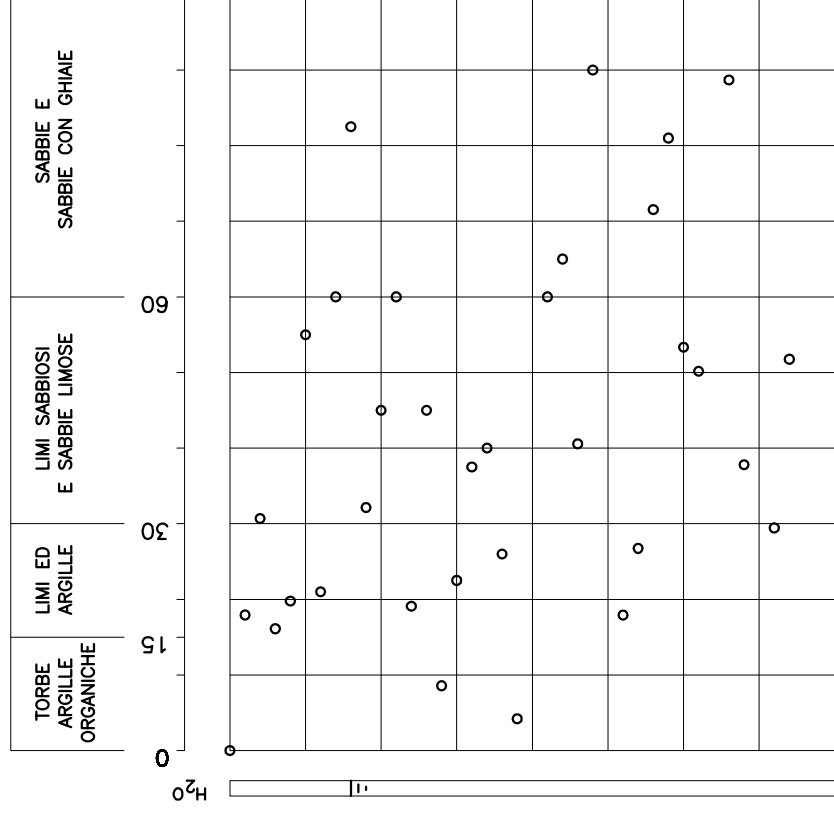


COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado
CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

P.P.S.n.
9

Quota
0

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)





INGEO SINTESI Studio Associato di Geologia

DOTT. GEOL. MAURIZIO CHENDI – DOTT. GEOL. LAURA ARMELLINI
Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: mchendi@ingeosintesi.it – larmellini@ingeosintesi.it

COMMITTENTE: Studio Associato Svegliado

CANTIERE: San Giorgio in Bosco (PD)

P.P.S.n.

10

Quota

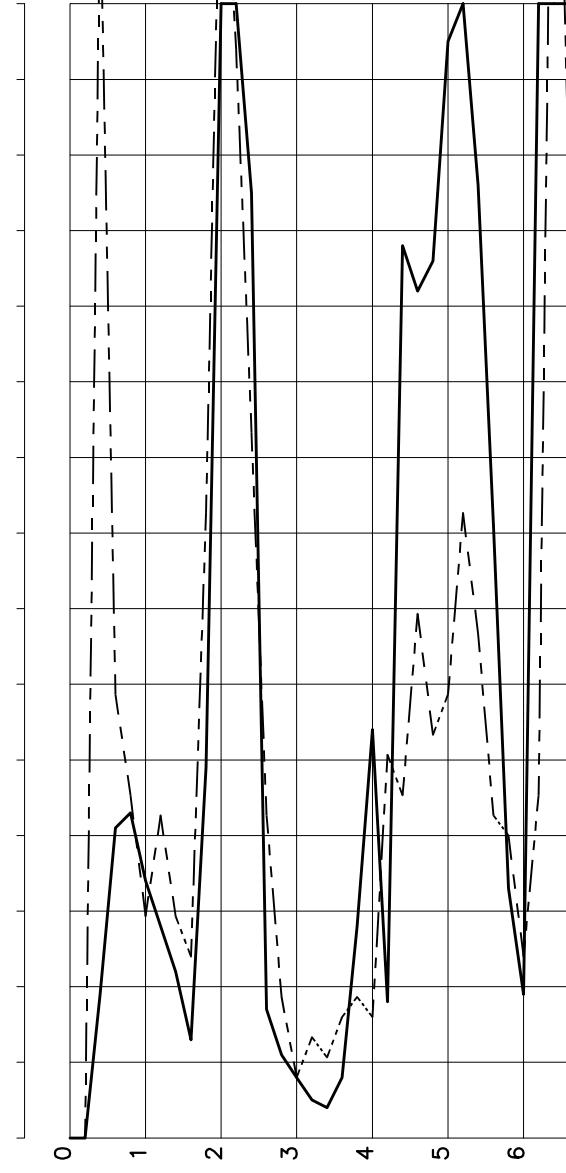
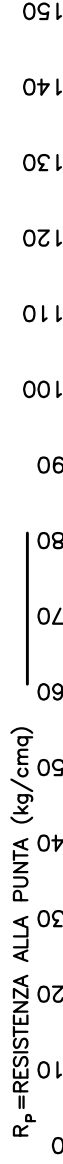
0

PROVA PENETROMETRICA STATICA (P.P.S.)

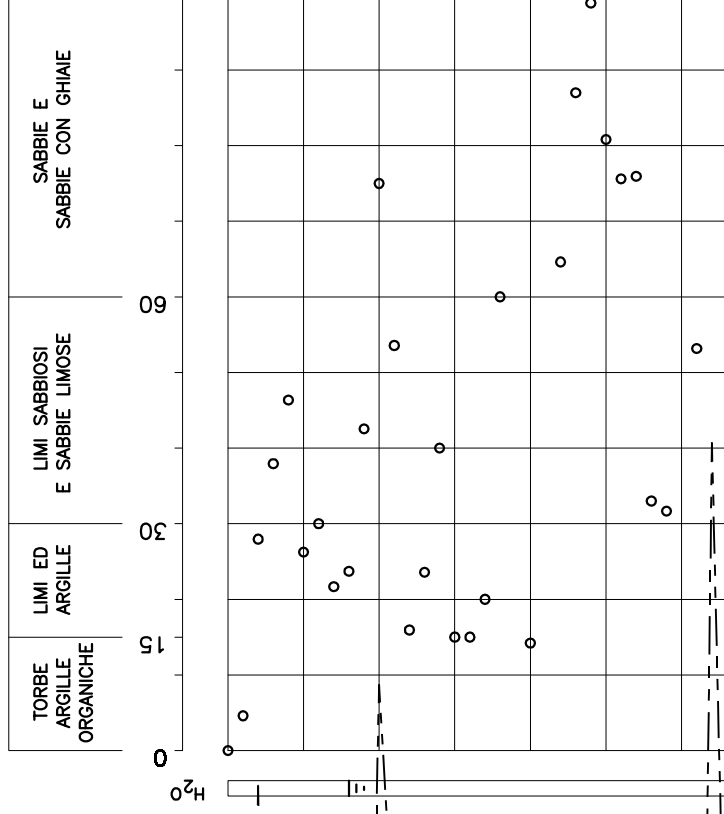
R_1 = RESISTENZA DI ATRITO LATERALE LOCALE (kg/cmq) -----



R_p = RESISTENZA ALLA PUNTA (kg/cmq)

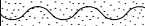


CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI MEDIANTE IL
RAPPORTO R_p/R_1 (A.G.I. 1977)



 STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI) tel. 0444/267406 fax. 0444/269455 e-mail: ingeo@ingeosintesi.it	Committente	STUDIO TECNICO ASSOCIATO SVEGLIADO	
	Cantiere	Stabilimento AQua Vera SPA	
	Località	San Giorgio in Bosco	
	Data Inizio	25/07/22	Data Fine

SONDAGGIO
SA su DP 6
Il geologo Chendi

Scala 1:100	Profondita'	Stratigrafia	Descrizione	Falda
	1		Limo debolmente argilloso e sabbioso marrone	
	0.80		Limo nocciola	
	2		Limo debolmente sabbioso	
	1.40		Limo argilloso	
	3		Sabbia fine limosa	
	1.80		Sabbia grigio nocciola	
	4		Sabbia media gialla rossastra	
	2.10		Sabbia grossa con ghiaia fine	
	5			
	2.50			
				
	3.70			
				
	4.70			
				
	5.25			



STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA
Via. Pola 24, 36040 Torri di Quaresolo (VI)
tel. 0444/267406 fax. 0444/269455
e-mail: ingeo@ingeosintesi.it

Committente **STUDIO TECNICO ASSOCIATO SVEGLIADO**

Cantiere **Stabilimento AQUA Vera SPA**

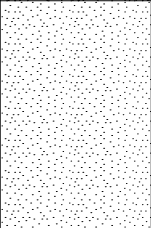
Località **San Giorgio in Bosco**

Data Inizio **25/07/22** Data Fine **26/07/22**

SONDAGGIO

SB su CPT 7

**Il geologo
Chendi**

Scala 1:100	Profondità'	Stratigrafia	Descrizione	Falda
	1		Sabbia limosa marrone	1.20
	2		Sabbia medio grossa debolmente ghiaiosa	
	3			
	3.70			

INGEO SINTESI STUDIO ASSOCIATO DI GEOLOGIA Via Pola 24, 36040 Torri di Quartesolo (VI) tel. 0444/267406 fax. 0444/269455 e-mail: ingeo@ingeosintesi.it				Committente STUDIO TECNICO ASSOCIATO SVEGLIADO			SONDAGGIO		S1	
				Cantiere Stabilimento AQua Vera SPA						
				Località San Giorgio in Bosco						
				Data Inizio 25/07/22 Data Fine 26/07/22					Il geologo Chendi	
Scala 1:100	Profondita'	Quota	Stratigrafia	Descrizione	S.P.T.		Point Load	Vane Test	Falda	Campioni
					10	20 30 40				
1	1.10	32.88		Limo argilloso debolmente sabbioso nocciola						
				Limo sabbioso nocciola						
2	1.80	32.18		Limo grigio con laminazioni centimetriche di torba (fra 2.10 m e 2.15 m)						
				Sabbia fine limosa						
3	2.20	31.78		CAMPIONE INDISTURBATO: Limo argilloso passante a limo sabbioso						
				Argilla grigia						
4	3.10	30.88		Sabbia fine limosa						
				Sabbia ocre con ghiaino	4.50					
5	4.10	29.88		Sabbia con ghiaia media marrone/nocciola	4.95					
				Sabbia grossa con ghiaia fine grigio scura						
6	5.00	28.98		Sabbia grossa grigia	6.00					
				Ghiaia medio-fine con sabbia e con intercalazioni decimetriche di sabbia con ghiaia	6.45					
7	5.60	28.38								
8	6.00	27.98								
9	10.60	23.38								
10	10.90	23.08		Sabbia						
				Ghiaia medio-fine con sabbia e con intercalazioni decimetriche di sabbia con ghiaia						
11	12.00	18.98								
12	12.45	18.98								
13	15.00	18.98								
14	15.45	18.98		Sabbia grossa con poca ghiaia medio - fine	15.00					
					15.45					
15	16.50	17.48								
16	16.80	17.18		Limo argilloso con punti torbosi e laminazioni centimetriche di torba fra 16.80 m e 16.85 m						
17	16.85	17.13								
18	17.55	16.43		Sabbia media ocre	18.00					
					18.45					
19										
20	20.00	13.98								

DOCUMENTAZIONE FOTOGRAFICA DEL SONDAGGIO S1



Foto 1: Posizionamento



Foto 2: Sondaggio S1 da 0.00 m a 5.00 m da p.c.



Foto 3: Sondaggio S1 da 5.00 m a 10.00 m da p.c.



Foto 4: Sondaggio S1 da 10.00 m a 15.00 m da p.c.



Foto 5: Sondaggio S1 da 15.00 mm a 20.00 m da p.c.



Foto 6: Bentonizzazione del foro di sondaggio S1



Foto 7: Bentonite di sigillatura del foro di sondaggio S1

ALLEGATO 2

CERTIFICATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

ALLEGATO 2

CERTIFICATI DELLE PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO

Commessa n.	24522
-------------	-------

Verbale di accettazione n.	24522 del 08/09/22
Committente:	Studio Tecnico Svegliado Cittadella (VI)
Cantiere:	AQua Vera S.p.A. San Giorgio in Bosco (PD)
Tipologia di prove richieste:	Prove geotecniche di laboratorio
Data consegna campioni:	03/08/22
Prove di laboratorio/in sito richieste da:	Dott. Geol. Maurizio Chendi – Ingeo Sintesi

Data esecuzione prove	29/08-08/09/22	Data emissione documento	08/09/22
-----------------------	----------------	--------------------------	----------

Per Vostro incarico ricevuto, ricevuto tramite il Dott. Geol. Maurizio Chendi, abbiamo eseguito prove geotecniche di laboratorio su n. 1 campione indisturbato di terreno e n. 2 campioni rimaneggiati consegnati il giorno 03/08/22.

Come richiesto dal Dott. Geol. Maurizio Chendi, sui campioni ricevuti sono state eseguite le seguenti analisi geotecniche:

- Classificazione geotecnica visiva con il rilievo della resistenza al penetrometro tascabile ed al Torvane.
- Contenuto naturale d'acqua
- Massa volumica
- Massa volumica dei granuli solidi
- Determinazione dei limiti di Atterberg (WL, WP, IP)
- Analisi granulometrica completa

- Prova di compressione edometrica

I risultati delle prove eseguite sono riportati nei certificati allegati.

CERTIFICATI DI PROVA EMESSI

Identificativo campione/prova	Tipo di prova	n. certificato
S1-CA	Classificazione geotecnica visiva	131470
	Contenuto d'acqua (UNI CEN ISO/TS 17892-1)	131471
	Massa volumica (UNI CEN ISO/TS 17892-2)	131472
	Massa granuli solidi (UNI CEN ISO/TS 17892-3)	131473
	Limiti di Atterberg (UNI CEN ISO/TS 17892-12)	131474
	Prova edometrica (ASTM D 2435)	131475
S1-C1	Classificazione geotecnica visiva	131476
	Analisi granulometrica (UNI CEN ISO/TS 17892-4)	131477
S1-C2	Classificazione geotecnica visiva	131478
	Limiti di Atterberg (UNI CEN ISO/TS 17892-12)	131479

Ponte San Nicolò, 08 Settembre 2022

Dott. Geol. Pietro Daminato

Direttore Laboratorio

CERTIFICATO N°

131470

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

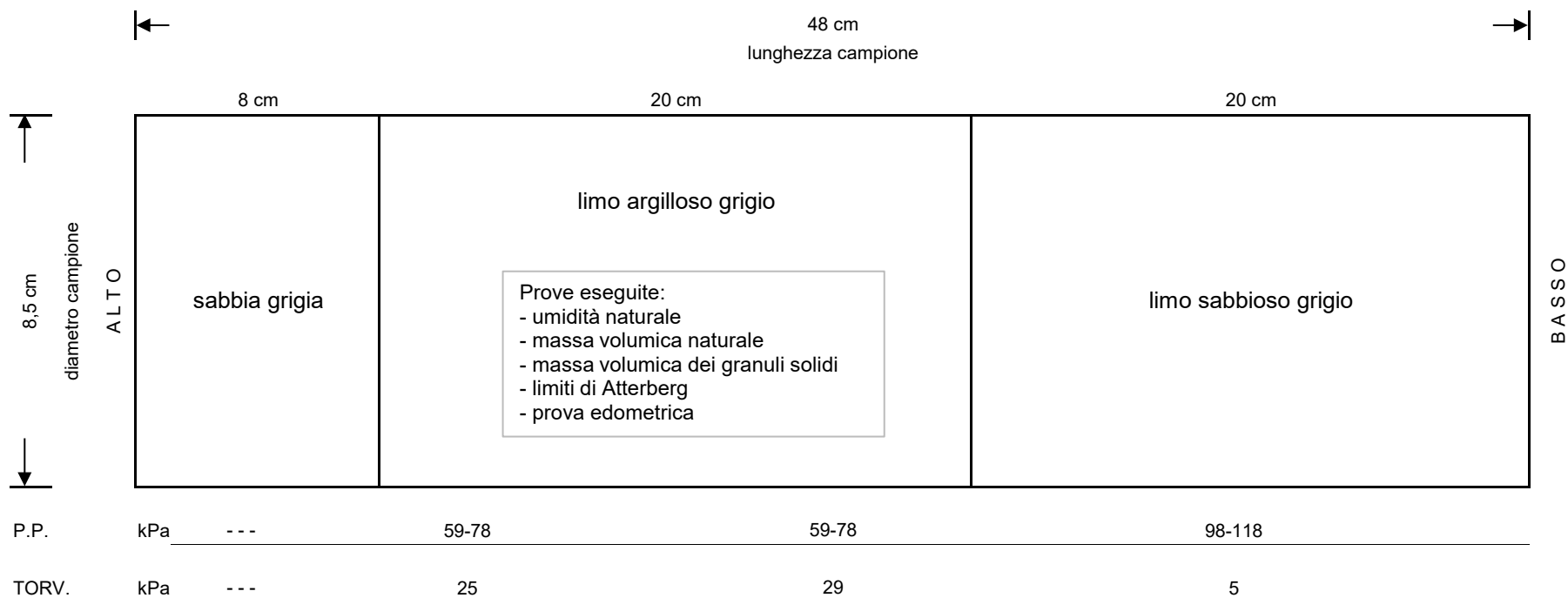
COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

Sond./Prel.: S1

Prof.: 2,50-3,10

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Campione: CA

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA VISIVA CAMPIONE INDISTURBATO

note:

QUALITA' CAMPIONE:

☒

☐

☐

buona
sufficiente
scadente

Sperimentatore
Dott. L. Stimamiglio

Direttore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

Documento firmato digitalmente ai sensi della normativa vigente

E' vietata la riproduzione parziale del presente rapporto di prova senza autorizzazione scritta della GEODATA s.a.s.

PROVE GEOTECNICHE DI LABORATORIO
E CONTROLLI GEOTECNICI IN SITO



GEODATA S.p.A. di Pietro Daminato & C.
Viale Benelux, 1/C - 35020 PONTE SAN NICOLÒ (PD)
Tel: 049 8705575 - Fax 049 7628815 - C.F. / P.I. 01370550285
R.E.A. 206643 - Capitale sociale i.v. € 15.000,00
Info@geodatapadova.it - PEC: geodatapadova@pec.it - www.geodatapadova.com
*Laboratorio autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture
e dei Trasporti ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380/2001*



CERTIFICATO N° **131471**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: Aqua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond./Prel.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****CONTENUTO D'ACQUA**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-1)

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio

	prov. 1	prov. 2
id.tara	101	138
massa umida lorda	g 74,66	g 81,15
massa secca lorda	g 64,19	g 70,15
tara	g 35,52	g 40,19
W%	36,519	W% 36,716

media

W % 36,6

note:

Sperimentatore
Dott. L. StimamiglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **131472**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: Aqua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Camp.: **CA**Prof.: **2,50-3,10****MASSA VOLUMICA**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-2)

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio

		prov. 1		prov. 2
diametro	mm	71,4	mm	71,4
altezza	mm	20,0	mm	20,0
massa lorda	g	270,28	g	271,56
tara	g	120,76	g	120,76
massa netta	g	149,52	g	150,80
ρ Mg/m ³		1,867	ρ Mg/m ³	1,883
ρ kN/m ³		18,31	ρ kN/m ³	18,47

	media
ρ Mg/m ³	1,880
ρ kN/m ³	18,39

note:

eseguito con il metodo della fustella tarata su campione indisturbato

Sperimentatore
Dott. L. StimamiglioDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° 131473

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 31/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: Aqua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond./Prel.: **S1**Camp.: **CA**Prof.: **2,50-3,10****MASSA VOLUMICA DEI GRANULI SOLIDI**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-3)

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio

	prov. 1	prov. 2
n. picnometro	2	4
m2 - massa pic. + campione	g 69,254	g 64,880
m3 - massa pic.+acqua+terreno	g 162,534	g 159,259
temperatura prova	°C 25,0	°C 25,0
ρ_s Mg/m ³	2,787	2,761
ρ_s kN/m ³	27,329	27,078

media

ρ_s Mg/m ³	2,770
ρ_s kN/m ³	27,20

note:

Sperimentatore
Perito A. FioreDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° 131474

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 07/09/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond./Prel.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****LIMITI DI ATTERBERG**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-12)

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio

Provino: terreno naturale

Metodo di prova WL: Cucchiaino di Casagrande

LIMITE DI LIQUIDITA'

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	64	38	13
massa umida lorda	g 36,389	37,388	35,026
massa secca lorda	g 28,432	29,342	28,963
tara	g 13,008	12,656	15,714
numero colpi	17	27	35
WL%	51,59	48,22	45,76

WL % 49**LIMITE DI PLASTICITA'**

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	29	54	18
massa umida lorda	g 14,447	14,353	14,228
massa secca lorda	g 14,094	14,006	13,877
tara	g 12,830	12,763	12,654
WP%	27,93	27,92	28,70

WP % 28**INDICE DI PLASTICITA'****IP 21**

w%

36,6Indice di consistenza (I_c)**0,58**

cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946

note:

Sperimentatore
Dott. A. TodescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **131475**

pag. 1/5

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA**

(norma: ASTM D 2435)

EDOMETRO N° **6** - comparatore n° CD 6

area =	4,0E+03	mm ²	γ in. =	18,33	kN/m ³	tara =	35,09	g
h iniziale =	20,0	mm	γ_s =	27,20	kN/m ³	wi =	38,0	%
volume =	8,0E+04	mm ³	m. umida l. =	174,03	g	wf =	28,3	%
m. umida n. =	149,52	g	m. secca l. =	143,41	g	hs =	0,976	

pressione kPa	cedimenti mm	e	def %	mv kPa ⁻¹	E kPa
0,00	0,000	1,048	0,00		
25,0	0,803	0,966	4,02	1,63E-03	612
50,0	1,117	0,934	5,59	6,56E-04	1523
100,0	1,494	0,895	7,47	4,07E-04	2454
200,0	1,966	0,847	9,83	2,57E-04	3898
400,0	2,518	0,791	12,59	1,54E-04	6496
800,0	3,138	0,727	15,69	9,10E-05	10994
1600,0	3,833	0,656	19,17	5,25E-05	19059
800,0	3,747	0,665	18,74	6,78E-06	
100,0	3,287	0,712	16,44	3,98E-05	
12,5	2,730	0,769	13,65	3,74E-04	

classificazione geotecnica: limo argilloso grigio

note:

Sperimentatore
Dott. Pietro DaminatoDirettore Laboratorio:
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° 131475

pag. 2/5

emesso il 08/09/22

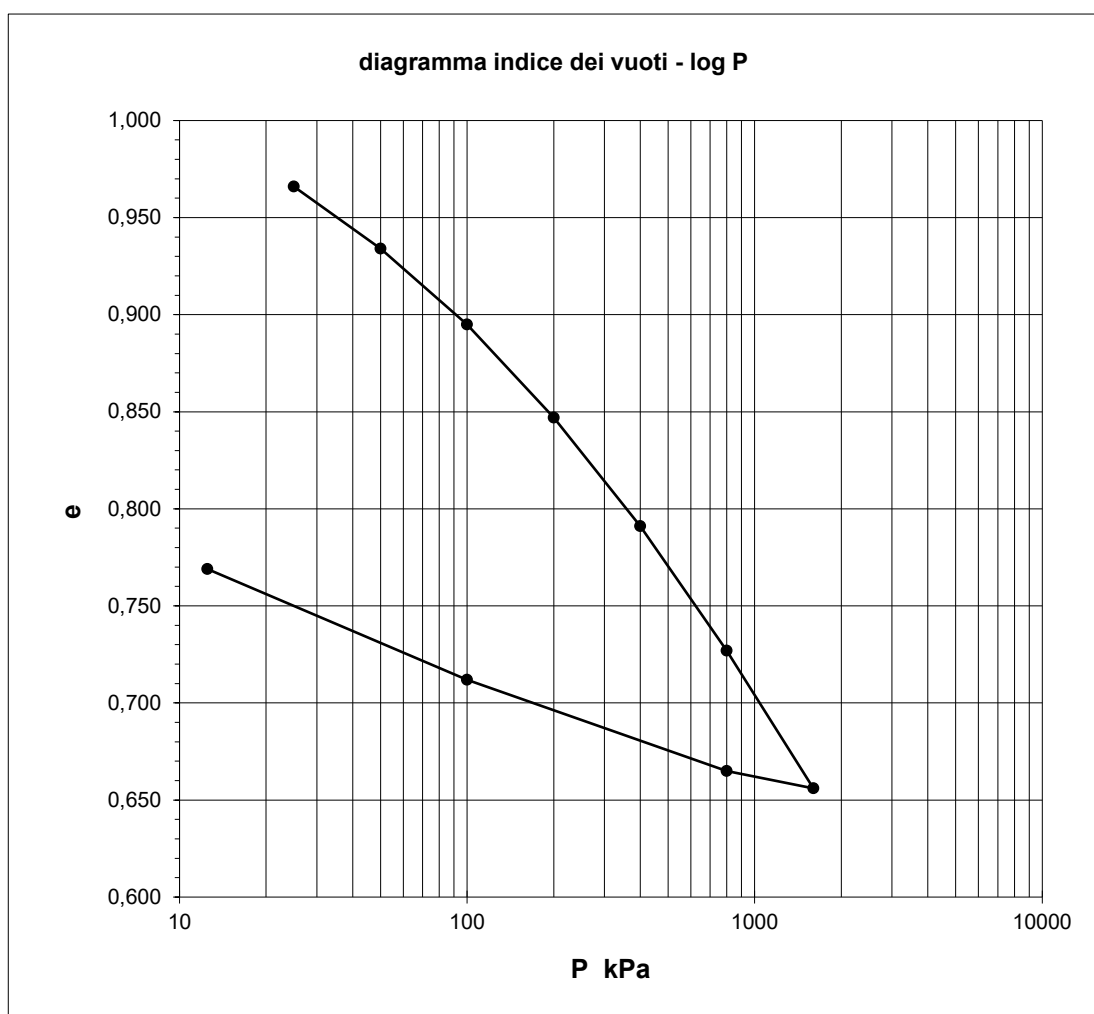
Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****EDOMETRO N° 6** - comparatore n° CD 6

Cr = 0,1063

Cc = 0,2359

Cs = 0,0520

Note:

il Cr è stato calcolato nell'intervallo 25-50 kPa

il Cc è stato calcolato nell'intervallo 800-1600 kPa

il Cs è stato calcolato nell'intervallo 800-100 kPa

Sperimentatore
Dott. Pietro DaminatoDirettore Laboratorio:
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **131475**

pag. 3/5

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQUA Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **CA**

Prof.:

DATI CEDIMENTO-TEMPO

Tempo s	25 kPa mm	50 kPa mm	100 kPa mm	200 kPa mm	400 kPa mm	800 kPa mm	1600 kPa mm	800 kPa mm	100 kPa mm	12,5 kPa mm
5	0,058	0,819	1,141	1,549	2,035	2,577	3,233	3,790	3,651	3,245
9	0,068	0,823	1,144	1,557	2,047	2,598	3,270	3,779	3,632	3,239
15	0,078	0,828	1,150	1,570	2,064	2,620	3,309	3,774	3,612	3,232
25	0,098	0,835	1,165	1,581	2,084	2,652	3,360	3,769	3,589	3,217
43	0,128	0,846	1,176	1,600	2,111	2,689	3,422	3,766	3,561	3,198
72	0,161	0,854	1,194	1,625	2,144	2,741	3,494	3,762	3,524	3,169
123	0,197	0,878	1,229	1,658	2,188	2,801	3,556	3,758	3,475	3,135
209	0,268	0,897	1,264	1,701	2,232	2,855	3,607	3,755	3,420	3,102
356	0,358	0,926	1,297	1,746	2,289	2,907	3,639	3,754	3,375	3,063
605	0,468	0,964	1,335	1,795	2,337	2,957	3,670	3,754	3,338	3,007
1028	0,595	1,002	1,368	1,836	2,363	2,984	3,693	3,753	3,317	2,947
1748	0,688	1,026	1,396	1,856	2,397	3,013	3,711	3,753	3,306	2,884
2971	0,743	1,049	1,419	1,879	2,422	3,037	3,731	3,752	3,301	2,829
5051	0,764	1,061	1,436	1,892	2,443	3,051	3,747	3,751	3,297	2,802
8587	0,774	1,070	1,449	1,910	2,458	3,069	3,761	3,751	3,292	2,773
14598	0,781	1,080	1,462	1,929	2,473	3,084	3,776	3,747	3,287	2,759
24817	0,787	1,090	1,475	1,939	2,487	3,104	3,796			2,752
42189	0,794	1,103	1,482	1,948	2,488	3,116	3,812			2,741
71722	0,801	1,112	1,490	1,959	2,495	3,132	3,825			2,735
86400	0,803	1,117	1,494	1,966	2,518	3,138	3,833			2,730

Sperimentatore Direttore Laboratorio:
Dott. Pietro Daminato Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° 131475

pag. 4/5

emesso il 08/09/22

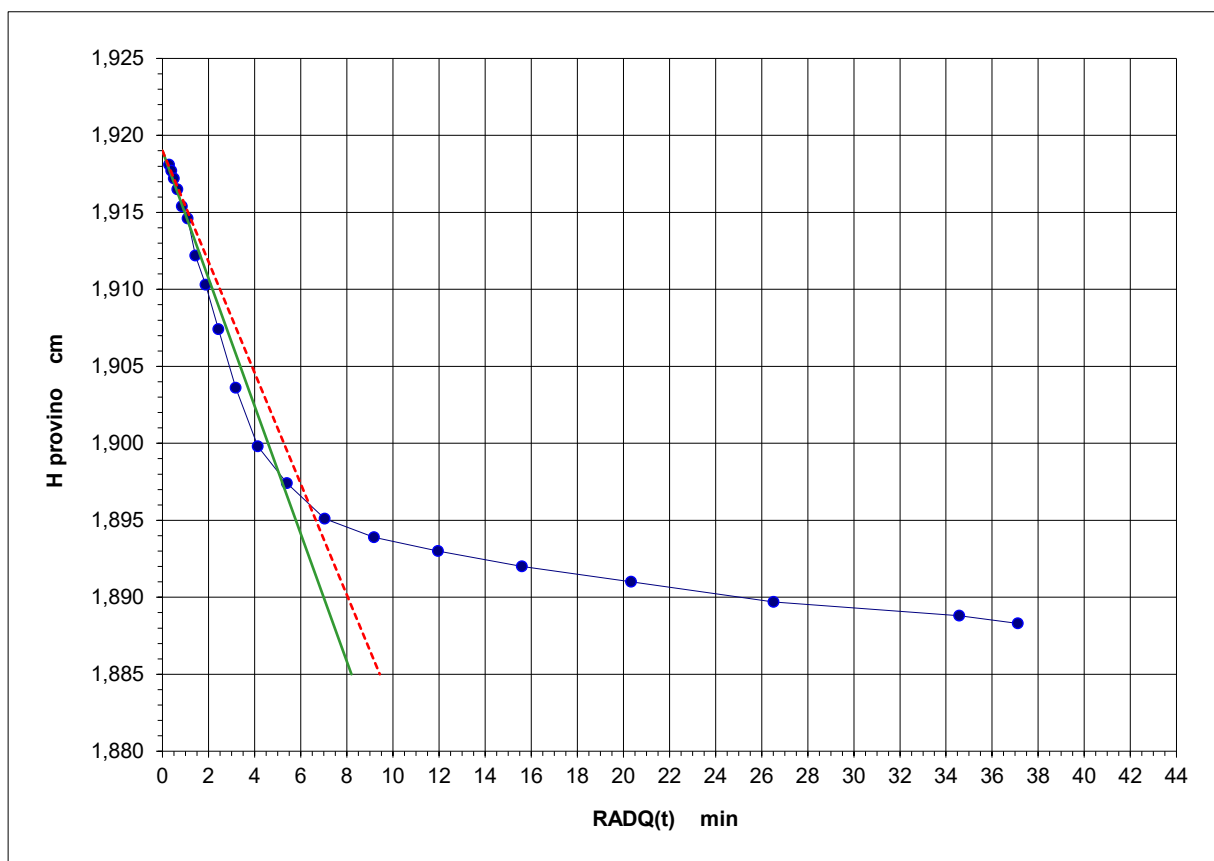
Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA****Determinazione del coefficiente di consolidazione C_v con il metodo di Taylor**Pressione verticale **50** kPa $c_v = 3,13E-08 \text{ m}^2/\text{s}$ $K_{ED} = 2,05E-10 \text{ m/s}$ Sperimentatore
Dott. Pietro DaminatoDirettore Laboratorio:
Dott. Pietro Daminato

Documento firmato digitalmente ai sensi della normativa vigente

E' vietata la riproduzione parziale del presente rapporto di prova senza autorizzazione scritta della GEODATA s.a.s.

CERTIFICATO N° 131475

pag. 5/5

emesso il 08/09/22

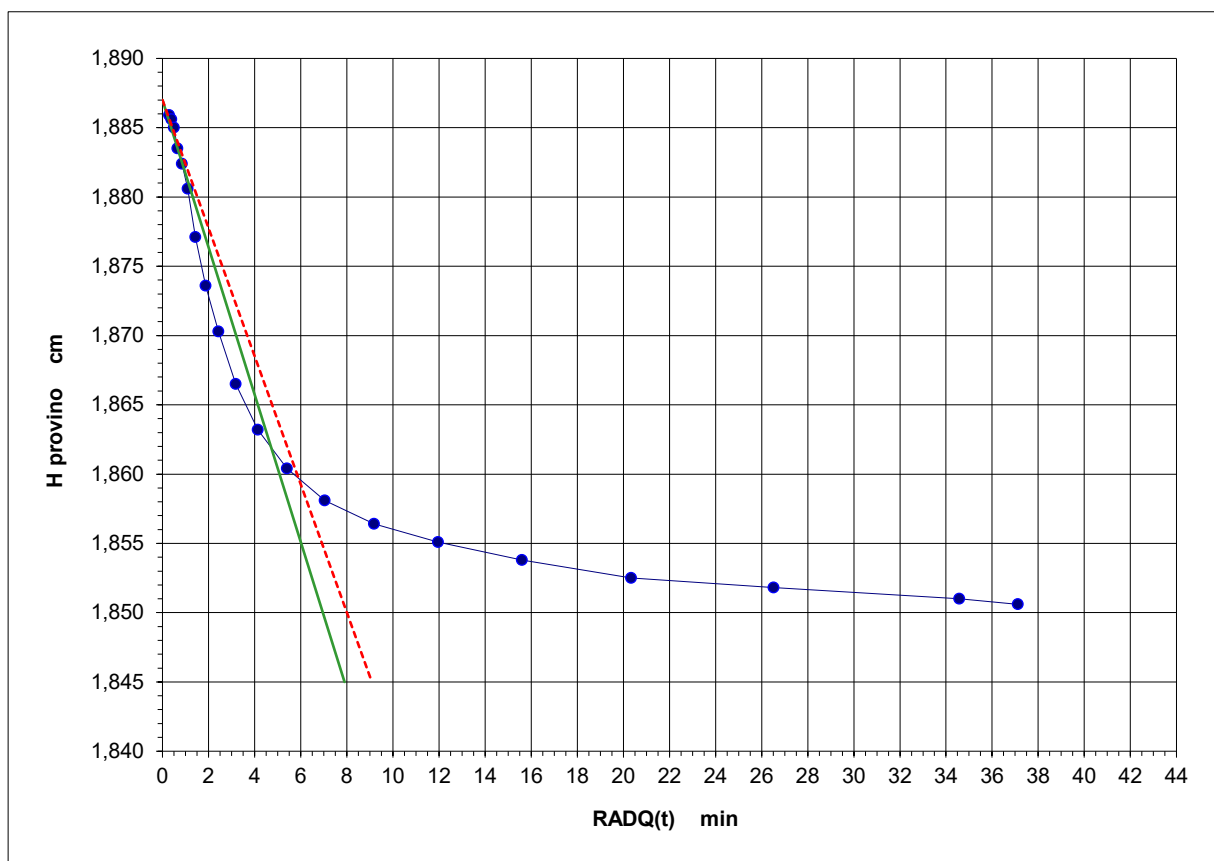
Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **CA**Prof.: **2,50-3,10****PROVA DI CONSOLIDAZIONE EDOMETRICA****Determinazione del coefficiente di consolidazione C_v con il metodo di Taylor**Pressione verticale **100** kPa $c_v = 3,50E-08 \text{ m}^2/\text{s}$ $K_{ED} = 1,42E-10 \text{ m/s}$ Sperimentatore
Dott. Pietro DaminatoDirettore Laboratorio:
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **131476**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 02/09/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **C1**Prof.: **9,00-10,00**

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA

Tipologia campione: rimaneggiato contenuto in sacchetto

Classificazione geotecnica: sabbia con ghiaia debolmente limosa grigia

Pocket Pent.: ND kPa

Torvane: ND kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe **A1.b**lg **0**Classificazione USCS: **ND**

Prove eseguite: - granulometria completa

Note: Il campione è risultato Non Plastico.

legenda: ND = NON DETERMINATO

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

CERTIFICATO N° **131477**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 02/09/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: Aqua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Prelievo del: **S1**

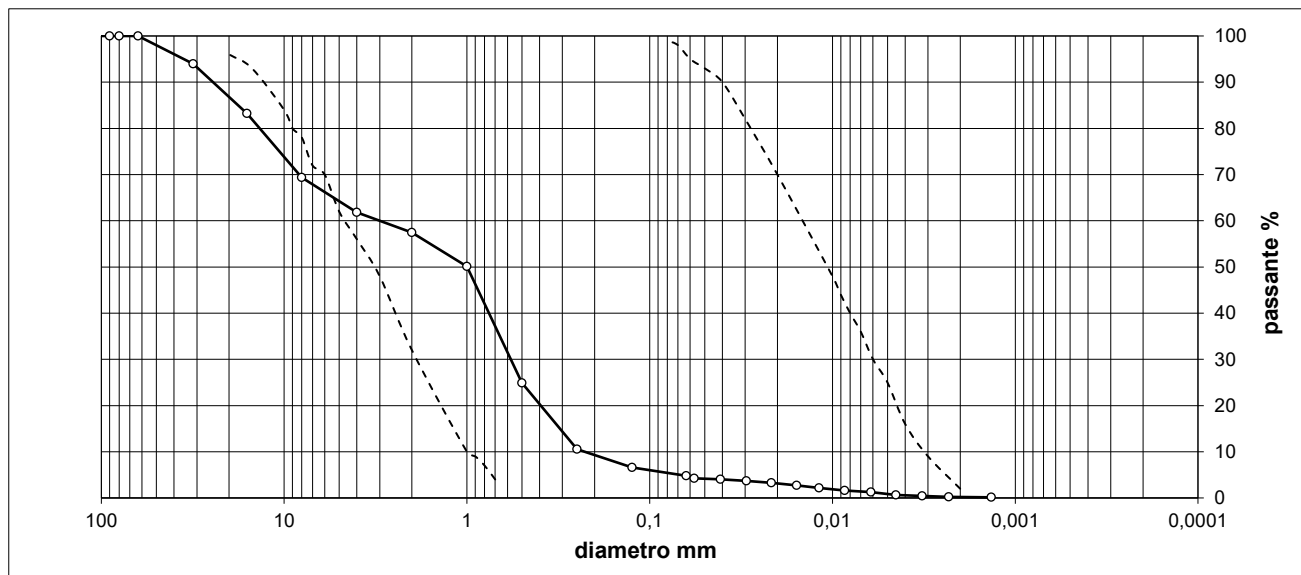
Campione: **C1**

Prof.: **9,00-10,00**

ANALISI GRANULOMETRICA

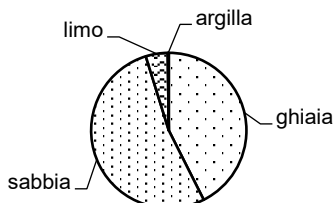
(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-4)

diametro mm	trattenuto %	passante %	diametro mm	trattenuto %	passante %	diametro mm	trattenuto %	passante %
125,00	0,00	100,00	0,50	25,23	24,90	0,0086		1,60
90,00	0,00	100,00	0,250	14,34	10,56	0,0062		1,23
80,00	0,00	100,00	0,125	3,99	6,57	0,0045		0,67
63,00	0,00	100,00	0,063	1,78	4,79	0,0032		0,45
31,50	6,01	93,99	0,0570		4,22	0,0023		0,26
16,00	10,79	89,20	0,0410		4,04	0,0013		0,13
8,00	13,83	86,17	0,0296		3,66			
4,00	7,54	92,46	0,0216		3,29			
2,00	4,41	95,59	0,0157		2,73			
1,00	7,30	92,70	0,0118		2,17			



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo	argilla
	grossa	media	fine	grossa	media	fine		
> 63 mm	63 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0,6 mm	0,6 - 0,2 mm	0,2 - 0,063 mm	0,063-0,002 mm	< 0,002 mm
0,00	14,01	20,39	8,18	27,48	19,38	5,77	4,57	0,22

classificazione geotecnica: **sabbia con ghiaia debolmente limosa grigia**



UNI 11531-1 **A1-b**

Ig **0**

USCS **---**

Sperimentatore
Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **131478**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 29/08/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond.: **S1**Campione: **C2**Prof.: **16,50-16,80****CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA**

Tipologia campione: spezzone di carota

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio con punti scuri organici

Pocket Pent.: 98-118 kPa

Torvane: 25 kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe lg Classificazione USCS:

Prove eseguite: - limiti di Atterberg

legenda: ND = NON DETERMINATO

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

CERTIFICATO N° **131479**

pag. 1/1

emesso il 08/09/22

Verbale di Accettazione n. 24522

data ricevimento campione 03/08/22

data prova 07/09/22

COMMITTENTE: STUDIO TECNICO SVEGLIADO - Cittadella (PD)

CANTIERE: AQua Vera S.p.A. - San Giorgio in Bosco (PD)

Sond./Prel.: **S1**Campione: **C2**Prof.: **6,50-16,80****LIMITI DI ATTERBERG**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-12)

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio con punti scuri organici

Provino: terreno naturale

Metodo di prova WL: Cucchiaino di Casagrande

LIMITE DI LIQUIDITA'

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	30	31	2
massa umida lorda	g 34,736	33,024	39,220
massa secca lorda	g 26,336	25,573	29,599
tara	g 12,646	12,976	12,839
numero colpi	20	27	35
WL%	61,36	59,15	57,40

WL % **60****LIMITE DI PLASTICITA'**

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	75	53	1
massa umida lorda	g 14,355	14,405	13,982
massa secca lorda	g 14,024	14,053	13,669
tara	g 13,023	12,999	12,718
WP%	33,07	33,40	32,91

WP % **33****INDICE DI PLASTICITA'****IP** **27**

w%

Indice di consistenza (I_c)

cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946

note:

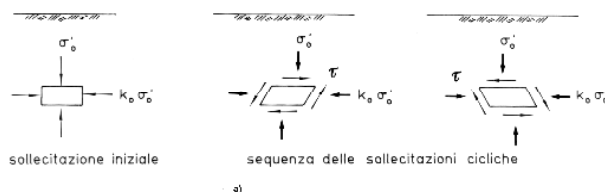
Sperimentatore
Dott. A. TodescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

ALLEGATO 3

- RIFERIMENTI TEORICI VERIFICA A LIQUEFAZIONE
- TABULATI DI CALCOLO

Il fenomeno della liquefazione interessa quei depositi sabbiosi saturi che, nel corso di un terremoto o più genericamente durante e immediatamente dopo una sollecitazione di tipo ciclico, subiscono una drastica riduzione della resistenza al taglio

La causa principale della liquefazione dei terreni non coesivi saturi, che si verifica nel corso dei terremoti, è il sorgere dell'eccesso delle pressioni interstiziali indotte dalle sollecitazioni di taglio cicliche che sono attribuite alla propagazione nel terreno delle onde di taglio



VALUTAZIONE DI LIQUEFACIBILITA' DA PROVE IN SITO

I metodi semplificati di valutazione del rischio sismico di liquefazione da prove in sito sono di tipo storico-empirico in quanto utilizzano una base dati, la più ampia possibile, di informazioni sul comportamento osservato di siti sabbiosi in occasione di terremoti storici

Il parametro di resistenza alla liquefazione, denominato CRR (Cyclic Resistance Ratio), è desunto dai risultati della prova in sito

Il parametro di carico sismico è il rapporto di tensione ciclica CSR, stimato sulla base di considerazioni teoriche ed empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione di picco in superficie.

Il fattore di sicurezza, FSL, nella verifica di resistenza alla liquefazione di un livello di terreno è dunque per definizione il rapporto fra la capacità di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di resistenza ciclica, $R = CRR$ e la domanda di resistenza alla liquefazione, espressa in termini di rapporto di tensione ciclica, $L = CSR$, ovvero:

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR}$$

VALUTAZIONE DELLA DOMANDA DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE, CSR

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 6.50, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} \right) = f \left\{ \left(\frac{a_{max}}{g} \right), \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right), r \right\}$$

dove:

a_{max} è il picco di accelerazione orizzontale in superficie prodotto dal terremoto;

g è l'accelerazione di gravità;

σ_{v0} e σ'_{v0} sono rispettivamente le tensioni verticali litostatiche totale ed efficace;

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni.

Il coefficiente r_d , introdotto per tenere conto in modo approssimato della flessibilità del profilo di terreno, decresce con la profondità ed è funzione delle condizioni stratigrafiche e geotecniche. Nelle procedure semplificate di calcolo si assume che r_d vari solo con la profondità.

VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DA PROVE IN SITO, CRR.

Prova penetrometrica statica CPT

La prova CPT può oggi essere considerata la principale prova in sito utilizzabile al fine della valutazione della capacità di resistenza alla liquefazione da prove in sito.

Le prime tecniche di analisi dei risultati, sviluppate negli anni '80 (ad es. Robertson & Campanella, 1985; Seed & De Alba, 1986) utilizzavano le procedure ideate per la prova SPT, previa conversione della resistenza di punta q_c nell'indice di prova SPT equivalente, N_{60} .

Esse richiedevano la conoscenza delle caratteristiche granulometriche del terreno penetrato

In anni recenti l'aumento della base statistica di dati CPT ha reso possibile lo sviluppo di tecniche di analisi del potenziale di liquefazione direttamente basate sui risultati di prove CPT e molto affidabili.

Alcune di tali procedure non solo non richiedono la preventiva conoscenza della composizione granulometrica ma tengono conto anche di altri fattori legati alla presenza di una frazione fine (plasticità, storia tensionale, struttura del terreno).

La procedura attualmente più accreditata, alla quale si farà riferimento nel seguito, è quella di Robertson & Wride (1997) nella sua versione più recente.

La curva base per sabbia pulita può essere approssimata dall'equazione di Robertson e Wride, (1998)

$$CRR_{7.5} = f(q_{c1N})$$

dove $(q_{c1N})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta penetrometrica normalizzata a 1 atm (100 kPa).

La procedura CPT richiede la normalizzazione della resistenza alla punta utilizzando le seguenti relazioni:

$$q_{c1N} = C_Q \left(\frac{q_c}{p_a} \right) \quad C_Q = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n$$

C_Q è il fattore di normalizzazione

p_a è la pressione atmosferica (1 atm) o comunque nella stessa unità di misura di σ'_{v0}

n è un esponente che varia col tipo di terreno Per sabbie pulite, comunque, un valore dell'esponente pari a 0.5 è più appropriato e un valore intermedio fra 0.5 e 1.0 dovrebbe essere appropriato per limi e limi sabbiosi.

q_c è la resistenza alla punta del penetrometro statico.

Comunque non vanno applicati valori di C_Q maggiori di 1.7. Il valore di n varia da 0.5 a 1.0 in funzione delle caratteristiche granulometriche del terreno (Olsen 1997).

Il rapporto di attrito (la resistenza laterale f_s divisa per la resistenza q_c) generalmente cresce al crescere del contenuto in fini e della plasticità del terreno, consentendo una stima approssimata del tipo di terreno e del contenuto in fini dai dati CPT.

La resistenza alla penetrazione normalizzata (q_{c1N}) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (q_{c1N})_{cs} con la seguente relazione:

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \cdot q_{c1N}$$

dove K_c è il fattore di correzione per le caratteristiche granulometriche.

Per calcolare $CRR_{7.5}$ bisogna differenziare i terreni caratterizzabili come argille dai terreni caratterizzabili come sabbie e limi.

Ciò viene effettuato calcolando preventivamente l'indice del tipo di comportamento del terreno.

$$I_c = \left[(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2 \right]^{0.5}$$

$$Q = \left[\frac{(q_c - \sigma_{v0})}{p_a} \right] \cdot \left[\left(\frac{p_a}{\sigma_{v0}} \right)^n \right]$$

$$F = \left[\frac{f_s}{(q_c - \sigma_{v0})} \right] \cdot 100\%$$

Indice del tipo di terreno, I_c	Classe di terreno
$I_c < 1.31$	Sabbia ghiaiosa
$1.31 < I_c < 2.05$	Sabbie: da pulite a limose
$2.05 < I_c < 2.60$	Miscele di sabbie: da sabbia limosa a limo sabbioso
$2.60 < I_c < 2.95$	Miscele di limi: da limo argilloso a argilla limosa
$2.95 < I_c < 3.60$	Argille
$I_c > 3.60$	Terreni organici: torbe

dove

La procedura per il calcolo di I_c prevede

1°) calcolo di I_c Ponendo l'esponente $n=1$ (argille)

Se il valore di I_c calcolato con $n = 1.0$ è > 2.6 il terreno è classificato argilloso e considerato troppo ricco di argilla per liquefare e l'analisi potrebbe essere conclusa. Comunque, campioni di terreno devono essere sottoposti a prova per confermare il tipo di terreno e la resistenza alla liquefazione.

Criteri come quello Cinese possono essere applicati per confermare che il terreno non è liquefacibile.

2°) Se il valore calcolato di I_c è < 2.6 il terreno è considerato di natura granulare e quindi C_Q e Q devono essere ricalcolati con un esponente $n = 0.5$; anche I_c deve essere quindi ricalcolato e se il suo valore è < 2.6 il terreno è classificato non plastico e granulare.

3°) Se il valore di I_c ricalcolato con $n=0.5$ è > 2.6 è possibile che il terreno sia limoso. In questo caso q_{c1N} deve essere ricalcolato usando un esponente n pari a 0.7. Di conseguenza anche I_c è ricalcolato. Questo valore di I_c intermedio è quindi usato per calcolare la resistenza alla liquefazione.



VALUTAZIONE DELLA CAPACITÀ DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DA PROVE IN SITO, CRR

Come detto il fattore di sicurezza, FSL, si determina con l'espressione.

$$FSL = \frac{R}{L} = \frac{CRR}{CSR}$$

Per applicare le procedure semplificate di analisi della liquefazione a terremoti di magnitudo diversa da 7.5 si utilizza un fattore di scala della magnitudo MSF, moltiplicatore del rapporto di resistenza ciclica $CRR_{7.5}$ (anche se sarebbe più logico utilizzare un fattore correttivo del rapporto di tensione ciclica CSR).

Il coefficiente di sicurezza FSL, nella verifica di resistenza alla liquefazione è dunque:

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) \cdot MSF$$

Il valore da attribuire a MSF è stato a lungo calcolato con l'equazione:

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)}$$

che analiticamente riproduce i valori numerici proposti da Seed e Idriss (1982)

CPT 3-Sottolivello B1

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s ²
Magnitudo	6,60

livello potenzialmente liquefacibile

z	2,40 (-m)
qc	2200 kPa
fs	56 kPa

calcolo tensione litostatica

z	2,40 m
s'vo	30,60
svo	43,20

$$FS(min+max) = 1,07 \div 1,40$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,822
Q =	36,67
F =	2,60
Ic =	2,51

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	2,65
CN =	1,70
qc1N =	36,67

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc_{1N}) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc_{1N})cs mediane
il fattore di correzione K_c per le caratteristiche granulometriche

$$K_c = 3,01$$

$$(qc_{1N})_{cs} = 110,3164889$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,2049$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7.5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_m} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,98164$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,222497368$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,16071429 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,52477998 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,38665214 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,45571606 \quad (4)$$

$$= 1,07 \quad (1)$$

$$= 1,40 \quad (2)$$

$$= 1,28 \quad (3)$$

$$= 1,34 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 3-Sottolivello B3

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	3,80 (-m)
qc	2500 kPa
fs	60 kPa

calcolo tensione litostatica

z	3,80 m
s'vo	43,20
svo	68,40

$$FS(\min+\max) = 0,89 \div 1,17$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,808
Q =	41,34
F =	2,47
Ic =	2,46

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,97
CN =	1,70
qc1N =	41,34

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 2,56$$

$$(qc1N)cs = 105,7826112$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,1901$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,97093$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,246814452$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 0,89 \quad (1)$$

$$= 1,17 \quad (2)$$

$$= 1,07 \quad (3)$$

$$= 1,12 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 3-Livello C

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	6,40 (-m)
qc	8800 kPa
fs	130 kPa

calcolo tensione litostatica

z	6,40 m
s'vo	66,60
svo	115,20

$$FS(\min+\max) = 1,60 \div 2,10$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,641
Q =	112,70
F =	1,50
Ic =	1,99

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,30
CN =	1,30
qc1N =	112,70

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,29$$

$$(qc1N)cs = 144,9661823$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,3633$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7.5, può essere stimato con la seguente equazione empirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,95104$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,264111519$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 1,60 \quad (1)$$

$$= 2,10 \quad (2)$$

$$= 1,91 \quad (3)$$

$$= 2,00 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 4-Sottolivello C1

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	4,40 (-m)
qc	6300 kPa
fs	97 kPa

calcolo tensione litostatica

z	4,40 m
s'vo	48,60
svo	79,20

$$FS(\min+\max) = 1,42 \div 1,86$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,652
Q =	99,58
F =	1,56
Ic =	2,04

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,60
CN =	1,60
qc1N =	99,58

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,36$$

$$(qc1N)cs = 135,0540858$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,3091$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione empirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0,65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0,0076515 \cdot z \quad \text{se } z < 9,15 \text{ m} \quad r_d = 0,96634$$
$$r_d = 1,174 - 0,0267 \cdot z \quad \text{se } 9,15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,252830334$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0,65}{0,1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5} \right)^{-3,3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 1,42 \quad (1)$$

$$= 1,86 \quad (2)$$

$$= 1,70 \quad (3)$$

$$= 1,78 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7,5} \cdot MSF$$

CPT 5-Sottolivello B2

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	2,80 (-m)
qc	8600 kPa
fs	101 kPa

calcolo tensione litostatica

z	2,80 m
s'vo	34,20
svo	50,40

$$FS(\min+\max) = 2,50 \div 3,28$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,568
Q =	145,34
F =	1,18
Ic =	1,84

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,84
CN =	1,70
qc1N =	145,34

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,14$$

$$(qc1N)cs = 165,0864274$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,4984$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0,65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0,0076515 \times z \quad \text{se } z < 9,15 \text{ m} \quad r_d = 0,97858$$
$$r_d = 1,174 - 0,0267 \times z \quad \text{se } 9,15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,231532028$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0,65}{0,1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5} \right)^{-3,3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M^{2,26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 2,50 \quad (1)$$

$$= 3,28 \quad (2)$$

$$= 2,99 \quad (3)$$

$$= 3,13 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7,5} \cdot MSF$$

CPT 6-Sottolivello B3

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	4,00 (-m)
qc	2000 kPa
fs	57 kPa

calcolo tensione litostatica

z	4,00 m
s'vo	45,00
svo	72,00

$$FS(min+max) = 2,15 \div 2,83$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,857
Q =	32,78
F =	2,96
Ic =	2,58

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,98
CN =	1,70
qc1N =	32,78

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 4,89$$

$$(qc1N)cs = 160,1557214$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,4620$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \cdot z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,9694$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,249019472$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 2,15 \quad (1)$$

$$= 2,83 \quad (2)$$

$$= 2,57 \quad (3)$$

$$= 2,70 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 7-Sottolivello C1

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	5,00 (-m)
qc	7900 kPa
fs	98 kPa

calcolo tensione litostatica

z	5,00 m
s'vo	54,00
svo	90,00

$$FS(min+max) = 1,49 \div 1,96$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,613
Q =	113,94
F =	1,25
Ic =	1,93

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,46
CN =	1,46
qc1N =	113,94

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,22$$

$$(qc1N)cs = 139,1802231$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,3307$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7.5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \cdot z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,96175$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,257348271$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 1,49 \quad (1)$$

$$= 1,96 \quad (2)$$

$$= 1,78 \quad (3)$$

$$= 1,87 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 7-Sottolivello C2

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	6,00 (-m)
qc	4200 kPa
fs	85 kPa

calcolo tensione litostatica

z	6,00 m
s'vo	63,00
svo	108,00

$$FS(\min+\max) = 0,94 \div 1,23$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,757
Q =	58,05
F =	2,08
Ic =	2,30

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,42
CN =	1,42
qc1N =	58,05

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,94$$

$$(qc1N)cs = 112,5212429$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,2125$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7.5, può essere stimato con la seguente equazione proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,9541$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,26259558$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 0,94 \quad (1)$$

$$= 1,23 \quad (2)$$

$$= 1,12 \quad (3)$$

$$= 1,18 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 8-Sottolivello B3

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	3,60 (-m)
qc	3100 kPa
fs	63 kPa

calcolo tensione litostatica

z	3,60 m
s'vo	41,40
svo	64,80

$$FS(min+max) = 0,91 \div 1,20$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,76
Q =	51,60
F =	2,08
Ic =	2,33

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,95
CN =	1,70
qc1N =	51,60

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 2,07$$

$$(qc1N)cs = 106,5689224$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,1926$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,97246$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,24437497$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 0,91 \quad (1)$$

$$= 1,20 \quad (2)$$

$$= 1,09 \quad (3)$$

$$= 1,15 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 8-Livello C

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	6,80 (-m)
qc	8300 kPa
fs	123 kPa

calcolo tensione litostatica

z	6,80 m
s'vo	70,20
svo	122,40

$$FS(min+max) = 1,39 \div 1,82$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,654
Q =	103,07
F =	1,50
Ic =	2,02

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,26
CN =	1,26
qc1N =	103,07

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,33$$

$$(qc1N)cs = 136,5756661$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,3169$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7.5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,94798$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,265371201$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 1,39 \quad (1)$$

$$= 1,82 \quad (2)$$

$$= 1,66 \quad (3)$$

$$= 1,74 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 9-Livello C

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	7,60 (-m)
qc	10000 kPa
fs	154 kPa

calcolo tensione litostatica

z	7,60 m
s'vo	77,40
svo	136,80

$$FS(\min+\max) = 1,72 \div 2,25$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,648
Q =	116,44
F =	1,56
Ic =	1,99

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,18
CN =	1,18
qc1N =	116,44

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 1,29$$

$$(qc1N)cs = 150,2061462$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,3952$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \cdot z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,94186$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,267264822$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 1,72 \quad (1)$$

$$= 2,25 \quad (2)$$

$$= 2,05 \quad (3)$$

$$= 2,15 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$

CPT 10-Sottolivello B4

VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE (ROBERTSON & CABAL - 2015)

DATI DI INPUT

dati generali sito

CATEGORIA SUOLO DI FONDAZIONE	C
quota p.c.	0,00 (-m)
quota falda	1,00 (-m)
a_{max}/g (da analisi di RSL)	0,247 m/s^2
Magnitudo	6,6

livello potenzialmente liquefacibile

z	4,20 (-m)
qc	3300 kPa
fs	71 kPa

calcolo tensione litostatica

z	4,20 m
s'vo	46,80
svo	75,60

$$FS(min+max) = 0,99 \div 1,29$$

CALCOLO CRR

(CAPACITA' RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

PARAMETRI DA UTILIZZARE NEL CALCOLO

n=	0,762
Q =	54,81
F =	2,20
Ic =	2,33

CALCOLO POTENZIALE DI LIQUEFACIBILITA'

calcolo di qc1N

CN =	1,78
CN =	1,70
qc1N =	54,81

La resistenza alla penetrazione normalizzata (qc1N) per sabbie limose è corretta per sabbie pulite (qc1N)cs mediane
il fattore di correzione Kc per le caratteristiche granulometriche

$$KC = 2,06$$

$$(qc1N)cs = 112,7168872$$

la resistenza alla liquefazione riferita alla magnitudo 7,5

$$CRR_{7,5} = 0,2132$$

CALCOLO CRR

(DOMANDA DI RESISTENZA LIQUEFAZIONE)

Il parametro di carico sismico, ovvero il profilo del rapporto di tensione ciclica equivalente ad un terremoto di magnitudo 7,5, può essere stimato con la seguente equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971):

$$CSR = \left(\frac{\tau}{\sigma'_v} \right) = 0.65 \left(\frac{a}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma'_v} \right) \cdot r_d$$

r_d è un coefficiente di riduzione delle tensioni

$$r_d = 1 - 0.0076515 \times z \quad \text{se } z < 9.15 \text{ m} \quad r_d = 0,96787$$
$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{se } 9.15 \text{ m} < z < 23 \text{ m}$$

$$CSR = 0,251017085$$

COEFFICIENTE DI SICUREZZA ALLA LIQUEFAZIONE

$$MSF = \frac{0.65}{0.1 \cdot (M - 1)} \quad \text{Metodo Seed e Idriss (1982)} = 1,160714286 \quad (1)$$

$$MSF = \left(\frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{Metodo Andrus & Stokoe (1997)} = 1,524779983 \quad (2)$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.26}} \quad \text{Metodo Idriss (1997)} = 1,386652136 \quad (3)$$

$$MSF = \frac{MSF_{Idriss} + MSF_{Andrus}}{2} \quad \text{Metodo NCEER (1997)} = 1,455716059 \quad (4)$$

$$= 0,99 \quad (1)$$

$$= 1,29 \quad (2)$$

$$= 1,18 \quad (3)$$

$$= 1,24 \quad (4)$$

$$FSL = \frac{C}{D} = \frac{CRR}{CSR} = \left(\frac{CRR}{CSR} \right)^{7.5} \cdot MSF$$