



## COMUNE DI ZOLA PREDOSA (BO)

STUDIO GEOLOGICO TECNICO DEI TERRENI  
DEL PRIMO SOTTOSUOLO DI UN'AREA SITA  
IN VIA ROMA N. 49, DOVE È IN PROGETTO LA  
REALIZZAZIONE DI DUE TETTOIE.

Committente:

– Biochimica S.p.A.



Codice Lavoro: 2023.076/RG

Revisione 1.0      Marzo 2025

# GEO-PROBE

– *Studio Geologico Associato* –

*Via Cimarosa, 119 – Casalecchio di Reno (BO) – Telefono 051.613.51.18*

*email: [geoprobe@geo-probe.com](mailto:geoprobe@geo-probe.com)*

## INDICE

1. PREMESSA.....	1
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	3
3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE .....	4
4. INDAGINE GEOGNOSTICA.....	6
5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI .....	9
6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO .....	11
7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE.....	12
8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	16
9. MODELLAZIONE SISMICA .....	18
10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI.....	24
11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO.....	26
12. CONSIDERAZIONI FINALI .....	31

### ALLEGATI:

- *diagrammi penetrometrie statiche con punta elettrica;*
- *indagine sismica;*
- *classificazione orientativa dei terreni attraversati;*  
(Robertson, 1990).

\* \* \*

## 1. PREMESSA

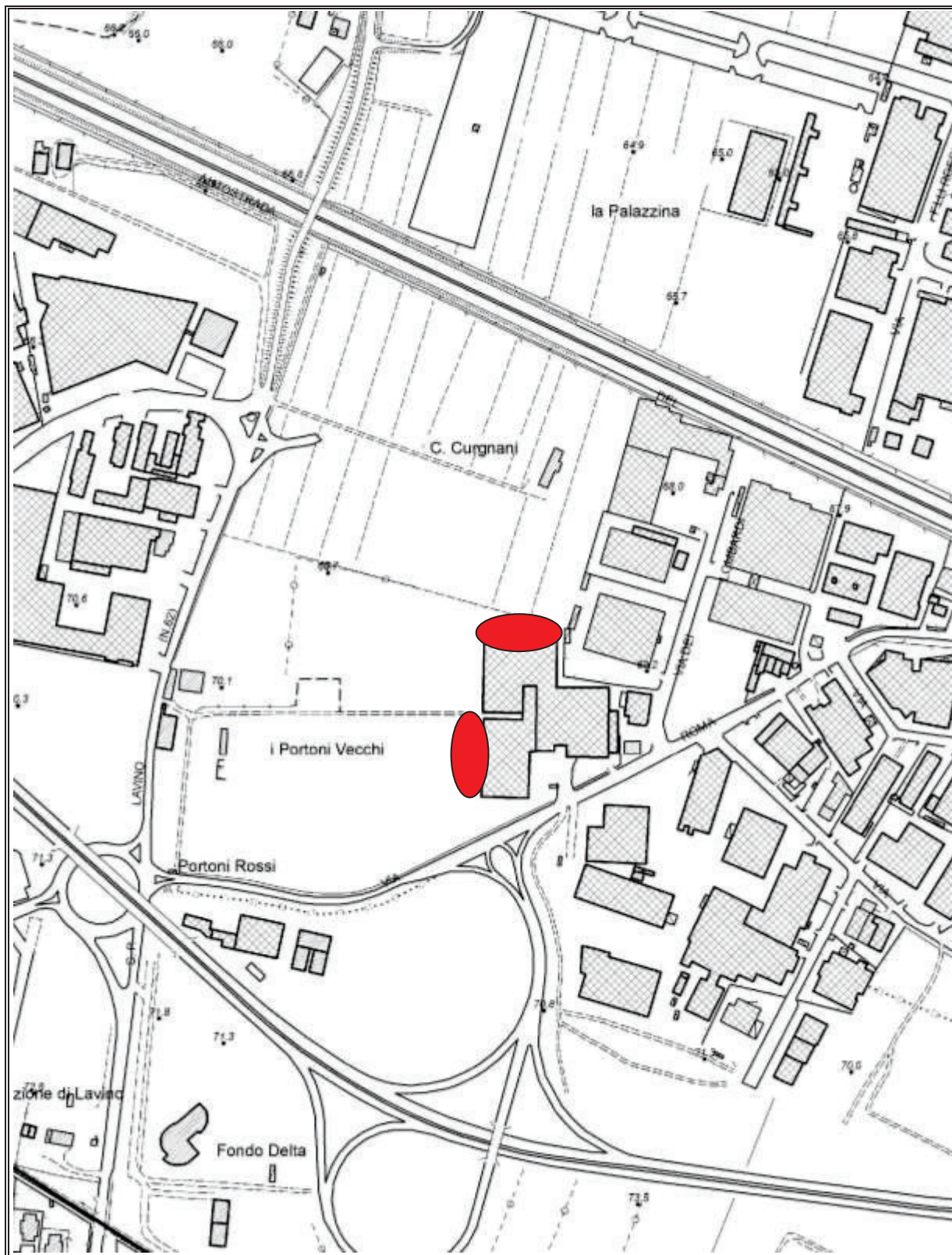
A seguito dell'incarico ricevuto da Biochimica S.p.A. si trasmette, in conformità con le normative vigenti, la seguente relazione geologico-tecnica riguardante lo studio dei terreni del primo sottosuolo di un'area sulla quale è in progetto la realizzazione di una tettoia.

L'area in esame si ubica in via Roma n. 49, in Comune di Zola Predosa (BO) (TAV. 1: estratto C.T.R. Scala 1:5.000; elemento n. 220111 – Zola Predosa).

Il presente studio è stato articolato nei seguenti punti:

- a) analisi e descrizione della situazione  
morfologica e geo-litologica generale;
- b) determinazione della natura dei terreni  
costituenti il primo sottosuolo;
- c) determinazione delle caratteristiche  
fisico-meccaniche degli stessi;
- d) caratterizzazione e modellazione geologico-geotecnica del sito;
- e) modellazione sismica dei terreni di fondazione;
- f) valutazione della resistenza di progetto dei  
terreni di fondazione.

TAV. 1 - UBICAZIONE AREA IN ESAME



Scala 1:5.000

 Aree in esame

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata compiuta in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento di seguito elencate:

- "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". D.M. 11 Marzo 1988.
- Istruzioni relative alle "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". Circ. Min. LL. PP. n. 30483, 24 Settembre 1988.
- AGI: raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche, Giugno 1977.
- AGI: raccomandazioni sulle prove geotecniche di laboratorio, Maggio 1990 (edizione provvisoria).
- Eurocodice Ec7 per l'ingegneria geotecnica, Settembre 1988.
- ISRM International Society for Rock Mechanics: Rock characterization testing and monitoring suggested methods - Commission on Testing Methods; 1981.
- "Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 14 Gennaio 2008 (G.U. n. 29 del 04/02/08, supplemento ordinario n. 30).
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 1661/2009 del 2 novembre 2009.
- Ordinanza del Commissario Delegato per la Ricostruzione n. 70 del 13/11/2012.
- "Raccomandazioni per la redazione della relazione geologica ai sensi delle N.C.T." a cura del Centro Studi del C.N.G.
- "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni". D.M. 17 Gennaio 2018 (G.U. n. 42 del 20/02/18, supplemento ordinario n. 8).
- Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 17/01/2018. Circolare Cons. Sup. LL.PP. n. 7/2019.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 630/2019 del 29 aprile 2019.
- Delibera della Giunta della Regione Emilia Romagna progr. N. 476/2021 del 12 aprile 2021.

### 3. SITUAZIONE MORFOLOGICA E GEO-LITOLOGICA GENERALE

L'area in esame si ubica in una fascia pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive ad una quota media di 60,00 m s.l.m., nella zona compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana in una zona interessata da un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

Da un punto di vista morfologico ci troviamo in presenza di leggere ondulazioni nella parte meridionale passanti verso Nord a terreni pianeggianti.

La morfologia superficiale risente sia del costante intervento umano, volto a migliorarne l'efficienza dal punto di vista agricolo, sia della vicinanza di vari fossi di scolo e canali che, in fase di tracimazione e di sedimentazione, hanno depositato lenti alluvionali che si interdigitano tra di loro conferendo alla zona un andamento leggermente ondulato.

A questi fattori si è aggiunta un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

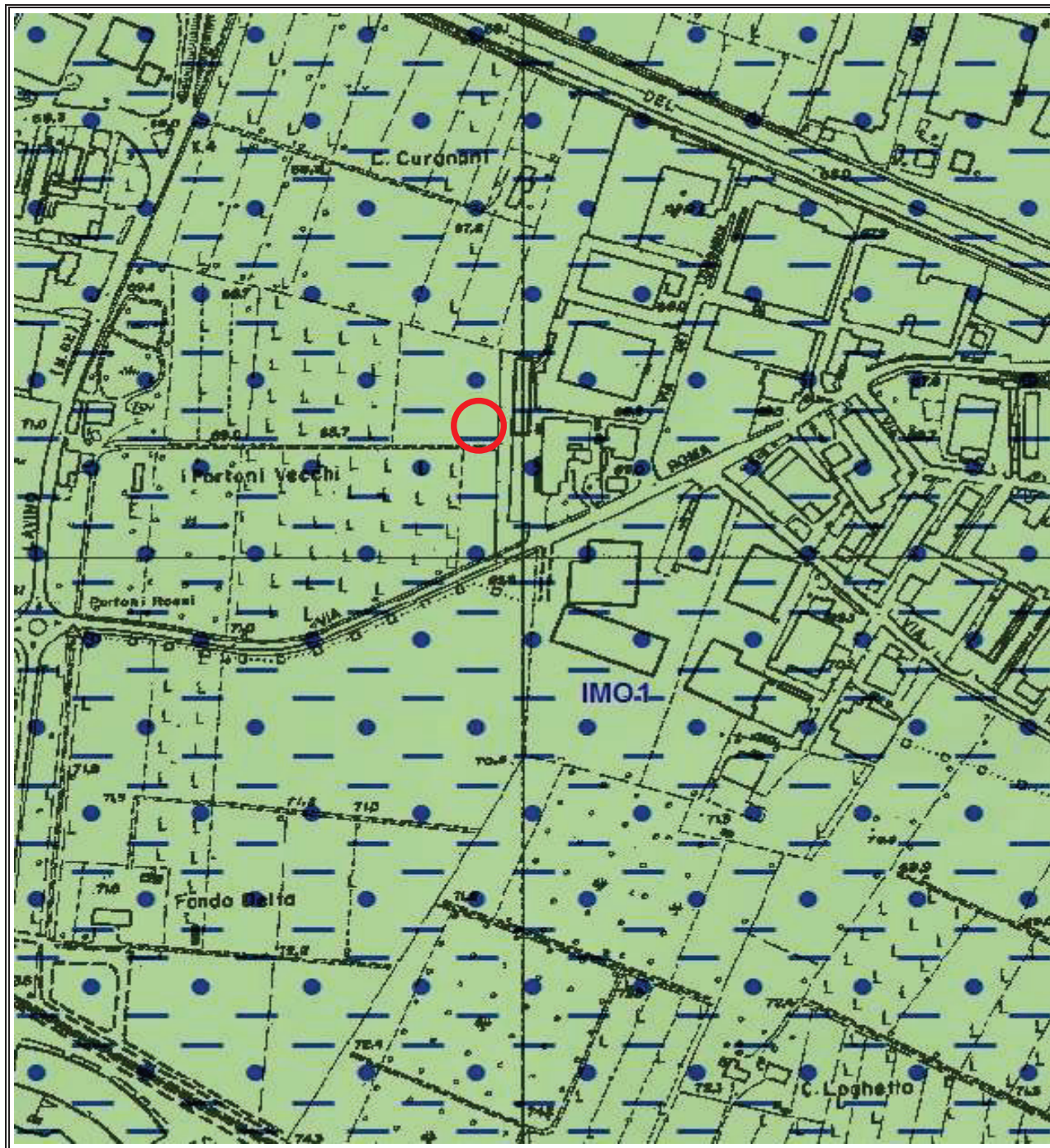
Da un punto di vista geo-litologico, secondo quanto riportato nella Carta Geologica che copre il territorio della Regione Emilia – Romagna l'area oggetto di intervento ricade all'interno dei terreni classificati come appartenenti agli affioramenti pleistocenici delle Sabbie di Imola, in particolare il Membro di Monte Castellaccio (**IMO1**) caratterizzato da sabbie e arenarie gialle da fini a grossolane sormontati dai depositi quaternari (**AES8**), costituiti da sedimenti alluvionali fini (argille limose e/o argille sabbiose) e grossolani (ghiaie e sabbie) che si evidenziano a profondità superiori ai 10,00 m.

L'idrografia superficiale primaria è rappresentata dal Torrente Lavino che sviluppa il proprio corso ad Ovest dell'area in esame, mentre quella secondaria, in parte mascherata dalle opere di urbanizzazione, è costituita da piccoli fossi di scolo e rii bordanti le zone coltivate, che raccolgono le acque di precipitazione eccessive per incanalarle verso i collettori principali.

Il sottosuolo è sostanzialmente caratterizzato da una successione di depositi sedimentari di età quaternaria che danno luogo ad una serie idrologica costituita da unità permeabili (acquiferi) separate da livelli impermeabili.

La prima falda superficiale, si attesta generalmente ad una profondità superiore ai 20,00 m dal p.c. attuale.

## TAV. 2 - CARTA GEO-LITOLOGICA



Area in esame

Scala 1: 5.000

**AES8 - Subsistema di Ravenna**

Nei settori intravallivi ghiaie passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Negli sbocchi vallivi e nella piana alluvionale ghiaie, sabbie, limi ed argille. Limite superiore dato da suoli variabili da non calcarei a calcarei. I suoli non calcarei e scarsamente calcarei hanno colore bruno scuro e bruno scuro giallastro, spessore dell'alterazione da 0,5 ad 1,5 m, contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. I suoli calcarei appartengono all'unità AES8a. Limite inferiore erosivo sui depositi marini e alluvionali sottostanti. Subsistema contenente una unità a limiti inconformi di rango gerarchico inferiore (AES8a) che, dove presente, ne costituisce il tetto stratigrafico. Spessore massimo in pianura di 25 metri circa.

(Pleistocene sup. - Olocene (14 ka - attuale; datazione 14C).)

#### 4. INDAGINE GEOGNOSTICA

Nell'area interessata dall'intervento, allo scopo di verificare la successione stratigrafica che caratterizza i terreni del primo sottosuolo e valutare le caratteristiche fisico meccaniche degli stessi, è stata eseguita un'indagine geognostica in sito, e un'indagine sismica al fine di determinare il parametro  $V_{seq}$  e classificare il suolo di fondazione del sito.

##### 4.1. Indagine geognostica in sito

L'indagine geognostica in sito, eseguita dalla Geo-Probe S.r.l., è consistita nell'esecuzione di n. 4 penetrometrie statiche con punta elettrica (CPTE) che rispetto al p.c. attuale hanno raggiunto profondità variabili da 5,06 m a 13,12 m.

I punti di indagine, compatibilmente alla accessibilità dei luoghi, sono stati posizionati in corrispondenza delle aree oggetto di intervento; l'esatta ubicazione degli stessi viene riportata di seguito nella TAV. 3.

Il penetrometro statico utilizzato, montato su Unimog Mercedes U400L con cella di carico da 200 kN, impiega una punta conica con apertura di  $60^\circ$  e superficie di  $10 \text{ cm}^2$  per la misurazione della resistenza alla punta ed un manicotto di frizione (*friction jacket*) della superficie di  $150 \text{ cm}^2$  per la misurazione dell'attrito laterale locale.

I risultati delle penetrometrie statiche con punta elettrica vengono rappresentati in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove viene riportato il valore  $q_c$  (resistenza alla punta) il valore  $f_s$  (resistenza attrito laterale locale), espressi rispettivamente in MPa e kPa, il rapporto  $R_f$  (rapporto fra la resistenza laterale locale e la resistenza alla punta, espresso in %), che orientativamente ci permette una classificazione dei terreni attraversati, la velocità di avanzamento (F) e l'angolazione della strumentazione (Tilt) nel corso dell'avanzamento riferita alla verticale; le suddette letture vengono eseguite per avanzamenti di 1,0 cm.

##### 4.2. Indagine sismica

Allo scopo di definire la frequenza di risonanza dei terreni e la velocità media delle onde sismiche di taglio  $V_s$ , vengono utilizzati i risultati di un'indagine sismica mediante metodologia di sismica passiva con misura del Rumore Sismico Passivo (microtremori) eseguita in prossimità dell'area.

Lo strumento utilizzato è il tromografo digitale Tromino prodotto dalla Micromed S.p.A.; si tratta di un sismografo di dimensioni molto contenute che contiene tre sensori elettrodinamici ortogonali (velocimetri) che permettono la registrazione del microtemore nel campo di frequenze compreso tra 0 e 256 Hz.

Il metodo di indagine utilizzato è quello a stazione singola dei rapporti spettrali tra le componenti del moto orizzontale e quella verticale (HVSR).

Il segnale di microtremore, dopo essere stato acquisito dai tre velocimetri, ad una frequenza di campionamento di 128Hz per un intervallo di tempo di 30', amplificato e digitalizzato a 24 bit equivalenti, viene suddiviso in intervalli di pochi secondi e mediante il software Grilla per ogni intervallo viene eseguita una analisi spettrale nelle tre componenti e il calcolo dei rapporti spettrali H/V.

Il valore di tale rapporto è direttamente correlato alla frequenza di risonanza determinata dal passaggio tra due strati con una differenza significativa del contrasto di impedenza mentre la frequenza di risonanza è legata allo spessore e alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  dalla relazione:

$$f_i = V_{si}/4h_i$$

dove:

$f_i$  = frequenza dello strato  $i$ -esimo;

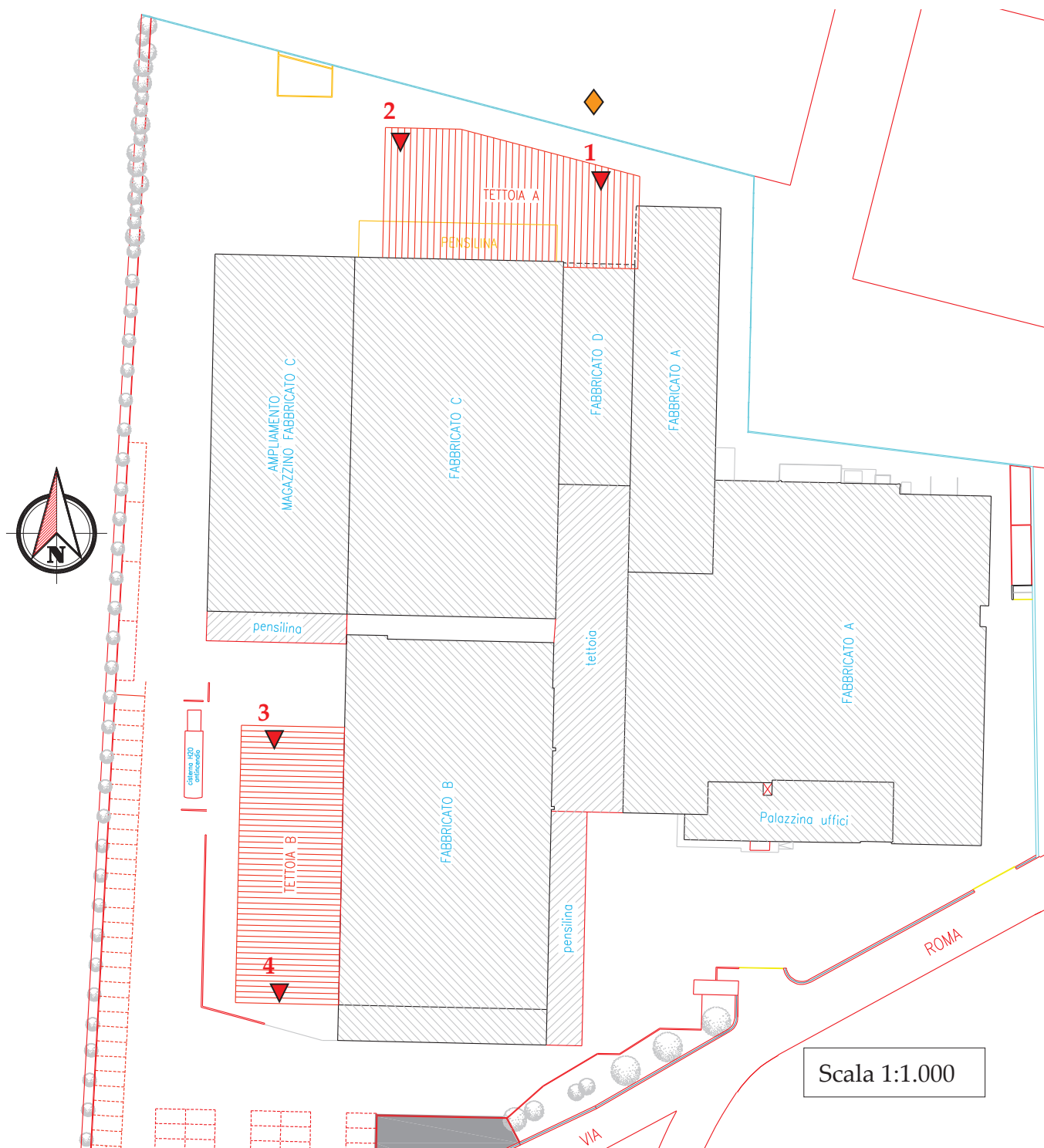
$V_{si}$  = velocità delle onde S dello strato  $i$ -esimo;

$h_i$  = spessore dello strato  $i$ -esimo.

Tramite lo strumento utilizzato per questa indagine, oltre alla registrazione del rumore sismico, è possibile ricavare le frequenze di risonanza del sotto-suolo, conoscendo le quali si creano basi utili in fase di progettazione per evitare la produzione di fenomeni di amplificazione sismica dovuti all'accoppiamento tra le vibrazioni del suolo e del fabbricato nel caso coincidessero i loro valori in frequenza. Ciò produrrebbe un notevole aumento della sollecitazione sulle strutture in caso di evento sismico.

I risultati dell'indagine sismica vengono restituiti in forma diagrammatica nelle apposite tavole allegate, dove vengono riportate gli spettri delle singole componenti del moto, le curve relative al rapporto spettrale orizzontale su verticale H/V e il grafico  $V_s$ /profondità.

## TAV. 3 - UBICAZIONE INDAGINE GEOGNOSTICA



- ▼ Penetrometrie statiche con punta elettrica
- ◆ Indagine sismica

## 5. LITOLOGIA E CARATTERISTICHE FISICO-MECCANICHE DEI TERRENI

L'indagine geognostica eseguita ci consente di ricostruire con discreta precisione la litologia del primo sottosuolo e di valutare le caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati.

Schematicamente possiamo ricostruire la seguente successione stratigrafica:

### Tettoia A

al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto grossolano alternato ad orizzonti plastici dello spessore variabile da 2,40 m a 2,80 m circa, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ( $q_c = 1,0 \div 2,0$  MPa;  $R_f = 3,2 \div 6,8$  %), inglobanti localmente rari e sottili orizzonti sabbiosi di medio addensamento ( $q_c = 2,8 \div 3,9$  MPa;  $R_f = 1,9 \div 2,0$  %).

Da una profondità variabile da 5,80 m a 6,40 m, e sino a circa 8,50÷9,00 m, prevalgono delle sabbie localmente con ghiaietto di addensamento da medio a buono ( $q_c = 2,5 \div 12,6$  MPa;  $R_f = 0,8 \div 2,0$  %), inglobanti orizzonti limo argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,0 \div 2,8$  MPa;  $R_f = 3,2 \div 5,6$  %) e più raramente sottili orizzonti plastico teneri ( $q_c = 0,9$  MPa;  $R_f = 4,8 \div 5,6$  %).

Sotto prevalgono dei limi argillosi di consistenza da plastico tenera a plastica ( $q_c = 0,7 \div 1,7$  MPa;  $R_f = 4,2 \div 6,5$  %) che localmente (fascia Est; CPTE 1) inglobano sottili lenti sabbiose di medio addensamento ( $q_c = 2,4 \div 4,7$  MPa;  $R_f = 1,2 \div 2,0$  %).

Suddetti litotipi sono sopportati da ghiaie di addensamento da medio a medio elevato ( $q_c = 7,7 \div 33,7$  MPa;  $R_f = 0,4 \div 1,0$  %), il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità di 12,70÷13,00 m dal p.c. attuale.

### Tettoia B

al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto dello spessore di circa 1,00÷1,10 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ( $q_c = 1,0 \div 1,9$  MPa;  $R_f = 4,0 \div 6,3$  %), inglobanti localmente orizzonti plastico duri ( $q_c = 2,1 \div 2,6$  MPa;  $R_f = 2,9 \div 5,2$  %).

Nella fascia Nord (CPTE 3) da una profondità di circa 3,60 m si alternano delle sabbie limose di medio addensamento ( $q_c = 3,0 \div 6,8$  MPa;  $R_f = 1,1 \div 2,0$  %) con dei limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,8 \div 3,0$  MPa;  $R_f = 3,8 \div 4,3$  %), mentre nella fascia meridionale (CPTE 4) da circa 3,00 m si evidenziano delle sabbie localmente limose di addensamento da medio ad elevato ( $q_c = 4,5 \div 12,7$  MPa;  $R_f = 0,7 \div 1,9$  %), presumibilmente con ghiaietto.

I suddetti terreni da una profondità variabile da 5,00 m a 7,40 m circa sono sopportati da ghiaie di addensamento da medio a medio elevato ( $q_c = 16,6 \div 27,9$  MPa;  $R_f = 0,5 \div 0,8$  %), in corrispondenza delle quali si è interrotta l'indagine.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate, indagini limitrofe hanno evidenziato come la prima falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

Per un maggior dettaglio in allegato viene riportata la litologia dei terreni del primo sottosuolo rilevata in corrispondenza delle penetrometrie statiche e ricostruita rispettivamente mediante la teoria di Robertson (1990).

## 6. MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SITO

La caratterizzazione geotecnica del sito viene fatta ricostruendo un modello in termini di unità geotecniche del volume significativo del terreno inteso come la parte di sottosuolo influenzata direttamente o indirettamente dalla costruzione dell'opera e che influenza l'opera stessa.

Ciascuna unità geotecnica (U.G.) è ottenuta correlando i dati stratigrafici e i dati di resistenza misurati nel corso dell'indagine geognostica in modo da suddividere il volume significativo in elementi omogenei.

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è possibile distinguere il terreno secondo le unità geotecniche indicate nella tabella successiva.

### Tettoia A

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
0	0,00	2,40÷2,80	R	-	-	-	-	-
A	2,40÷2,80	5,80÷6,40	LAS	1,0÷2,0	19,0÷19,2	50÷100	-	0
B	5,80÷6,40	8,50÷9,00	S/SL	2,5÷12,6	18,51÷18,6	0	33÷38	25÷55
B1	6,10÷6,80	7,20÷8,70	LAS	0,9÷2,8	19,0÷19,3	45÷125	-	0
C	8,50÷9,00	12,60÷13,00	LAS	0,7÷1,7	18,9÷19,2	35÷85	-	0
C1	11,40	12,70	S/SL	2,4÷4,7	18,5÷18,6	0	32÷34	24÷26
D	12,70÷13,00	fine indag.	G/GS	7,7÷33,7	18,5	0	37÷42	27÷78

### Tettoia B

U.G.	Profondità m da p.c.		Litologia prevalente	qc MPa	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	$\varphi$ (°)	Dr (%)
0	0,00	1,00÷1,10	R/P	-	-	-	-	-
A	1,00÷1,10	3,00÷3,60	LAS	1,0÷2,6	19,0÷19,3	50÷120	-	0
B	3,00÷3,60	5,00÷5,20	S/SL	3,0÷12,7	18,5÷18,6	0	33÷38	25÷55
B1	3,90	7,20	LAS	1,8÷3,0	19,2÷19,3	90÷130	-	0
C	5,00÷7,20	fine indag.	G/GS	16,6÷27,9	18,5	0	39÷41	35÷75

R/P = terreno di riporto e/o pedogenizzato;

LAS = limi argillosi e/o sabbiosi;

S/SL = sabbie limose;

G/GS = ghiaie sabbiose.

## 7. PARAMETRIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Sulla base dei risultati dell'indagine geognostica è stato possibile suddividere il volume significativo di terreno in unità geotecniche, delle quali di seguito, vengono definiti i valori medi e caratteristici dei parametri geotecnici, dove per valore caratteristico ( $k$ ) di un parametro geotecnico deve intendersi una stima ragionata e cautelativa del valore del parametro (N.T.C. 6.2.2).

### Tettoia A

#### Unità geotecnica 0

È costituita da terreno di riporto grossolano con orizzonti plastici e si evidenzia sino ad una profondità di 2,40÷2,80 m dal p.c. attuale.

#### Unità geotecnica A

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ed umidità presumibilmente media.

L'unità A si evidenzia da 2,40÷2,80 m sino ad una profondità variabile da 5,80 m a 6,40 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 1	1,5	19,2	75	65	-	-
CPTE 2	1,7	19,2	85	75	-	-

#### Unità geotecnica B

È costituita da sabbie limose localmente con ghiaietto di addensamento da medio a medio buono ed umidità presumibilmente media.

L'unità B si evidenzia da 5,80÷6,40 m sino ad una profondità di 8,50÷9,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 1	5,6	18,5	0	0	35	33
CPTE 2	3,5	18,5	0	0	34	32

#### Unità geotecnica B1

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica e localmente plastico dura, di umidità presumibilmente media.

L'unità B1 si evidenzia da 6,10÷6,80 m sino ad una profondità variabile da 7,20 m a 8,70 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici medi riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 1	1,4	19,1	70	60	-	-
CPTE 2	1,5	19,2	75	65	-	-

#### Unità geotecnica C

È costituita da limi argillosi e/o debolmente sabbiosi di consistenza plastica ed umidità presumibilmente media.

L'unità C si evidenzia da 8,50÷9,00 m sino ad una profondità di 12,60÷13,00 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 1	1,2	19,1	60	50	-	-
CPTE 2	1,4	19,1	70	60	-	-

#### Unità geotecnica C1

È costituita da lenti di sabbie di addensamento medio ed umidità presumibilmente media.

L'unità C1 si evidenzia localmente da circa 11,40 m sino ad una profondità di 12,70 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 2	4,0	18,5	0	0	33	32

#### Unità geotecnica D

È costituita da ghiaie in matrice sabbiosa di addensamento da medio ad elevato ed umidità presumibilmente media.

L'unità D si evidenzia da 12,70÷13,00 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 1	13,1	18,5	0	0	36	33
CPTE 2	18,0	18,5	0	0	38	35

**Tettoia B****Unità geotecnica 0**

È costituita da terreno di riporto e/o pedogenizzato e si evidenzia sino ad una profondità di circa 1,00÷1,10 m dal p.c. attuale.

**Unità geotecnica A**

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ed umidità presumibilmente media, inglobanti orizzonti di consistenza plastico dura.

L'unità A si evidenzia da 1,00÷1,10 m sino ad una profondità di 3,00÷3,60 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 3	1,7	19,2	85	75	-	-
CPTE 4	1,7	19,2	85	75	-	-

**Unità geotecnica B**

È costituita da sabbie limose localmente con ghiaietto di addensamento da medio a medio buono ed umidità presumibilmente media.

L'unità B si evidenzia da 3,00÷3,60 m sino ad una profondità di 5,00÷5,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 3	3,7	18,5	0	0	33	32
CPTE 4	9,0	18,5	0	0	36	34

**Unità geotecnica B1**

È costituita da limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura, ed umidità presumibilmente media.

L'unità B1 si evidenzia nella fascia Nord da 3,90 m sino a circa 7,20 m dal p.c. attuale, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 3	2,4	19,2	115	105	-	-

**Unità geotecnica D**

È costituita da ghiaie in matrice sabbiosa di addensamento da medio ad elevato ed umidità presumibilmente media.

L'unità D si evidenzia da 5,00÷7,20 m dal p.c. attuale sino alla profondità indagata, ed è caratterizzata dai parametri geotecnici riportati in tabella.

Verticale	qc (MPa)	$\gamma$ (kN/mc)	Cu (kPa)	Cuk (kPa)	$\varphi$ (°)	$\varphi_k$ (°)
CPTE 3	20,3	18,5	0	0	39	38
CPTE 4	16,9	18,5	0	0	38	37

## 8. PERICOLOSITÀ E CLASSIFICAZIONE SISMICA

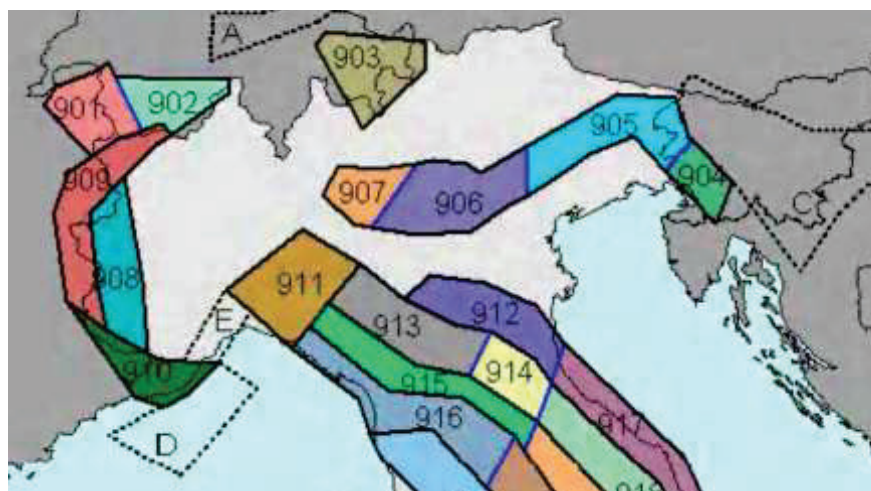
La pericolosità e il rischio sismico del territorio nazionale sono stati affrontati dal Servizio Sismico Nazionale utilizzando il calcolo probabilistico di Cornell, in grado di considerare tutte le possibili sorgenti influenzanti di un sisma.

La pericolosità sismica di base è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni ideali di sito di riferimento con superficie topografica orizzontale di categoria A.

Il Comune di Zola Predosa (TAV. 4 – Mappa di pericolosità sismica) presenta un'accelerazione al suolo tipo A con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni  $PGA = 0,150 - 0,175g$ .

La Magnitudo dell'area si ottiene, come riportato negli "Indirizzi e Criteri per la Microzonazione Sismica – Gruppo di Lavoro MS 2008" sulla base della zonazione sismogenetica ZS 9, secondo la quale la sismicità può essere distribuita in 36 zone, a ciascuna delle quali è associata una magnitudo massima.

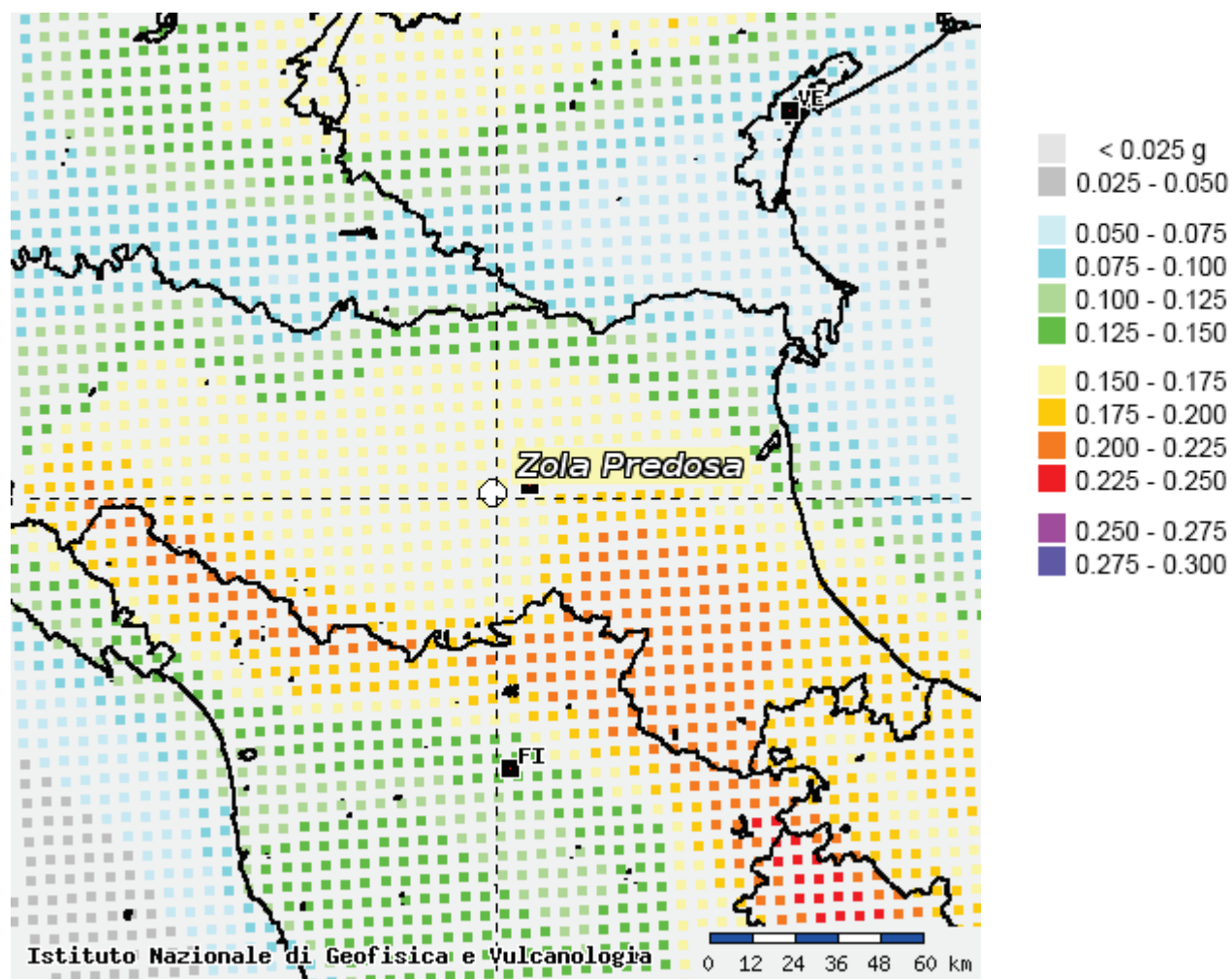
Come evidenziato dalla mappa delle zone sismogenetiche di cui si riporta uno stralcio, l'Emilia Romagna ricade nelle zone 911-914 alle quali è attribuito un valore di M pari a 6,14.



La pericolosità sismica in un generico sito viene definita in termini di valori di accelerazione orizzontale massima e di spettri di risposta nelle condizioni di sito di riferimento rigido orizzontale, in corrispondenza dei punti di un reticolo e per diverse probabilità di superamento in 50 anni e/o diversi periodi di ritorno ricadenti in un intervallo di riferimento compreso tra 30 e 2475 anni.

L'azione sismica così individuata viene successivamente variata per tener conto delle modifiche prodotte dalle condizioni locali stratigrafiche del sottosuolo effettivamente presenti nel sito in esame e della morfologia di superficie.

TAV. 4 – MAPPA DI PERICOLOSITÀ SISMICA



## 9. MODELLAZIONE SISMICA

### 9.1. Vita nominale

La vita nominale di progetto di un'opera ( $V_N$ ) è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La vita nominale delle diverse tipologie di opere è riportata nella seguente tabella.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per diversi tipi di costruzione

TIPI DI COSTRUZIONE		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Nell'area in esame sono previste opere tipo "2" per le quali si prevede una vita nominale  $V_N$  minima di 50 anni.

### 9.2. Classi d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso distinte nel modo seguente:

Classe I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli
Classe II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
Classe III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
Classe IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B di cui al D.M. 5/11/2001 n. 6792 "Norme funzionali e geotecniche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e impianti di produzione di energia elettrica.

Ad ogni classe d'uso è associato un coefficiente come da tabella seguente:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Le opere da realizzare nell'area in esame, sono relative alla Classe II, pertanto alle stesse è associato un coefficiente d'uso pari a  $C_U = 1,0$ .

### 9.3. Periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione sono valutate in relazione ad un periodo di riferimento  $V_R$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Per il sito in esame il periodo di riferimento è pari a  $V_R = 50$  anni.

### 9.4. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$      accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$      valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$     valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Nella seguente tabella vengono riportati i suddetti parametri elaborati per il sito in esame (individuato dalle coordinate WGS84 Lat. 44.493837; Long. 11.231548), considerando un periodo di riferimento per l'azione sismica (VR) di 50 anni, in relazione al periodo di ritorno e agli stati limite di esercizio e agli stati limite ultimi e relative probabilità di superamento.

Stato limite		PVR (%)	TR (anni)	ag (g)	Fo (-)	Tc* (s)
Stati limite di esercizio	SLO	81	30	0,053	2,486	0,257
	SLD	63	50	0,066	2,493	0,271
Stati limite ultimi	SLV	10	475	0,163	2,391	0,309
	SLC	5	975	0,207	2,423	0,316

### 9.5. Categoria di sottosuolo

La classificazione del sottosuolo si effettua in base alle condizioni stratigrafiche e dai valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio Vseq (in m/s) definita dalla espressione:

$$V_{Seq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

con:

hi = spessore dell'i-esimo strato;

Vsi = velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N = numero di strati;

H= profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio VSeq è definita dal parametro VS30, ottenuto ponendo H = 30 nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Le categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato sono definite in Tab. 3.2.II, di seguito riportata:

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

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

Per qualsiasi condizione di sottosuolo non classificabile nelle categorie precedenti, è necessario predisporre specifiche analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Come si evidenzia dall'indagine eseguita, i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da una profondità del substrato superiore a 30,00 m e da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, e al p.c. presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 272 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *“Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.”*.

In considerazione di quanto sopra, da un punto di vista geologico, non si ritiene necessaria un'analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

#### 9.6. Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale mentre per configurazioni semplici può essere adottata la seguente classificazione.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

### 9.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti  $S_s$  e  $C_c$  valgono 1; per le altre categorie vengono calcolati in funzione di  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  mediante le espressioni fornite nella seguente tabella.

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,4 - 0,4 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,7 - 0,6 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,4 - 1,50 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot a_g/g \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Per il sito in esame otteniamo:

Stato limite	$S_s$	$C_c$
SLO	1,500	1,643
SLD	1,500	1,616
SLV	1,467	1,547
SLC	1,399	1,536

### 9.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico  $S_T$  riportati nella Tab. 3.2.V, in funzione della categoria topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Tab. 3.2.V – Valori massimi dei coefficienti di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o del rilievo, dalla sommità o dalla cresta, dove  $S_T$  assume il valore massimo riportato nella Tab. 3.2.V, fino alla base, dove  $S_T$  assume un valore unitario.

L'area in esame si attesta in una fascia pressoché pianeggiante, perciò si configura una categoria topografica tipo T1, cui è associato un coefficiente di amplificazione topografica pari a 1,0.

### 9.9. Accelerazione massima al sito

L'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata mediante la relazione:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = (S_s \cdot S_T) \cdot a_g$$

Nel nostro caso per i parametri considerati in precedenza e per lo stato limite SLV si ottiene un valore pari a 2,346 m/sec<sup>2</sup>.

### 9.10. Coefficiente sismico orizzontale e verticale

Il coefficiente sismico orizzontale si ottiene mediante la relazione:

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

dove:

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito ricavabile dalla sottostante tabella.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Nel nostro caso assumendo un valore di  $\beta_s$  pari a 0,24, si ottiene un coefficiente sismico orizzontale ( $k_h$ ) pari a 0,057.

Il coefficiente sismico verticale ( $k_v$ ) si ottiene mediante la relazione:

$$k_v = 0,5 k_h = 0,0285$$

## 10. RISCHIO DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

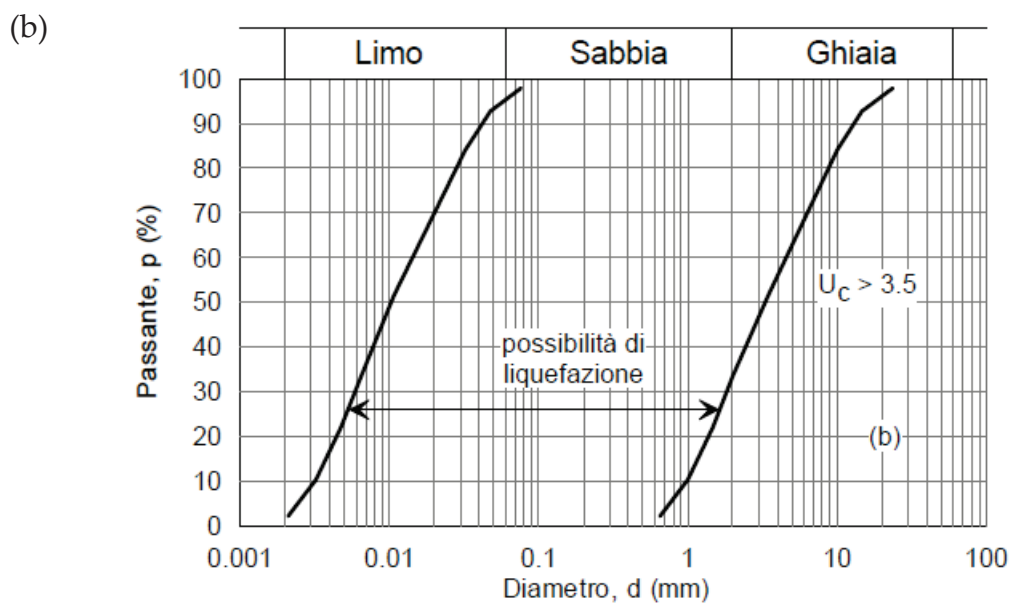
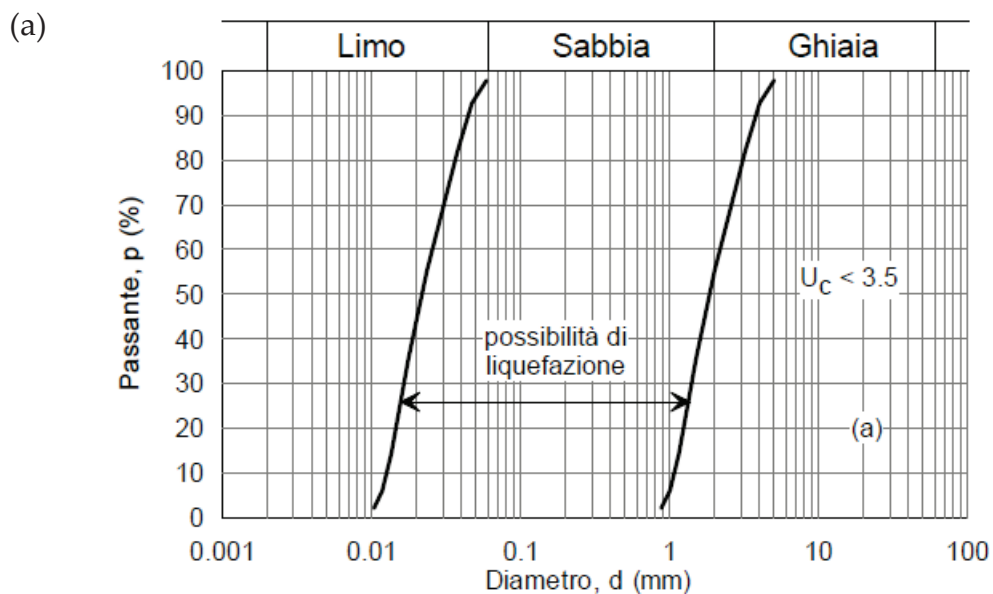
In occasione di un evento sismico particolare attenzione deve essere posta nella liquefazione dei terreni, ovvero la fluidificazione degli stessi con perdita improvvisa della resistenza al taglio, tendenza all'addensamento e conseguente riduzione di volume.

La verifica alla liquefazione può essere omessa quando risulta soddisfatta almeno uno delle seguenti circostanze come da N.T.C. 7.11.3.4.2:

1. Accelerazioni massime attese al p.c. in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0,1g; nel nostro caso  $a_{maxs} = 0,239g$  (*non soddisfatta*).

Quando la condizione 1 non risulti soddisfatta, le indagini geotecniche devono essere finalizzate alla determinazione dei parametri necessari per la verifica delle successive condizioni:

2. Profondità media stagionale della falda superiore a 15,00 m dal p.c., per p.c. suborizzontale e strutture con fondazioni superficiali; al termine dell'indagine all'interno dei terreni che caratterizzano il primo sottosuolo non è stata rilevata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate; indagini limitrofe hanno evidenziato come la prima falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m (*soddisfatta*).
3. Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N_1)_{60} > 30$  oppure  $(q_{c1N}) > 180$  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  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa; l'indagine ha evidenziato come i terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da una alternanza di limi argillosi e sabbie di addensamento da medio a buono, sopportati da ghiaie ben addensate (*non soddisfatta*).
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella figura (a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  ed in figura (b) per terreni con  $U_c > 3,5$ ; a livello operativo l'applicazione di questo criterio implica l'esecuzione di un sondaggio con prelievo di campioni di sabbia satura.



Essendo soddisfatta almeno una delle precedenti circostanze previste dalle N.T.C. 7.11.3.4.2, non si è proceduto ad eseguire la verifica alla liquefazione.

## 11. RESISTENZA DI PROGETTO DEL TERRENO

In accordo con le NTC sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU) in condizioni statiche e in condizioni sismiche.

Secondo la Normativa la valutazione del grado di sicurezza si ottiene adottando il "Metodo semiprobabilistico dei coefficienti parziali" e verificando la relazione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

$E_d$ : valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione nelle varie combinazioni di calcolo;

$R_d$ : valore di progetto della resistenza del terreno.

La verifica del valore di progetto della resistenza del terreno viene eseguita secondo la teoria proposta da *Brinch-Hansen* (1970), estensione dell'equazione di *Buisman* (1935) e *Terzaghi* (1943), basata sulle seguenti ipotesi:

- omogeneità ed isotropia del terreno;
- non resistenza del terreno agli sforzi tensionali di trazione;
- rigidità infinita della struttura di fondazione rispetto al terreno.

Per le considerazioni suddette la formula di *Brinch-Hansen* viene ad assumere la seguente struttura:

$$R_d = (1/2 \gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma z_\gamma + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c z_c + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q z_q) r_g / \gamma_R$$

dove:

$\gamma'$  = peso di volume del terreno posto al disotto della fondazione;

$B$  = larghezza della fondazione;

$N_\gamma$ ;  $N_c$ ;  $N_q$  = fattori di capacità portante dipendenti dall'angolo di resistenza al taglio;

$c'$  = coesione del terreno;

$q = (\gamma \cdot D)$  = sovraccarico agente ai bordi della fondazione dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e  $D$  è l'incastro della fondazione;

$s_\gamma$ ;  $s_c$ ;  $s_q$  = fattori di forma della fondazione;

$d_\gamma$ ;  $d_c$ ;  $d_q$  = fattori di profondità della fondazione;

$i_\gamma$ ;  $i_c$ ;  $i_q$  = fattori inclinazione carico sulla fondazione;

$g_\gamma$ ;  $g_c$ ;  $g_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione del terreno;

$b_\gamma$ ;  $b_c$ ;  $b_q$  = fattori dipendenti dall'inclinazione della fondazione;

$z_\gamma$ ;  $z_c$ ;  $z_q$  = fattori correzione sismico inerziale;

$r_g$  = fattore riduttivo applicato per elevati valori di  $B$  (Bowles);

$\gamma_R$  = coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali.

Per quanto in progetto si ipotizza l'adozione di un sistema fondale a plinti attestato, per quanto concerne la tettoia A, ad una profondità di circa 2,60÷2,80 m dal p.c. attuale, e per la tettoia B alla profondità di circa 1,60m, sufficienti per superare i terreni di riporto e/o pedogenizzati di superficie, pertanto i terreni interessati prevalentemente dai limi argillosi di consistenza da plastica a plastico dura appartenenti all'unità geotecnica A.

In presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno ( $\varphi$ ) viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata il cui valore viene ricavato empiricamente mediante la relazione:

$$C_u = \frac{qc_m - \sigma'_{vo}}{N_{cp}}$$

dove:

$qc_m$  = valore medio di resistenza meccanica del terreno posto al disotto del piano di posa delle fondazioni;

$\sigma'_{vo}$  = tensione verticale efficace;

$N_{cp}$  = coefficiente adimensionale funzione della litologia e delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni.

Per le condizioni suddette la formula di *Brinch-Hansen*, non considerando i fattori correttivi che tengono conto della forma e dell'approfondimento della fondazione, ipotizzando il piano di posa della fondazione orizzontale, che il carico trasmesso sulla stessa risulti centrato, e per una inclinazione del terreno  $\beta = 0$ , si riduce a:

$$R_d = (cud \cdot N_c \cdot z_c \cdot s_c + q) \cdot r_g / \gamma_R$$

dove:

$cud$  = coesione non drenata di progetto;

$N_c = (2 + \pi)$  = fattore capacità portante;

$z_c$  = fattore correzione sismico inerziale;

$s_c$  = fattore di forma della fondazione; pari a  $1 + 0,2 \cdot (B/L)$ ;

$q = (\gamma \cdot D)$  = sovraccarico agente ai bordi della fondazione; dove  $\gamma$  è il peso di volume del terreno e  $D$  è l'incastro della fondazione;

$r_g$  = fattore riduttivo applicato per elevati valori di  $B$  (Bowles), pari a  $1 - 0,25 \log_{10}(B/2)$ ; per valori di  $B < 2$  m, lo stesso si assume unitario

Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella successiva Tab. 6.2II e tenendo conto, dove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  relativi a ciascun tipo di opera.

La verifica della resistenza di progetto allo stato limite ultimo (SLU) viene effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) prevista dall'approccio 2 tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.II.

Tabella 6.2.II

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE		
		$\gamma_M$	M1	M2
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'k$	$\gamma_{\phi'}$	1,00	1,25
Coesione efficace	$c' k$	$\gamma_{c'}$	1,00	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,00	1,40
Peso dell'unità di volume	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,00	1,00

Il valore caratteristico della coesione non drenata ( $c_{uk}$ ), trovandoci in presenza di una fondazione rigida cui è associata un importante volume significativo di terreno, è definito come il 5° percentile della distribuzione lognormale della media dei dati delle verticali indagate nel volume di influenza, al quale viene applicato il coefficiente M1 previsto dalla Normativa per ottenere il valore di  $c_{ud}$ .

Per le verifiche in condizioni sismiche, per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma, viene introdotto il fattore correttivo  $z_c$  ottenuto dalla formula:

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

dove:

$kh$  = coefficiente sismico orizzontale.

Per un valore di  $kh$  pari a 0,057, si ottiene un valore di  $z_c$  pari a 0,982.

Il valore  $\gamma_R$  (coefficiente parziale per la verifica agli stati ultimi di fondazioni superficiali) si ricava dalla seguente tabella:

Tabella 6.4.I – Coefficienti parziali per le verifiche SLU di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

### **Tettoia A**

#### **- Fondazione diretta a plinti ( $B < 2,00 \text{ m}$ )**

##### ***11.A.1. Condizioni statiche***

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione otteniamo:

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

$$cuk = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 1,0;$$

$$sc = 1,2;$$

$$q = 46,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 1,0 \cdot 1,2 + 46,0) \cdot 1,0/2,3 = 167,5 \text{ kN/m}^2$$

##### **11.A.2. Condizioni sismiche**

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione otteniamo:

- *Approccio 2 (A1+M1+R3)*

$$cuk = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,982;$$

$$sc = 1,2;$$

$$q = 46,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,2 + 46,0) \cdot 1,0/2,3 = 164,8 \text{ kN/m}^2$$

**Tettoia B****- Fondazione diretta a plinti ( $B < 2,00 \text{ m}$ )****11.B.1. Condizioni statiche**

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione otteniamo:

- *Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )*

$$cuk = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 1,0;$$

$$sc = 1,2;$$

$$q = 30,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 1,0 \cdot 1,2 + 30,0) \cdot 1,0/2,3 = 160,5 \text{ kN/m}^2$$

**11.B.2. Condizioni sismiche**

Nel nostro caso, non considerando la superficie efficace della fondazione otteniamo:

- *Approccio 2 ( $A1+M1+R3$ )*

$$cuk = 55 \text{ kN/m}^2;$$

$$cud = 55,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$zc = 0,982;$$

$$sc = 1,2;$$

$$q = 30,0 \text{ kN/m}^2;$$

$$rg = 1,0;$$

$$\gamma_R = 2,3.$$

$$Rd = (55,0 \cdot 5,14 \cdot 0,982 \cdot 1,2 + 30,0) \cdot 1,0/2,3 = 157,9 \text{ kN/m}^2$$

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione  $Ed < Rd$ .

## 12. CONSIDERAZIONI FINALI

L'area in esame si ubica in una fascia pressoché pianeggiante e/o moderatamente acclive ad una quota media di 60,00 m s.l.m., nella zona compresa tra la fascia collinare pedeappenninica e l'alta Pianura Padana in una zona interessata da un'intensa opera di urbanizzazione che ha mascherato in parte la morfologia originaria.

La litologia del primo sottosuolo in corrispondenza della **Tettoia A** al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno di riporto grossolano alternato ad orizzonti plastici dello spessore variabile da 2,40 m a 2,80 m circa, risulta caratterizzata dalla presenza di limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ( $q_c = 1,0 \div 2,0$  MPa;  $R_f = 3,2 \div 6,8$  %), inglobanti localmente rari e sottili orizzonti sabbiosi di medio addensamento ( $q_c = 2,8 \div 3,9$  MPa;  $R_f = 1,9 \div 2,0$  %).

Da una profondità variabile da 5,80 m a 6,40 m, e sino a circa 8,50÷9,00 m, prevalgono delle sabbie localmente con ghiaietto di addensamento da medio a buono ( $q_c = 2,5 \div 12,6$  MPa;  $R_f = 0,8 \div 2,0$  %), inglobanti orizzonti limo argillosi e/o sabbiosi di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,0 \div 2,8$  MPa;  $R_f = 3,2 \div 5,6$  %) e più raramente sottili orizzonti plastico teneri ( $q_c = 0,9$  MPa;  $R_f = 4,8 \div 5,6$  %).

Sotto prevalgono dei limi argillosi di consistenza da plastico tenera a plastica ( $q_c = 0,7 \div 1,7$  MPa;  $R_f = 4,2 \div 6,5$  %) che localmente (fascia Est; CPTE 1) inglobano sottili lenti sabbiose di medio addensamento ( $q_c = 2,4 \div 4,7$  MPa;  $R_f = 1,2 \div 2,0$  %).

Suddetti litotipi sono sopportati da ghiaie di addensamento da medio a medio elevato ( $q_c = 7,7 \div 33,7$  MPa;  $R_f = 0,4 \div 1,0$  %), il cui tetto è stato evidenziato ad una profondità di 12,70÷13,00 m dal p.c. attuale.

In corrispondenza della **Tettoia B**, al tetto, al di sotto di un orizzonte di terreno pedogenizzato e/o di riporto dello spessore di circa 1,00÷1,10 m, sono inizialmente presenti dei limi argillosi e/o sabbiosi di consistenza plastica ( $q_c = 1,0 \div 1,9$  MPa;  $R_f = 4,0 \div 6,3$  %), inglobanti localmente orizzonti plastico duri ( $q_c = 2,1 \div 2,6$  MPa;  $R_f = 2,9 \div 5,2$  %).

Nella fascia Nord (CPTE 3) da una profondità di circa 3,60 m si alternano delle sabbie limose di medio addensamento ( $q_c = 3,0 \div 6,8$  MPa;  $R_f = 1,1 \div 2,0$  %) con dei limi sabbiosi e/o argillosi di consistenza da plastica a plastico dura ( $q_c = 1,8 \div 3,0$  MPa;  $R_f = 3,8 \div 4,3$  %), mentre nella fascia meridionale (CPTE 4) da circa 3,00 m si evidenziano delle sabbie localmente limose di addensamento da medio ad elevato ( $q_c = 4,5 \div 12,7$  MPa;  $R_f = 0,7 \div 1,9$  %), presumibilmente con ghiaietto.

I suddetti terreni da una profondità variabile da 5,00 m a 7,40 m circa sono sopportati da ghiaie di addensamento da medio a medio elevato ( $q_c = 16,6 \div 27,9$  MPa;  $R_f = 0,5 \div 0,8$  %), in corrispondenza delle quali si è interrotta l'indagine.

Al termine dell'indagine all'interno dei fori di prova e sondaggio non è stata evidenziata la presenza di falde freatiche di superficie e/o circolazioni idriche localizzate, indagini limitrofe hanno evidenziato come la prima falda si evidenzia generalmente a partire da profondità mediamente superiori a 20,00 m.

I terreni del primo sottosuolo sono caratterizzati da una profondità del substrato superiore a 30,00 m e da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità, e al p.c. presentano una  $V_{seq}$  pari a circa 272 m/sec, pertanto ricadono nella Categoria C, che comprende *"Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s."*

In considerazione di quanto sopra, da un punto di vista geologico, non si ritiene necessaria un'analisi di risposta locale per la definizione delle azioni sismiche.

Nell'area in esame sedimenti potenzialmente liquefacibili sono inesistenti, essendo la litologia di superficie rappresentata terreni limosi e argillosi intercalati da sabbie di medio addensamento e sopportati da ghiaie di addensamento elevato, non interessati da falde freatiche e/o circolazioni idriche localizzate,

I terreni limosi e argillosi presenti al di sotto dei terreni di riporto superficiali e/o pedogenizzati, nel caso di un sistema fondale diretto a plinti, non considerando la superficie efficace dello stesso, in corrispondenza della **Tettoia A** consentono in *condizioni statiche non drenate* valori di resistenza di progetto dell'ordine di 167,5 kN/m<sup>2</sup> e in *condizioni sismiche non drenate* valori di resistenza di progetto dell'ordine di 164,8 kN/m<sup>2</sup>, mentre in corrispondenza della **Tettoia B**, sempre per le stese condizioni, consentono in *condizioni statiche non drenate* valori di resistenza di progetto dell'ordine di 160,5 kN/m<sup>2</sup> e in *condizioni sismiche non drenate* valori di resistenza di progetto dell'ordine di 157,9 kN/m<sup>2</sup>.

Sarà cura del progettista, sulla base della conoscenza dei parametri, della geometria e delle azioni di progetto, la verifica della disequazione  $E_d < R_d$ .

In considerazione di quanto sopra si può pertanto affermare che, seguendo le prescrizioni riportate in precedenza, da un punto di vista geologico non vi è nulla che impedisca la realizzazione di entrambe le tettoie.

Casalecchio di Reno, 18 Marzo 2025



## ALLEGATI

## **Indagine geognostica**

C P T E (electric cone penetration test)      N.    1      Rapporto di Prova N.    23.0573/RSP

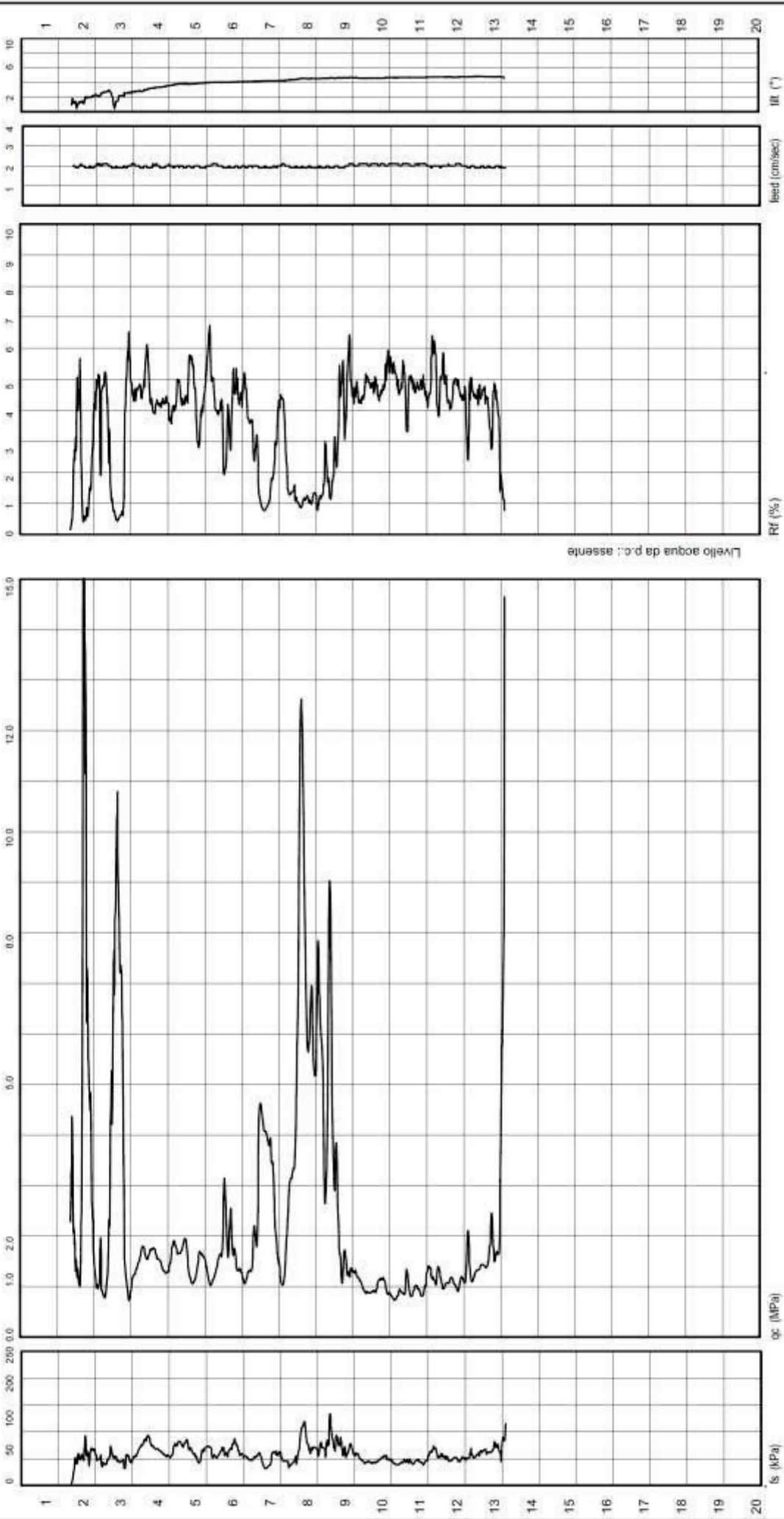
Committente :    Biochimica      Quota :    ---

Località :    Zola Predosa (BO)      Preforo :    135.00 cm

Attrezzatura:    Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN      Data Prova :    10/11/2023

Note:    ---      Codice Lavoro :    2023.092

Cantiere:    via Roma 49



Livello acqua da p.c.: assente

Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 5778-12	23.0573/RSP	0	10/11/2023	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

C P T E (electric cone penetration test)

N. 2

Rapporto di Prova N.

23.0574/RSP

Committente : Biochimica

Località : Zola Predosa (BO)

Cantiere: via Roma 49

Quota : ---

Preforo : 220.00 cm

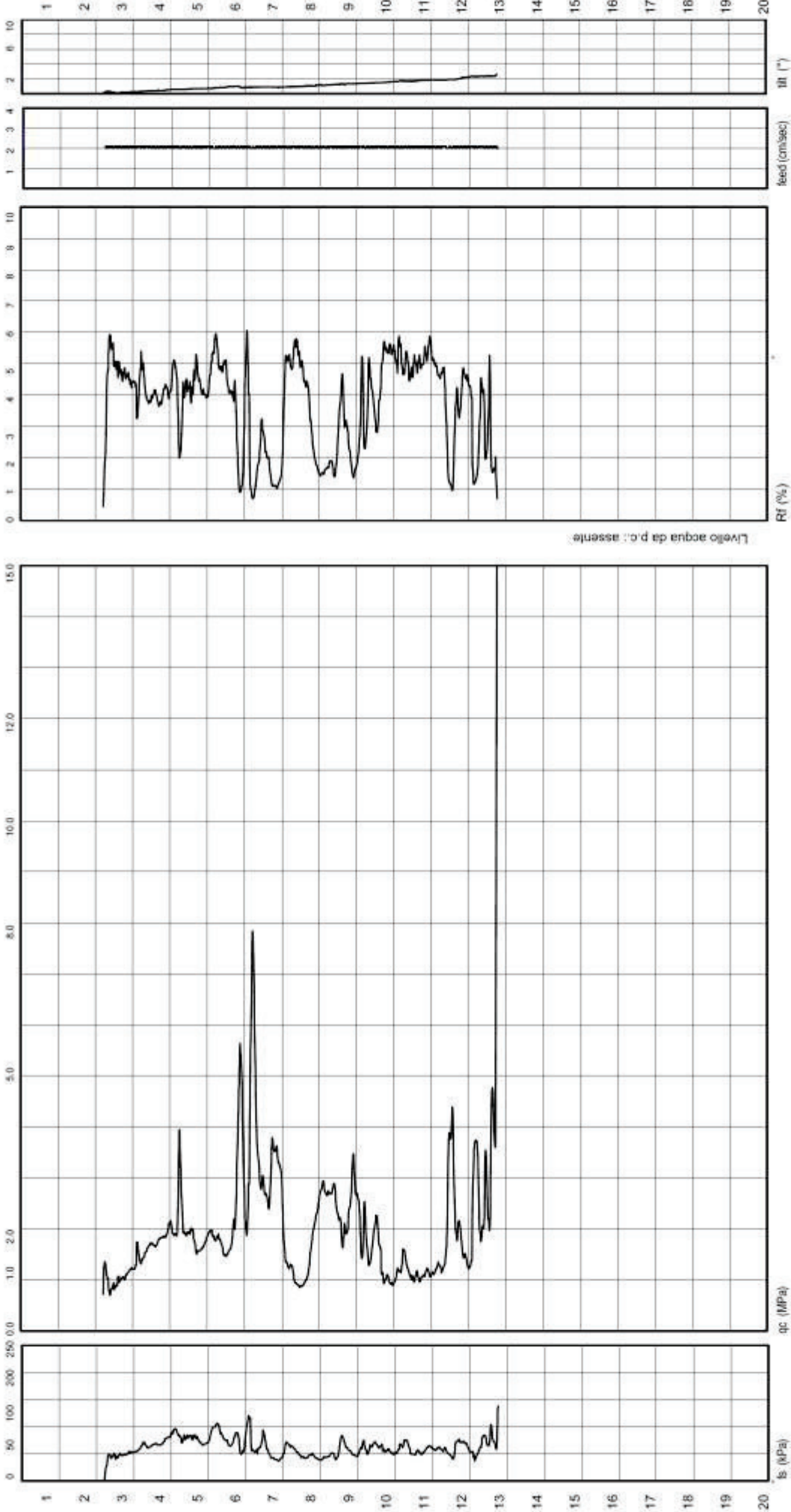
Attrezzatura: Punta Pagani Mod. MKJ386 - Penetrometro da 200 kN

Data Prova : 10/11/2023

Note:

---

Codice Lavoro : 2023.092



Livello acqua da p.c.: assente

Procedura di Prova	Normativa di riferimento	Rapporto di Prova N°	Rev.	Data emissione	Sperimentatore	Il Direttore di Laboratorio
IO_004	ASTM D 5778-12	23.0574/RSP	0	10/11/2023	Dr. Conti	Dr. Luca Conti

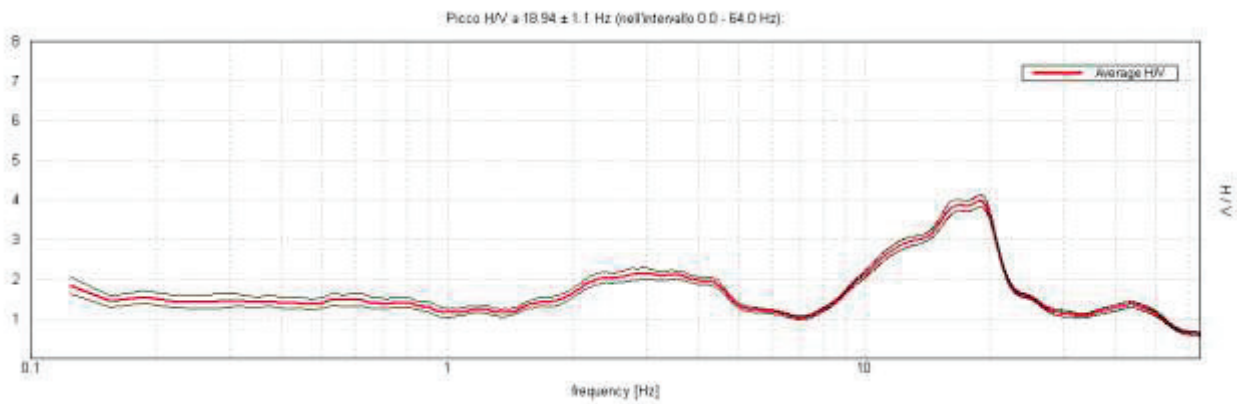




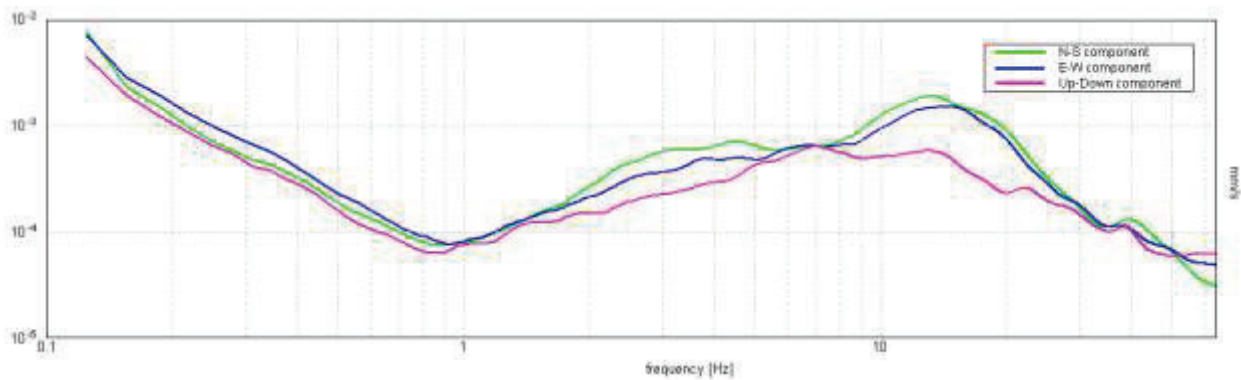
## **Indagine sismica**

Committente:	Biochimica S.p.A.	Data prova:	10/11/2023
Località:	Zola Predosa (BO)	Ora inizio registrazione:	08:54:33
Cantiere:	via Roma 49	Ora fine registrazione:	09:24:33
Strumento:	TRZ-0184/01-12	Procedura di Prova:	
Note:	-	Frequenza di campionamento:	128 Hz

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

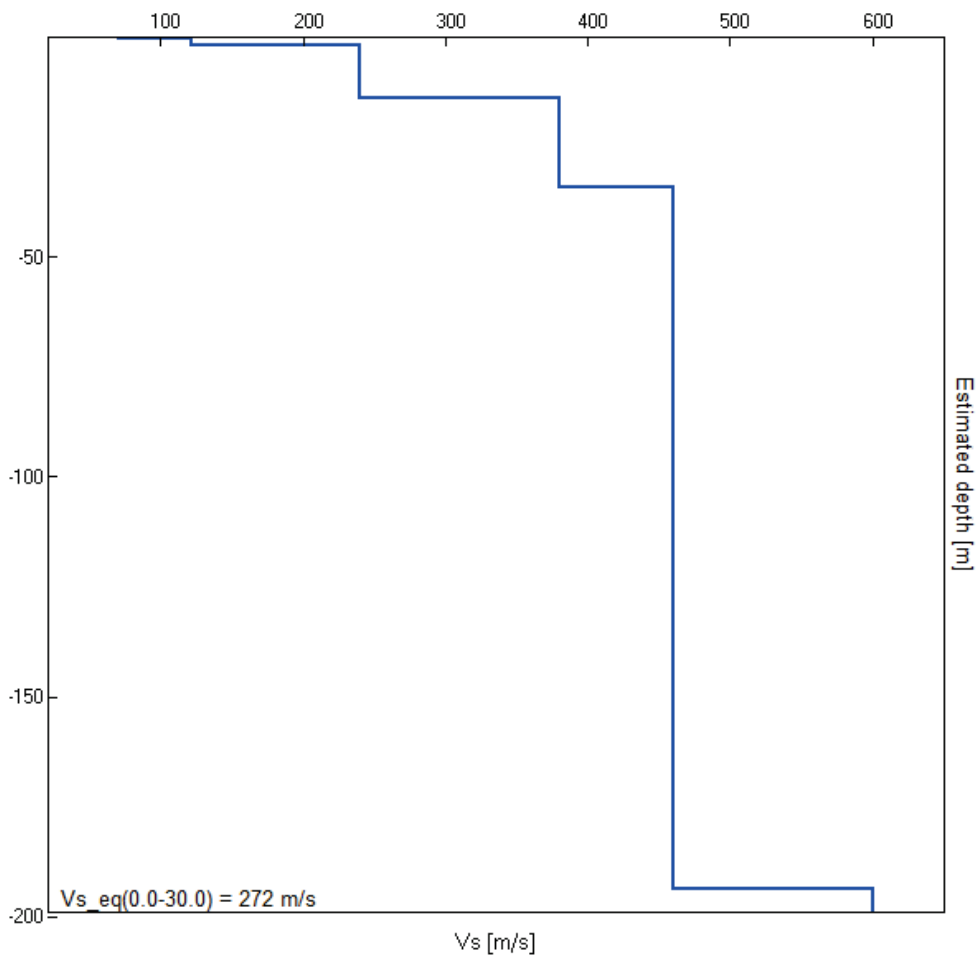


SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.40	0.40	71
1.90	1.50	122
13.90	12.00	240
33.90	20.00	380
193.90	160.00	460
inf.	inf.	600

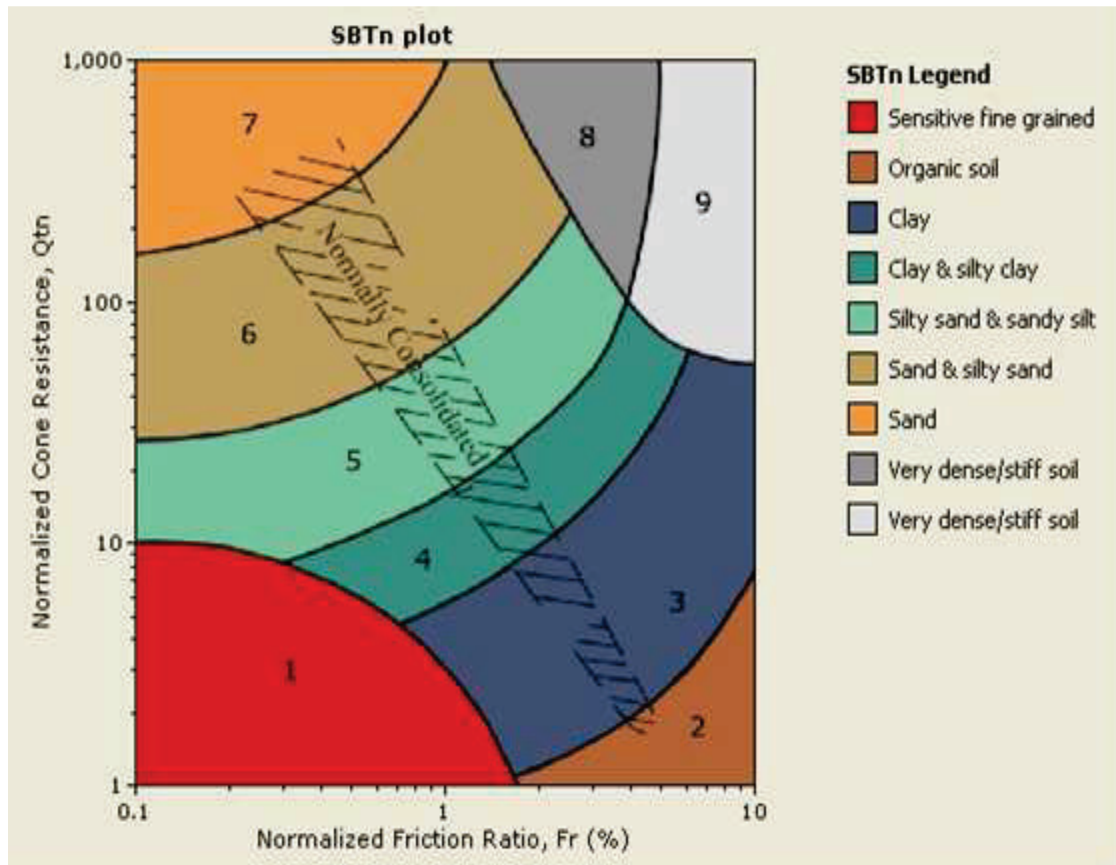
Vs\_eq (0.0-30.0) = 272 m/s



## **Classificazione orientativa dei terreni** *(Robertson, 1990)*

# CLASSIFICAZIONE ORIENTATIVA DEI TERRENI IN BASE AI DATI PENETROMETRICI STATICI $Q_{tn}$ e $R_f$

(Robertson, 1990)



**GEOLOGISMIKI**  
Geotechnical Software

Geo-Probe S.r.l.  
Indagini Geognostiche  
40033 Casalecchio di Reno (BO)  
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Project: Biochimica S.p.A.  
Location: Zola Predosa (BO) - via Roma

CPT: 1 23.0573/RSP  
Total depth: 13.12 m, Date: 10/11/2023  
Cone Type: MKJ386  
Cone Operator: Dr. Conti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m <sup>3</sup> )
0.5														
1														
1.5														
2														
2.5														
3														
3.5														
4														
4.5														
5														
5.5														
6														
6.5														
7														
7.5														
8														
8.5														
9														
9.5														
10														
10.5														
11														
11.5														
12														
12.5														
13														
13.5														
14														
14.5														
15														
15.5														
16														
16.5														
17														
17.5														
18														
18.5														
19														
19.5														
20														

Tip resistance (MPa)

Ic



Geo-Probe S.r.l.  
Indagini Geognostiche  
40033 Casalecchio di Reno (BO)  
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

Project: Biochimica S.p.A.  
Location: Zola Predosa (BO) - via Roma

CPT: 2 23.0274/RSP  
Total depth: 12.80 m, Date: 10/11/2023  
Cone Type: MK386  
Cone Operator: Dr. Conti

Depth (m)	Elevation: 0.00 (m)	Description	qt (MPa)	Ksbt (m/s)	N60	Es (MPa)	Dr	Phi (°)	M (MPa)	Go (MPa)	Su (kPa)	Su ratio	OCR	Gamma (kN/m³)
0.5														
1														
1.5														
2														
2.5														
3		2.21 Clay	1.1	5.01E-8	4.9	-	-	-	14.2	31.8	72.1	1.7	7.9	17.4
3.5		3.09 Clay & silty clay	1.6	4.50E-8	6.8	-	-	-	21.7	44.5	110.5	2.0	9.2	18.0
4		3.65 Clay & silty clay	2.1	8.33E-8	9.0	-	-	-	28.6	55.9	138.2	2.0	9.3	18.3
4.5														
5		4.64 Clay	1.8	1.80E-8	8.6	-	-	-	24.3	58.9	123.9	1.5	6.9	18.3
5.5		5.35 Clay	1.9	2.45E-8	8.9	-	-	-	25.1	60.2	128.0	1.4	6.3	18.2
6		5.80 Silty sand & sandy silt	4.4	2.22E-6	14.3	57.4	37.2	35.5	71.9	72.5	-	-	-	18.4
6.5		6.40 Clay & silty clay	2.8	1.14E-7	11.4	-	-	-	38.2	66.9	193.9	1.8	8.2	18.1
7		6.70 Silty sand & sandy silt	3.4	5.25E-7	12.0	49.5	29.3	34.0	46.6	62.1	-	-	-	17.7
7.5		7.02 Clay	1.3	4.17E-9	7.2	-	-	-	11.1	54.9	82.5	0.7	3.0	17.6
8		7.78 Clay & silty clay	2.7	9.35E-8	10.9	-	-	-	35.2	64.3	180.2	1.3	6.2	17.7
8.5		8.47 Clay & silty clay	2.5	5.06E-8	11.2	-	-	-	32.3	71.9	162.6	1.1	5.1	18.0
9		9.10 Clay	1.9	8.73E-9	10.0	-	-	-	19.9	71.4	126.1	0.8	3.6	18.0
9.5		9.67 Clay	1.3	1.05E-9	8.0	-	-	-	7.6	65.4	80.8	0.5	2.2	17.8
10														
10.5		10.41 Clay	1.4	1.35E-9	8.4	-	-	-	7.4	67.1	83.4	0.4	2.0	17.7
11														
11.5		11.80 Silty sand & sandy silt	3.9	2.04E-7	14.9	66.4	24.7	33.0	52.1	83.3	-	-	-	17.9
12		12.09 Clay & silty clay	1.9	5.44E-9	10.7	-	-	-	15.3	89.4	122.8	0.6	2.8	18.0
12.5		12.09 Clay & silty clay	3.3	6.63E-8	14.6	-	-	-	39.8	89.4	216.1	1.0	4.7	18.3
13		12.74 Sand & silty sand	18.0	7.18E-5	42.0	124.5	53.6	37.9	232.2	156.1	-	-	-	19.7
13.5														
14														
14.5														
15														
15.5														
16														
16.5														
17														
17.5														
18														
18.5														
19														
19.5														
20														

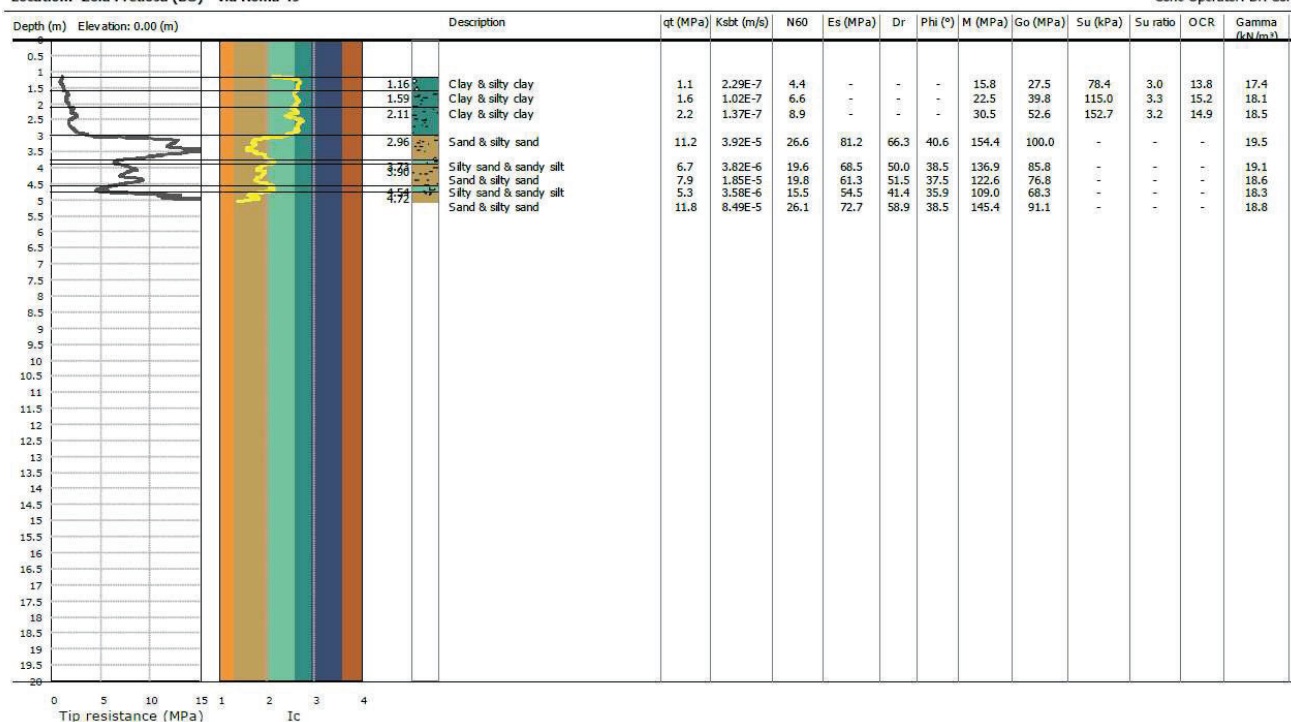
CPTe: 3 23.0576/RSP  
Total depth: 7.46 m, Date: 10/11/2023  
Cone Type: MKJ386  
Cone Operator: Dr. Conti



**Geo-Probe S.r.l.**  
Indagini Geognostiche  
40033 Casalecchio di Reno (BO)  
Via Cimarosa, 119 - Tel. 051/61.33.072

CPT# 4 23.0577/RSP  
Total depth: 5.06 m, Date: 10/11/2023  
Cone Type: MKJ386  
Cone Operator: Dr. Conti

Project: Biochimica  
Location: Zola Predosa (BO) - via Roma 49



Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

**:: Unit Weight,  $g$  ( $\text{kN/m}^3$ ) ::**

$$g = g_w \cdot \left( 0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where  $g_w$  = water unit weight

**:: Permeability,  $k$  (m/s) ::**

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952 - 3.04 I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52 - 1.37 I_c}$$

**::  $N_{SPT}$  (blows per 30 cm) ::**

$$N_{60} = \left( \frac{q_c}{p_a} \right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268 - 0.2817 I_c}}$$

**:: Young's Modulus,  $E_s$  (MPa) ::**

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

(applicable only to  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

**:: Relative Density,  $Dr$  (%) ::**

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c\_cutoff}\text{)}$$

**:: State Parameter,  $\psi$  ::**

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

**:: Drained Friction Angle,  $\phi$  ( $^\circ$ ) ::**

$$\phi = \phi'_{cv} + 15.94 \cdot \log(Q_{tn,cs}) - 26.88$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 5, 6, 7 and 8 or  $I_c < I_{c\_cutoff}$ )

**:: 1-D constrained modulus,  $M$  (MPa) ::**

If  $I_c > 2.20$

$\alpha = 14$  for  $Q_{tn} > 14$

$\alpha = Q_{tn}$  for  $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = \alpha' (q_t - \sigma_v)$$

If  $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = 0.03 \cdot (q_t - \sigma_v) \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

**:: Small strain shear Modulus,  $G_0$  (MPa) ::**

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 I_c + 1.68}$$

**:: Shear Wave Velocity,  $V_s$  (m/s) ::**

$$V_s = \left( \frac{G_0}{\rho} \right)^{0.50}$$

**:: Undrained peak shear strength,  $S_u$  (kPa) ::**

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Remolded undrained shear strength,  $S_{u(rem)}$  (kPa) ::**

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c\_cutoff}\text{)}$$

**:: Overconsolidation Ratio, OCR ::**

$$k_{OCR} = \left[ \frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: In situ Stress Ratio,  $K_0$  ::**

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Soil Sensitivity,  $S_t$  ::**

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT<sub>n</sub>: 1, 2, 3, 4 and 9 or  $I_c > I_{c\_cutoff}$ )

**:: Peak Friction Angle,  $\phi'$  ( $^\circ$ ) ::**

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for  $0.10 < B_q < 1.00$ )

**References**

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5<sup>th</sup> Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach, Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)