

# Comune di Medolla

## Provincia di Modena

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)



### OGGETTO:

**Caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto del progetto di ampliamento della Ditta Emotec Srl, in Via Maestri del lavoro nel Comune di Medolla**



Dot. Geol. Pier Luigi Dallari

Giugno 2022  
Rif. 542/22



**GEO GROUP s.r.l.**  
Via C. Costa, 182 - 41123 MODENA  
Tel. 059/3967169 Fax. 059/5960176  
E-mail: info@geogroupmodena.it  
P.IVA e C.F. 02981500362  
[www.geogroupmodena.it](http://www.geogroupmodena.it)



**AZIENDA CON SISTEMA  
DI GESTIONE QUALITÀ  
CERTIFICATO DA DNV  
= ISO 9001 =**

E

Comune di Medolla  
Comune di Medolla

COPIA CONFORME ALL'ORIGINALE DIGITALE

Protocollo N. 0001042/2024 del 26/01/2024

Firmatario: Pier Luigi Dallari

## RELAZIONE TECNICA

### **RELAZIONE GEOLOGICA**

inerente alla caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1 NTC 2018)

### **RELAZIONE GEOTECNICA**

Relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018) nonché relativa alla verifica delle opere di fondazione (6.4.NTC 2018)

### **ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE**

Relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

### **OGGETTO**

**Caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica a supporto del progetto di ampliamento della Ditta Emotec Srl, in Via Maestri del lavoro nel Comune di Medolla (MO).**

---

**Rif. n. 542/2022**



UFFICI: via Per Modena, 12 - 41051 Castelnovo R. (MO)

SEDE LEGALE: via C. Costa, 182 - 41123 Modena (MO)

tel. 059/3967169; 059/828367 - p. Iva e C.F.02981500362

Email: [info@geogroupmodena.it](mailto:info@geogroupmodena.it) Pec: [geo.group@winpec.it](mailto:geo.group@winpec.it) Sito: [www.geogroupmodena.it](http://www.geogroupmodena.it)



## INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE .....	3
2	INQUADRAMENTO GENERALE .....	4
2.1	Modellazione geologica del sito.....	4
2.2	Elementi geologici e geomorfologici.....	5
2.3	Inquadramento sismico.....	6
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	7
3.1	Indagini Geotecniche .....	7
3.1.1	Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT .....	7
3.2	Indagini Geofisiche.....	10
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR).....	10
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	11
4.1	Pericolosità sismica di base .....	11
4.2	Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018) .....	13
4.3	Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato .....	14
4.4	Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale.....	15
5	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO .....	22
5.1	Modello geotecnico del sottosuolo .....	22
5.2	Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante.....	22
5.2.1	Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018) .....	23
5.2.2	Verifica dei cedimenti.....	24
5.2.3	Modulo di sottofondo.....	24
5.3	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021) .....	25
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	28

## TAVOLE

**Tav. n. 1:** "Carta Topografica"  
**Tav. n. 2:** "Ripresa Satellitare"  
**Tav. n. 3:** "Ubicazione indagini"

scala 1: 5.000  
 scala 1: 5.000  
 scala 1: 500

## ALLEGATI

**ALL. n. 1** Prove penetrometriche statiche CPT  
**ALL. n. 2** Verifiche geotecniche  
**ALL. n. 3** Indagini sismiche  
**ALL. n. 4** Verifica alla liquefazione

# 1 PREMESSE

Nel mese di giugno 2022 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente al progetto di ampliamento della Ditta Emotec Srl, in Via Maestri del lavoro nel Comune di Medolla (MO).



**Fig.1.1 - Ubicazione del sito in studio.**

Il presente studio è stato condotto secondo la seguente Normativa Tecnica e documentazione di riferimento:

- **D.M. 17.01.2018** – Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- **OPCM 3274/2003** – Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- **D.G.R. 476/2021** – Aggiornamento dell’Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017), di cui alla deliberazione della Giunta regionale 29 aprile 2019 n. 630;
- **Ordinanza 70/2012** del Comune di Medolla.

## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Modellazione geologica del sito

L'area in esame è collocata in ambiente di pianura, nel Comune di Medolla (Fig.2.1). Le coordinate specifiche dell'area sono le seguenti:

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.846008	11.060642



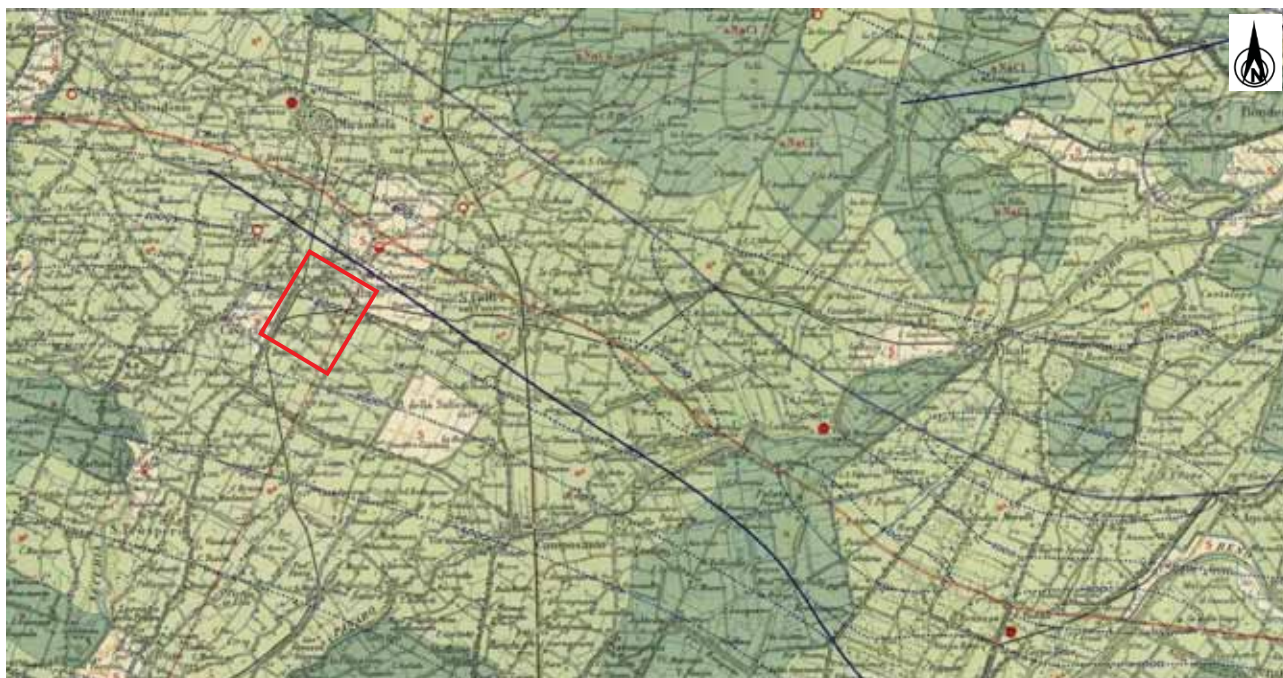
**Fig.2.1 - Ubicazione del sito in studio.**

Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda dalla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare alla "Carta topografica", alla scala 1: 5.000 (tav. n. 1) e alla "Ripresa satellitare" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 2).

## 2.2 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della “Carta Geologica d’Italia” a scala 1:100.000, si evidenzia come l’area in studio sia caratterizzata da argille sabbiose e sabbie argillose (**a<sup>s</sup>**).

Di seguito si riporta uno stralcio della carta sopra elencata (Fig. 2.2).



### Litologia di superficie

<b>S</b>	Sabbie e terreni prevalentemente sabbiosi	<b>a</b>	Argille e terreni prevalentemente argillosi
<b>a<sup>s</sup></b>	Argille sabbiose e sabbie argillose	<b>aNaCl</b>	Argille ipercolloidali e salse della Burana

**Fig. 2.2 - Carta Geologica d’Italia 1: 100.000 – Estratto ISPRA.**

## 2.3 Inquadramento sismico

A supporto dell'analisi sismica e della valutazione della stabilità del sito, successivamente descritta nei paragrafi seguenti, per quel che concerne i fenomeni co-sismici è stata preliminarmente consultata la cartografia relativa allo studio di Microzonazione Sismica del Comune di Medolla (MO), ed in particolare dalla "Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica", di cui un estratto è riportato in figura (Fig. 2.3). Si nota come l'area in studio sia instabile, pertanto, al fine di derivare la pericolosità sismica locale, si è proceduto ad uno studio di terzo livello secondo risposta sismica locale.



Zone suscettibili di amplificazione e liquefazione.

- LQ2 Substrato a profondità  $\geq 120$  m  
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna
  
- LQ1 Substrato a profondità  $< 120$  m  
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione già nei primi 10 m dal piano campagna
  
- LQ2 Substrato a profondità  $< 120$  m  
 Presenza di terreni suscettibili di liquefazione tra 10 e 20 m dal piano campagna

**Fig.2.3 – Carta delle Microzone omogenee in prospettiva sismica – MOPS.**

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, in data 23/06/22, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geotecniche:

- **n. 1 prova penetrometrica statica con punta meccanica CPT**
- **n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono CPTU**

I risultati sono riportati nell'allegato n. 1.

VERTICALI D'INDAGINE	PROFONDITÀ PROVA	QUOTA FALDA FREATICA $D_w$
CPTU 1	-20.31 m da p.c.	-2.50 m da p.c.
CPT 1	-15.00 m da p.c.	-2.50 m da p.c.

#### 3.1.1 Prove penetrometriche statiche CPT

Nell'allegato n. 1 sono riportati i grafici e le tabelle riguardanti le prove eseguite, corredate dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica. La prova è stata eseguita con un penetrometro Pagani dotato di punta Begemann. Le caratteristiche tecniche dello strumento impiegato sono le seguenti:

<b>Spinta</b>	S	200 kN
<b>Punta conica meccanica</b>		
Diametro	$\Phi$	35.7 mm
Area punta	A	10 cm <sup>2</sup>
Angolo di apertura	$\alpha$	60°
<b>Manicotto laterale di attrito</b>		
Diametro	$\Phi$	35.7 mm
Altezza	h	133 mm
Area	A	150 cm <sup>2</sup>
<b>Velocità di avanzamento costante</b>	V	2 cm/sec
<b>Intervallo di misura</b>		20 cm

La prova è stata elaborata mediante un software che restituisce l'interpretazione litologica dei terreni indagati effettuata sulla base del rapporto qc/fs (Begemann, 1965; A.G.I. 1977) e la stima dei parametri geotecnici in condizioni non drenate tramite correlazioni.

#### **Correlazioni utilizzate per la stima dei parametri geotecnici**

Coesione non drenata (terreni coesivi)  $C_u$

RACCOMANDAZIONI AGI 1977 – RICCI ET AL. 1974 – MARSLAND ET AL. 1974/1979

Modulo di deformazione non drenato  $E_u$

DUNCAN-BUCHIGANI 1976

Modulo edometrico  $M_o$

SANGLERAT 1972 – MITCHELL/GARDNER 1975 – RICCI ET AL. 1974 – HOLDEN 1973)

Peso unità di volume  $\gamma_{sat}$  (saturo sotto falda) –  $\gamma$  (umido sopra falda)

IN BASE ALLA NATURA LITOLOGICA TERZAGHI-PECK 1967 – BOWELS 1982

Velocità delle onde di taglio  $V_s$

YOSHIDA MOTONORI 1988

### 3.1.2 Prove penetrometriche statiche CPTU

Il penetrometro utilizzato per realizzare le prove statiche è un Gouda da 200 kN di spinta, montato su autocarro gommato a trazione integrale.

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTU), consiste essenzialmente nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica standard, connessa all'estremità inferiore di una batteria di aste cave, che viene infissa a pressione e velocità costante nel terreno tramite un dispositivo di spinta idraulico che agisce alla sommità delle aste.

La punta elettrica è strumentata con sensori elettrici e un sistema di trasmissione dei dati in superficie via cavo, che permette l'acquisizione e la registrazione dei dati quasi in continuo, ogni centimetro. I dati misurati durante la prova sono la resistenza totale alla penetrazione  $Q_t$ , la resistenza alla penetrazione della punta  $Q_c$  e la resistenza laterale del manicotto  $F_s$ ; è possibile inoltre monitorare, durante l'esecuzione della prova, alcuni parametri di controllo quali l'inclinazione rispetto alla verticalità e la velocità di penetrazione del cono. Una punta elettrica particolare, detta "piezocono", è dotata anche di un dispositivo di misura della pressione, attraverso il quale viene misurata la pressione dell'acqua nei pori del terreno  $u$  (CPTU). La pressione che viene misurata è la pressione  $u = u_0 + \Delta u$ , dove  $u_0$  è la pressione dovuta al livello idrostatico e  $\Delta u$  quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno.

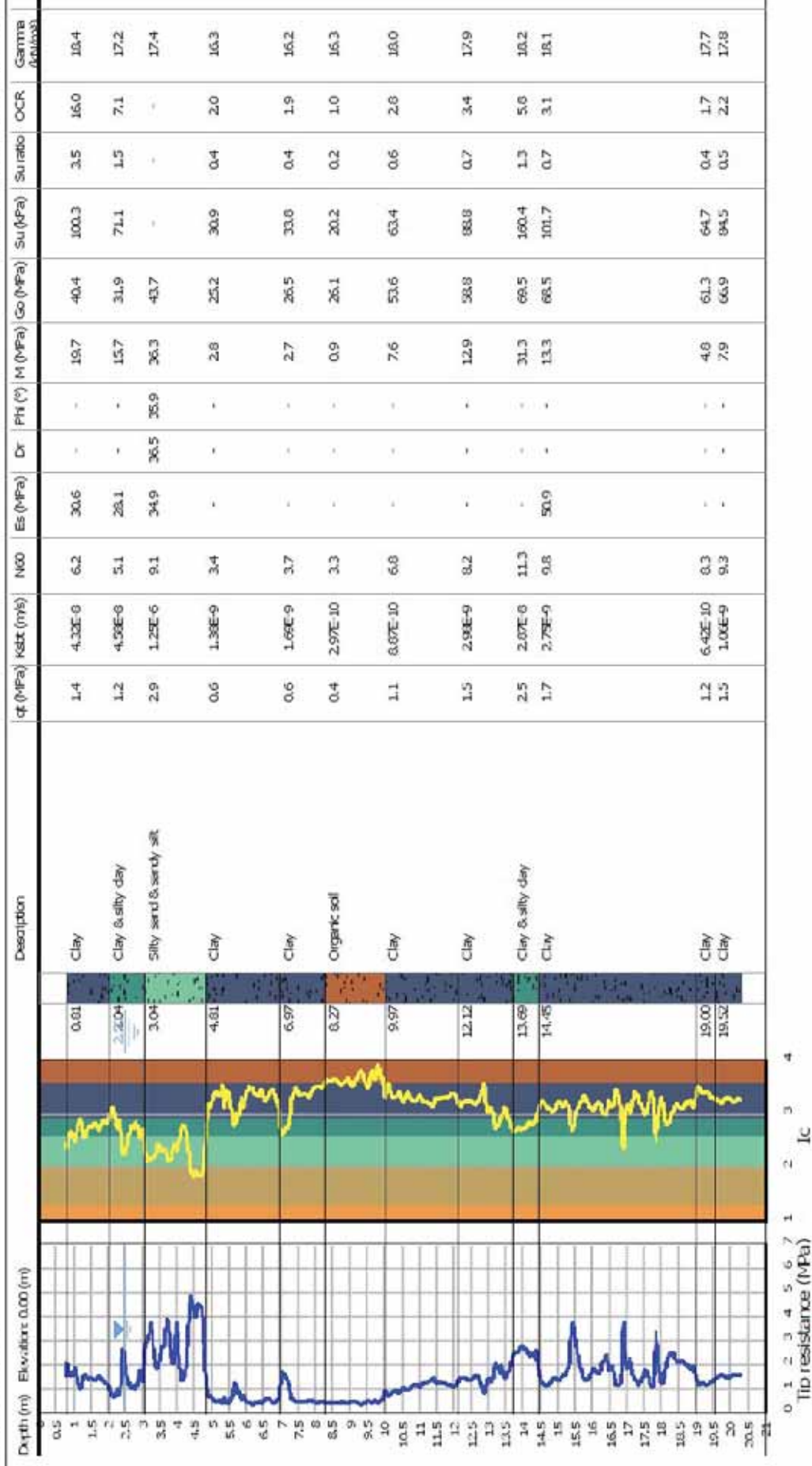
Il piezocono da Noi utilizzato è un Pagani, con sistema di acquisizione TGAS07 ed è dotato di un dispositivo di misura della pressione costituito da un cilindro metallico saturato con grasso, situato poco al di sopra della punta conica.

I dati acquisiti sono stati elaborati con software CPeT – IT v. 1.7.4.13 prodotto da GeoLogisMiki – Geotechnical Software.

# CPTU 1

Project: Studio del terreno di fondazione  
 Location: Medolla

CPT: CPT-01  
 Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022



## 3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, in data 23/06/22, è stata eseguita in sito la seguente indagine geofisica:

- **n. 1 indagine sismica passiva HVSR**

I risultati sono riportati integralmente nell'allegato n. 3.

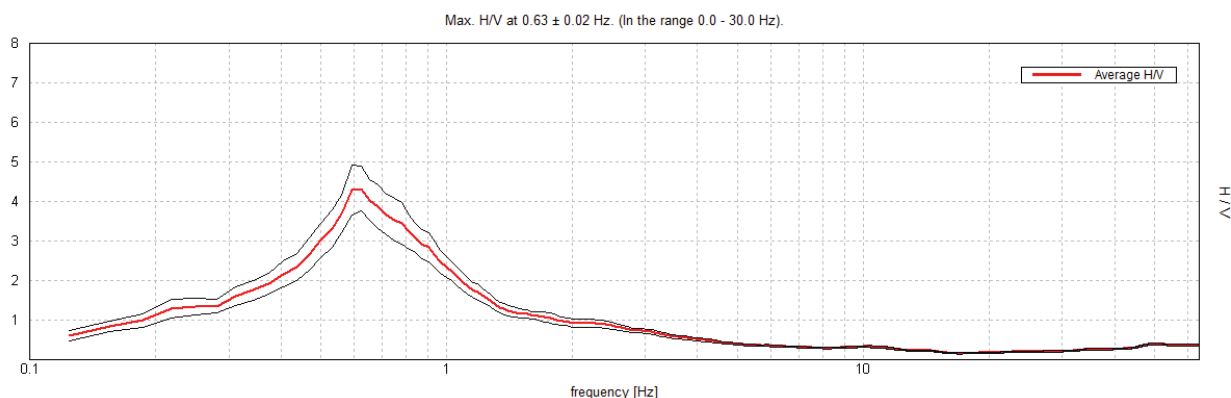
### 3.2.1 Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR)

Le misure sismiche passive a stazione singola sono state eseguite mediante un tromografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti.

Lo scopo dell'indagine è la misura della frequenza di risonanza del terreno, la quale è legata alla velocità delle onde di taglio  $V_s$  nel terreno dalla formula:

$$f = \frac{V_s}{4h}$$

dove  $h$  è lo spessore dello strato.

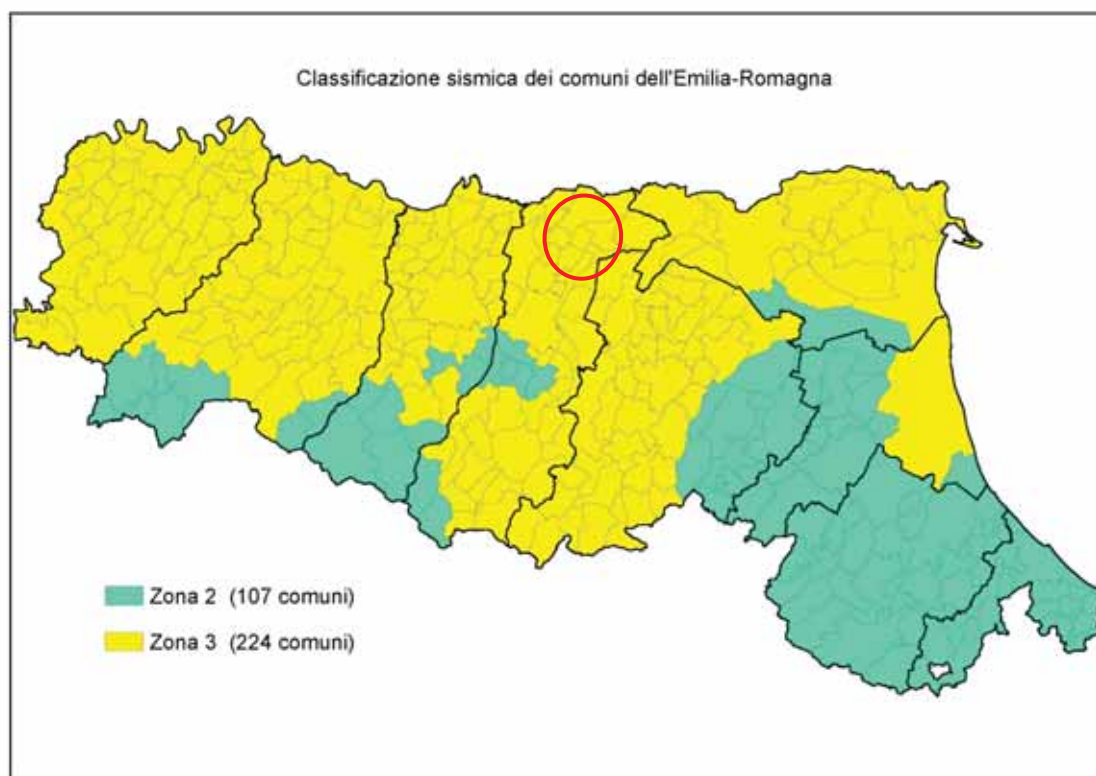


**Fig.3.3 - Curva HVSR eseguita in sito.**

## 4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### 4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Medolla (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3**.



*Fig.4.1 - Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna; DGR 1164/18.*

La suddivisione del territorio nazionale in zone a diversa classe di sismicità, caratterizzate da un valore di accelerazione di picco ed un corrispondente spettro di risposta elastico da utilizzare nella progettazione, risulta in realtà superata dall'entrata in vigore del D.M. 14/01/2008. Sulla base dei contenuti delle NNTC 2008 e delle successive NTC 2018, per ogni costruzione deve essere definita un'accelerazione di riferimento propria, in funzione delle coordinate geografiche dell'area e della vita nominale dell'opera.

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento  $T_R$  stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione  $a_g$  rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri  $F_0$  e  $Tc^*$  dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto.

Stati limite				
Classe Edificio				
Il Affollamento normale Assenza di funz. pubbliche e sociali...				
Vita Normale 50				
Interpolazione Media ponderata				
<b>CU = 1</b>				
Stato Limite	Tr [ann]	$\mu_d$ [g]	F <sub>0</sub>	T <sub>c</sub> [s]
Operatività (SLO)	30	0.038	2.568	0.250
Danno (SLD)	50	0.051	2.494	0.268
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.150	2.588	0.269
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.202	2.535	0.275
Periodo di riferimento per l'azione sismica	50			

Coefficienti sismici				
Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni				
<input type="checkbox"/> Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti				
H [m]	vs [m]			
1	0.1			
Cal. Sottosuolo C				
Cal. Topografica T1				
	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,47	1,39
CC Coeff. funz categoria	1,66	1,62	1,62	1,61
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00
<input type="checkbox"/> Acc.ne massima attesa al sito [m/s <sup>2</sup> ]				
	0.5			
	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.012	0.015	0.053	0.079
kv	0.006	0.006	0.026	0.039
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.577	0.743	2.160	2.750
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

**Tab.4.1 - Tabella riassuntiva dei parametri sismici del sito in esame secondo NTC18.**

## 4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Per determinare il parametro  $V_{30}$  e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) è stata eseguita in sito l'indagine sismica sopra descritta nel paragrafo precedente. Il valore di  $V_{30}$  si calcola attraverso la formula 3.2.1 delle NTC 2018:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

dove  $H$  è la profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore a 800 m/s.

Dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR, si sono ottenuti i valori di  $V_{s,30}$  e di frequenza naturale del terreno  $f_0$  riportati nella seguente tabella:

<b>HVSR</b>	<b>0.63 ± 0.02 Hz</b>	RISPETTA I CRITERI SESAME
	<b><math>V_{s30}</math></b>	<b>202 m/s</b>

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il sottosuolo indagato come appartenente alla appartenente alla **categoria C**, corrispondente a:

DEPOSITI DI TERRENI A GRANA GROSSA MEDIAMENTE ADDENSATI O TERRENI A GRANA FINA MEDIAMENTE CONSISTENTI CON PROFONDITÀ DEL SUBSTRATO SUPERIORI A 30 m, CARATTERIZZATI DA UN MIGLIORAMENTO DELLE PROPRIETÀ MECCANICHE CON LA PROFONDITÀ E DA VALORI DI VELOCITÀ EQUIVALENTE COMPRESI TRA **180 m/s** E **360 m/s**.

### 4.3 Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle NTC si può fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sull'individuazione della categoria di sottosuolo e le condizioni topografiche del sito, in funzione delle quali si definiscono l'entità dell'amplificazione stratigrafica e topografica. Sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dei dati ottenuti dalle indagini geofisiche eseguite in sito, si classifica il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Si ricava quindi il **fattore stratigrafico  $S_s$** , mediante la seguente relazione, valida suoli in classe C:

$$1.00 \leq S_s = 1.70 - (0.60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1.50 \quad (4.1.1)$$

dove:

- $F_o$  = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $a_g/g$  = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **475 anni**/accelerazione di gravità;
- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione sopra riportata.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si considera un valore di un fattore topografico  $S_T$  sulla base della seguente tabella:

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	$S_T$
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $\leq 15^\circ$	<b>1.0</b>
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $> 15^\circ$	<b>1.2</b>
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	<b>1.2</b>
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $> 30^\circ$	<b>1.4</b>

Per l'area studiata si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base.

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE				PERICOLOSITÀ DI SITO	
Tr (anni)	$a_g(g)$	$F_o$	$T_c^*(s)$	$S_s$	$S_T$
475	0.150	2.588	0.269	1.47	1.00

Si calcola infine per ciascuna area l'accelerazione massima orizzontale  $A_{max}$  con la seguente formula:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.47 \cdot 1.0 \cdot 0.150 = 0.221g$$

## 4.4 Azione sismica e risposta sismica del sito – Analisi di risposta sismica locale

Dato che l'area in studio ricade in parte in una zona soggetta a liquefazione §2.3, si è provveduto allo studio di risposta sismica locale di terzo livello.

È stata così definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di **risposta sismica locale**, secondo III livello di approfondimento.

Per ottemperare ai riferimenti normativi citati l'analisi è stata svolta secondo quanto indicato al § 7.11.3 delle NTC 2018, attraverso analisi numerica monodimensionale in campo lineare equivalente. Per fare ciò è stato utilizzato come strumento di lavoro il software di calcolo STRATA (University of Texas - Austin).

Ai fini della restituzione degli spettri di accelerazione, relativi allo stato limite SLV, è stata svolta la verifica dell'amplificazione del sito mediante l'utilizzo di un modello simulato in campo lineare equivalente.

Utilizzando un modello lineare equivalente è possibile ottenere una soluzione di un modello non lineare, attraverso analisi lineari complete nelle quali al termine di ogni interazione vengono aggiornati i parametri di **rigidezza** e **smorzamento** che sono dipendenti dallo stato di deformazione del terreno. Attraverso un'iterazione di calcoli si raggiunge una convergenza prefissata a monte della fase di computazione.

Il software STRATA è in grado di valutare la risposta sismica di un deposito di terreno, considerando un profilo monodimensionale in cui si propagano linearmente le onde sismiche, in funzione dei parametri dinamici attribuiti al terreno. Il terreno viene schematizzato come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici. Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore  $H$ , del modulo di taglio massimo  $G_{max}$  o dalla corrispondente velocità massima  $V_{max}$ , dal valore dello smorzamento  $D$ , dal peso dell'unità di volume  $\gamma$  e dalle curve di decadimento del modulo di rigidezza a taglio normalizzato ( $G/G_0-\gamma$ ) e le corrispondenti curve dello smorzamento ( $D-\gamma$ ) con la deformazione di taglio  $\gamma$ . Il modello lineare visco-elastico fa riferimento al modello reologico di Kelvin-Voigt, costituito da una molla e uno smorzatore viscoso in parallelo. Tale modello è descritto quindi dalla rigidezza (**G**) e dallo smorzamento (**D**). L'onda monodimensionale viene descritta dall'equazione in cui lo spostamento provocato ( $u$ ) è funzione della profondità ( $z$ ) e del tempo ( $t$ ):

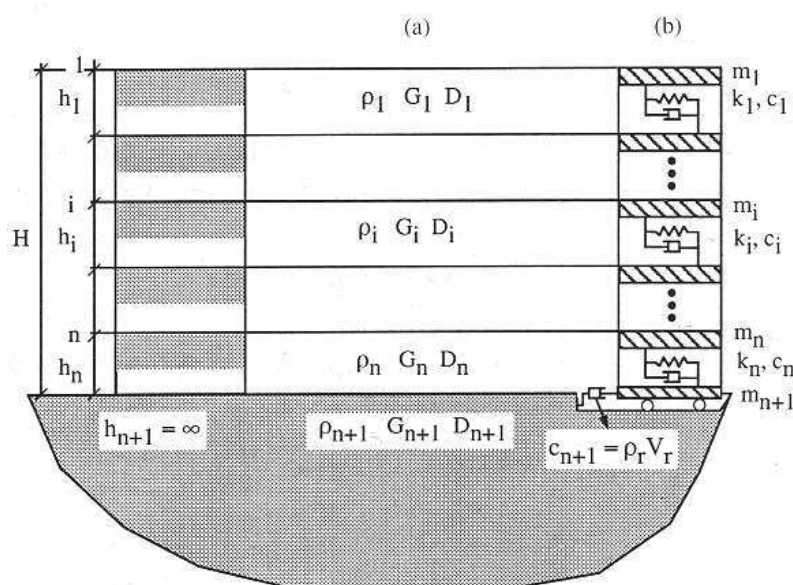
$$u(z,t)=A\exp[i(\omega t+k^*z)]+B\exp[i(\omega t-k^*z)]$$

Nell'equazione appena presentata A e B rappresentano le corrispettive amplificazioni del tetto e della base dello strato considerato. Il fattore  $k^*$  risulta dipendente dal modulo di taglio ( $G$ ), dal grado di smorzamento ( $D$ ) e dalla densità del terreno ( $\rho$ ). Le relazioni sono le seguenti:

$$k^* = \frac{\omega}{v_s^*}$$

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} \quad G^* = G(1 - 2D^2 + i2D\sqrt{1 - D^2}) \approx G(1 + i2D)$$

Dove  $G^*$  e  $v_s^*$  rappresentano il modulo di taglio e la velocità di taglio.



**Fig.4.2 - Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.**

## MODELLO SIMULATO

Il modello simulato deriva dai dati ottenuti dalle prove che compongono la campagna geognostica eseguita in sito. Tale profilo approssima il comportamento del sottosuolo, dal punto di vista sismico, in corrispondenza dell'area studiata. Il profilo considerato deriva dall'interpolazione dei dati provenienti dalle indagini geofisiche eseguite, e i dati, di natura bibliografica, disponibili per il sito di riferimento.

Il profilo sismico del sottosuolo utilizzato per la modellazione della RSL deriva dall'elaborazione dell'indagine HVSR eseguita in sito, integrato con dati di bibliografici. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	120	0.44
11.00	10.00	170	0.44
26.00	15.00	220	0.43
56.00	30.00	300	0.43
101.00	45.00	350	0.42
151.00	50.00	410	0.42
inf.	inf.	660	0.42

## EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

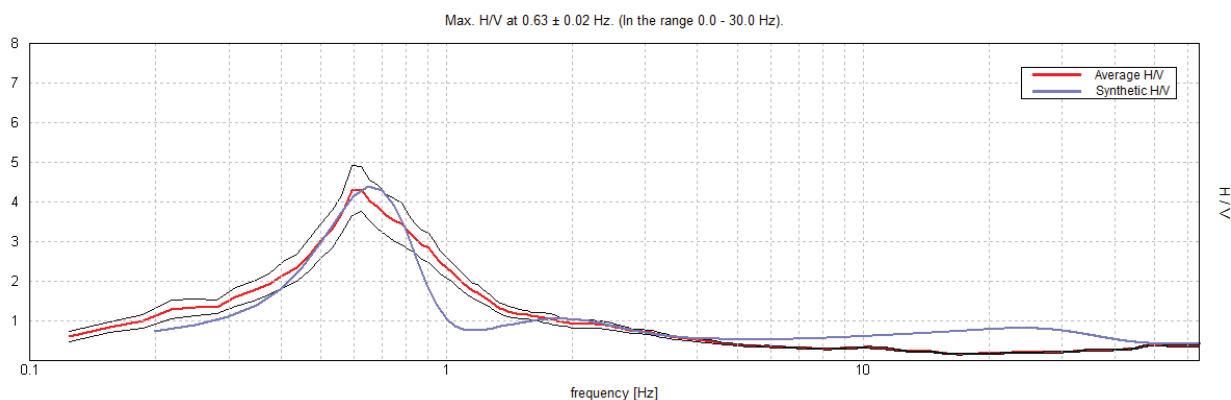


Fig.4.3 – Elaborazione HVSR.

Per descrivere il comportamento dinamico dei terreni costituenti il modello sono state considerate curve di decadimento dei moduli di rigidezza e smorzamento, al variare della deformazione percentuale  $\gamma$ (%). Si riportano successivamente le curve di decadimento considerate per l'esecuzione del calcolo di risposta sismica locale:

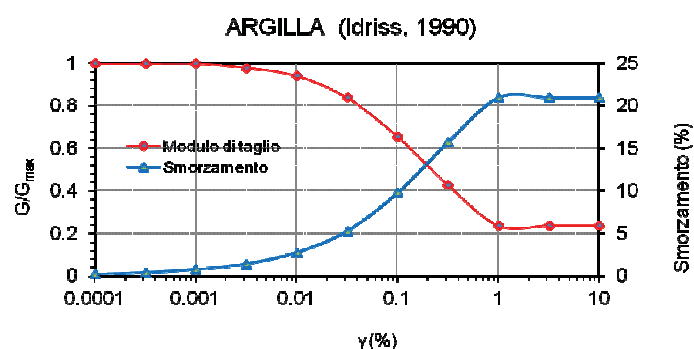
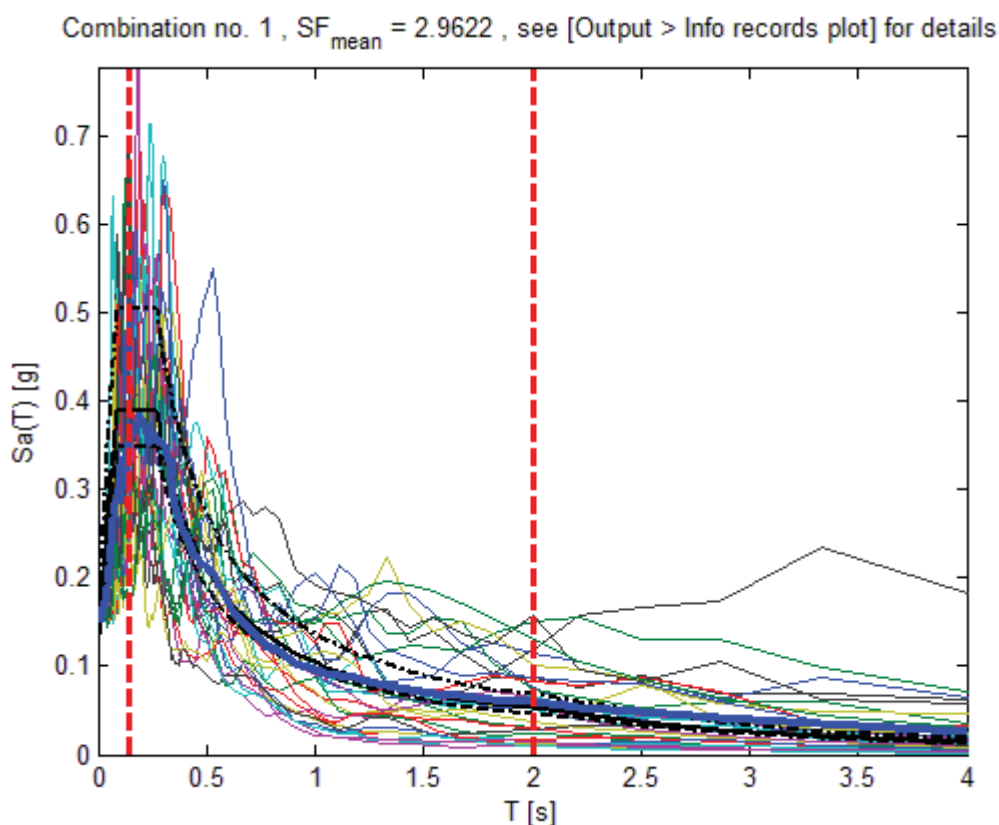


Fig.4.4 - Curve di decadimento dei moduli  $G/G_{max}$  e  $D$ , utilizzate per descrivere il comportamento dei materiali coesivi che compongono il sottosuolo in oggetto.

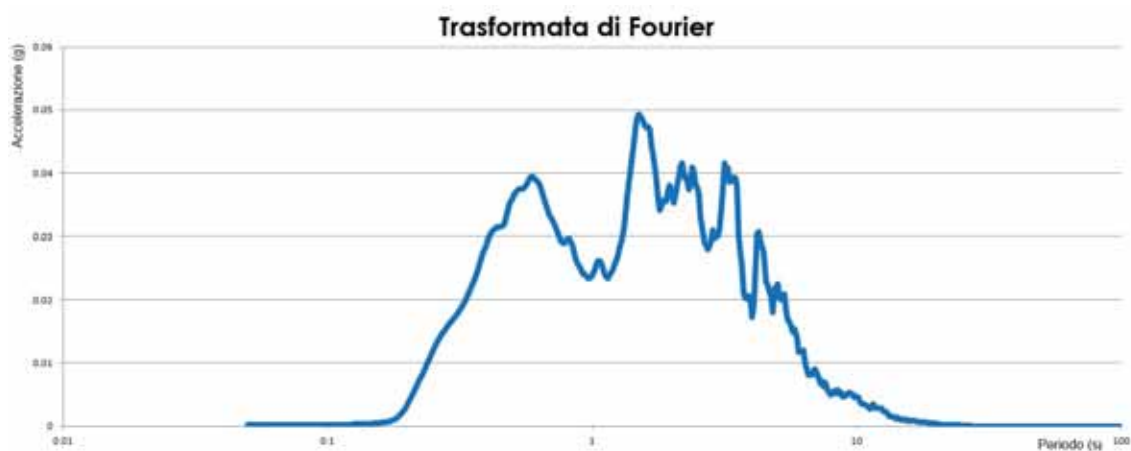
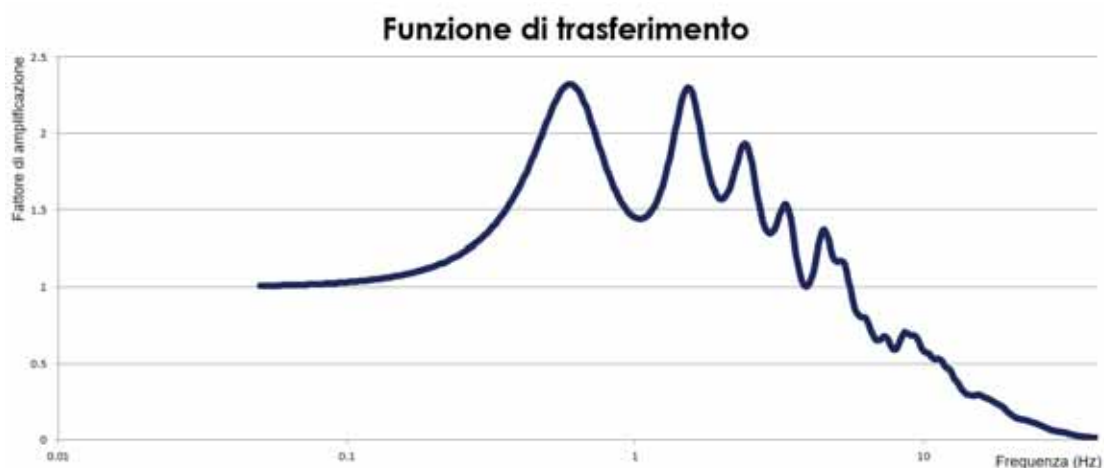
Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 30 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante l'utilizzo del software REXEL v. 3.5 (Computer aided code-based real record selection for seismic analysis of structures) realizzato dal Dipartimento di Strutture per l'ingegneria e l'architettura dell'Università degli Studi di Napoli Federico II. Utilizzando le coordinate relative al sito di riferimento, considerando una categoria di sottosuolo A e una classe d'uso pari a II e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 30 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".



**Fig.4.5 - Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati.**

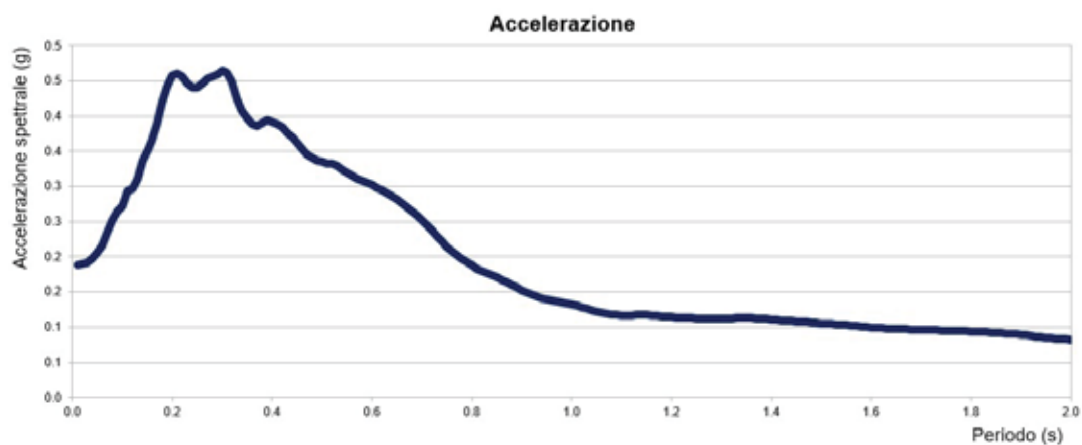
## **RISULTATI OTTENUTI**

Sulla scorta delle verifiche svolte mediante software STRATA, in riferimento al modello considerato, è stato possibile definire, nel dominio delle frequenze, la funzione TF (Funzione di trasferimento) e rapporto spettrale di amplificazione associato. Per via grafica si inserisce successivamente la funzione di trasferimento TF ottenuta a seguito dell'analisi RSL in oggetto. Attraverso tale funzione è possibile definire il campo di frequenze entro il quale il sottosuolo, in corrispondenza del sito in oggetto, amplifica il segnale sismico, oltre che a quantificare l'amplificazione stessa.

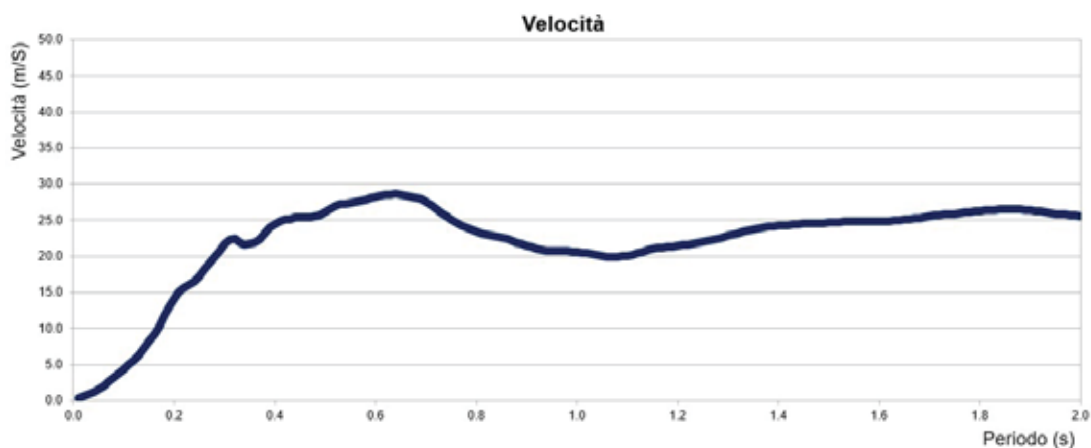


***In alto Funzione di Trasferimento e in basso funzione FT.***

Definiti i parametri che descrivono il comportamento del sottosuolo nel campo elastico lineare equivalente e descritti gli accelerogrammi su suolo rigido validi per il sito in oggetto, attraverso il software STRATA sono state definite le seguenti forme spettrali, in termini accelerazione e velocità alla superficie:

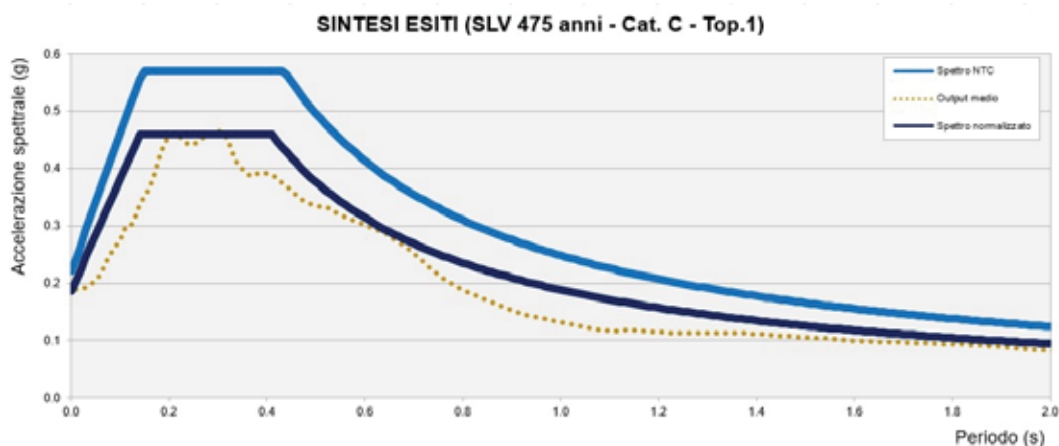


*Accelerazioni spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 475 anni (SLV)*



*Velocità spettrali relative a un periodo di ritorno pari a 475 anni (SLV).*

Dati i valori di accelerazione ottenuti dal calcolo eseguito, è stato definito lo spettro normalizzato per lo stato limite considerato. Così facendo è stato ottenuto lo spettro a probabilità uniforme, sulla base dei risultati ottenuti mediante il software STRATA. Lo spettro normalizzato RSL è stato derivato attraverso le indicazioni contenute nell'ordinanza n.55 del 24 aprile 2018 "Disciplina per la delocalizzazione temporanea delle attività economiche o produttive e dei servizi pubblici danneggiati dal sisma eseguiti e conclusi in data anteriore a quella di entrata in vigore del decreto legge n. 189 del 2016".



**Sintesi esiti RSL e confronto con spettro NTC2018 (SLV) derivato secondo approccio semplificato**

Lo spettro RSL, sia nella forma per punti, sia nella forma normalizzata, definito sulla base di 30 simulazioni definisce un'azione sismica **inferiore** rispetto a quanto derivabile secondo approccio semplificato NTC2018 per una categoria di sottosuolo di tipo C. In forza di ciò **risulta ragionevole e cautelativo adottare, ai fini di progettazione, l'azione sismica derivabile secondo approccio semplificato (categorie di sottosuolo) come esplicitato da normativa tecnica NTC2018**. Si illustra successivamente, in forma tabellare, lo spettro RSL per punti e il suo corrispettivo normalizzato.

#### SLV – PARAMETRI SPETTRO NORMALIZZATO - RSL

ag (g)	Fo	Tc*	TB(s)	TC(s)	Ss	Amax (g)
0.150	2.467	0.269	0.14	0.41	1.24	<b>0.186</b>

## 5 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

### 5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica delle indagini geotecniche eseguite in sito e in relazione all'intervento in progetto, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

Modello geotecnico medio										
	Profondità	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi^l$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0.0 – 2.4	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	23	7000	4500	-2.5
B	2.4 – 3.0	Argilla limosa a scarsa consistenza	17.5/19.5	4.0	40.0	/	21	5600	3500	
C	3.0 – 4.8	Limo sabbioso mediamente addensato	18.5/20.5	/	/	36	27	9000	/	
D	4.8 – 10.0	Argilla limosa a scarsa consistenza	17.5/19.5	2.7	27.0	/	21	3780	2500	
E	10.0 – 12.1	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	23	7000	4500	
F	12.1 – 20.0	Argilla limosa a elevata consistenza	18.5/20.5	9.0	90.0	/	25	12600	8000	
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
	M da p.c.		(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m da p.c.)

### 5.2 Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono utilizzati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite nel sito in studio. Al fine di calcolare la capacità portante del terreno si sono **ipotizzate** fondazioni superficiali impostate su **plinti**.

larghezza della fondazione	<b>B</b>	=	3.00 m
lunghezza della fondazione	<b>B'</b>	=	3.50 m
profondità della quota di imposta	<b>D</b>	=	-1.60 m da p.c.

#### Parametri di resistenza e deformabilità:

	Profondità	Deposito	$\gamma_{\text{NAT}} / \gamma_{\text{SAT}}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi^l$	$E_s$	$M$	$D_w$
A	0.0 – 2.4	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	23	7000	4500	-2.5
		Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesione efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
	M da p.c.		(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m da p.c.)

## 5.2.1 Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018)

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ( $R_{d\text{ GEO}}$ ). Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere 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 Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

Le verifiche sono effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

### Fattori correttivi sismici: Paolucci e Pecker (1997)

Per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma nei riguardi della determinazione del  $q_{lim}$  vengono introdotti, all'interno della formula di Terzaghi, i fattori correttivi  $z$ :

$$z_c = 1 - 0.32 \cdot K_h \quad z_q = \left(1 - \frac{K_h}{\tan \varphi}\right)^{0.35} \quad z_y = z_q$$

Dove il  $K_h$  è il coefficiente sismico orizzontale. Le verifiche sono state effettuate considerando quindi i seguenti parametri sismici:

- $a_{MAX}$  (ag/g): **0.221g** (approccio semplificato NTC2018, relativa a SLV;  $T_r = 475$  anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno  $K_h$ : **0.053**.

La determinazione della resistenza  $R_d$  GEO è stata svolta nella condizione sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto.

La resistenza  $R_d$  calcolata in condizioni "non drenate" dove  $C_u \neq 0$  e  $\phi = 0$ , applicando il coefficiente parziale di riduzione della coesione non drenata secondo la seguente relazione  $C_{ud} = C_{uk} / 1.0$ , per cui si avrà  $C_{ud} = C_{uk}$ , dove  $C_{ud}$  = coesione non drenata di progetto e  $C_{uk}$  = coesione non drenata caratteristica, sarà pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU - F.S. = 2.3
D=-1.60 m da p.c.	B= 3.00 m X L= 3.50 m	<b>1.36 kg/cm<sup>2</sup> <math>\approx</math> 136 kN/m<sup>2</sup></b>

La resistenza  $R_d$  calcolata in condizioni "drenate" seguendo l'Approccio 2, combinazione (A1 + M1 + R3), applicando il coefficiente di riduzione parziale per la tangente dell'angolo di attrito secondo la relazione:  $\tan \phi'd = \tan \phi'k / 1.0$ , dove  $\phi'd$  è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo  $\phi'k = \phi'd$ . Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.60 m da p.c.	B= 3.00 m X L= 3.50 m	<b>2.15 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 215 kN/m<sup>2</sup></b>

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D=-1.60 m da p.c.	B= 3.00 m X L= 3.50 m	<b>2.06 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 206 kN/m<sup>2</sup></b>

## 5.2.2 Verifica dei cedimenti

È stato eseguito il calcolo del cedimento edometrico del terreno di fondazione mediante il metodo di consolidazione monodimensionale di Terzaghi.

Profondità di imposta	B x L	Carico ipotizzato	Cedimento per consolidazione
D=-1.60 m da p.c.	B= 3.00 m X L= 3.50 m	100 kN/m <sup>2</sup>	<b>2.7 cm</b>

## 5.2.3 Modulo di sottofondo

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento ( $w$ ) e la pressione di contatto ( $p$ ):  $p = kw$ .

Il parametro  $k$  è detto costante di sottofondo. Come è noto,  $k$  non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione.

Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \cdot Q_{lim} \cdot F_c,$$

dove  $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$ ; è stato considerato un cedimento di riferimento pari a **S = 2.7 cm** ed un carico applicato al terreno di fondazione pari a **P = 1.00 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 100 kN/m<sup>2</sup>**, il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a **K = 1.13 kg/cm<sup>3</sup> ≈ 11300 kN/m<sup>3</sup>**.

### 5.3 Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021)

La valutazione del fenomeno della liquefazione viene svolta attraverso il calcolo del fattore di sicurezza di ciascun livello che compone il sottosuolo analizzato nei confronti del fenomeno stesso. Il fattore di sicurezza è derivato secondo la seguente formulazione:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma$$

Dove:

**CRR** è rappresentato dal rapporto di resistenza ciclica

**MSF** rappresenta il fattore di scala della magnitudo che è funzione della magnitudo stessa, della PGA e del valore di CRR

**K<sub>σ</sub>** è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata

**CSR** è il rapporto di tensione ciclica, ovvero la tensione di taglio indotta dall'azione sismica, normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace. Tale parametro è derivabile secondo la seguente formulazione:

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \cdot \frac{a_{maxs}}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

I termini che compongono la seguente relazione sono rappresentati da  $a_{max}/g$  che descrive il valore dell'accelerazione orizzontale a  $T = 0.00$  s, il rapporto della tensione litostatica totale ed efficace, e il coefficiente riduttivo  $r_d$ . Quest'ultimo, in accordo con la predetta normativa è stato stimato secondo la seguente formulazione:

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

dove M rappresenta il valore di magnitudo di riferimento per il sito in analisi.

Il valore **CRR** è stato ricavato attraverso la metodologia di calcolo proposta da **Boulanger&Idriss 2014**. Per le specifiche della procedura di calcolo adottata si faccia riferimento all'allegato **A2.2** della DGR 476/2021 della Regione Emilia Romagna. L'analisi di liquefazione è stata eseguita entro i -20.00 m rispetto al piano campagna come prescritto dalla normativa di riferimento.

A seguito dell'identificazione del fattore di sicurezza  $F_L$  è stato determinato l'indice potenziale di liquefazione IL (LPI) attraverso il quale è possibile definire l'esposizione del sito al rischio di liquefazione. Il potenziale di liquefazione LPI è stato determinato secondo la seguente formulazione:

$$I_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz \quad \text{in cui} \quad w(z) = \frac{200}{z_{crit}} \cdot \left(1 - \frac{z}{z_{crit}}\right)$$

Dove  $F(z)$  viene determinato secondo le formulazioni proposte da Somnez (2003)

$$\begin{array}{ll} F(z) = 0 & \text{per } F_L \geq 1.2 \\ F(z) = 2 \cdot 10^6 \cdot \exp(-18.427 \cdot F_L) & \text{per } 1.2 > F_L \geq 0.95 \\ F(z) = 1 - F_L & \text{per } F_L \leq 0.95 \end{array}$$

In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. In considerazione delle linee guida emesse dalla Regione Emilia Romagna, a seguito degli eventi sismici di Maggio e Giugno 2012, si considera la classificazione di rischio definita da **Somnez 2003**:

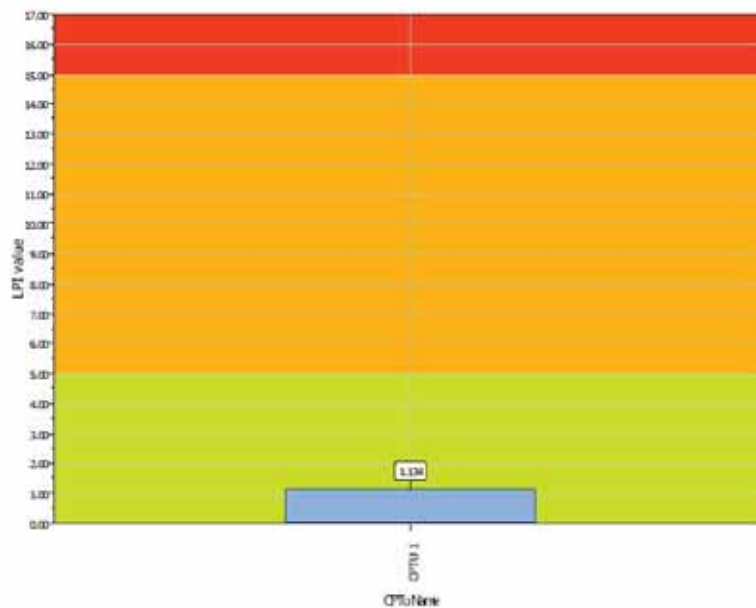
INDICE DI LIQUEFAZIONE	Rischio di liquefazione
LPI=0	Nulla
0 < LPI ≤ 2	Basso
2 < LPI ≤ 5	Moderato
5 < LPI ≤ 10	Alto
15 > LPI	Molto alto

Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalle verticali di prova, considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max}=0.221g$  (approccio semplificato – NTC2018) e una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$ .

A seguito della verifica, in riferimento alle verticali di prova, si sono ottenuti i seguenti valori di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPTU1	1.134	BASSO
CPT1	0.3	BASSO

Overall Liquefaction Potential Index report



## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente elaborato riassume e illustra le caratteristiche geologico-stratigrafiche, geotecniche e sismiche relative al volume significativo di sottosuolo indagato a supporto del progetto di ampliamento della Ditta Emotec Srl, in Via Maestri del lavoro nel Comune di Medolla (MO).

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 3.1), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il modello geotecnico medio riportato nel § 5.1 della presente relazione.

In relazione a quanto esposto nelle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni in zona sismica del 2018, si è proceduto alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU). Nel nostro caso specifico, per quanto riguarda le opere di fondazione, nelle verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi è stato calcolato lo SLU sia a breve che a lungo termine per l'intervento in progetto, utilizzando il seguente approccio di calcolo:

- Approccio 2 combinazione (A1 + M1 + R3).

I risultati sono visibili nel § 5.3.1.

Si riassumono nella seguente tabella i valori di portanza del terreno di fondazione calcolati agli stati limite ultimi SLU relativamente alle fondazioni ipotizzate e sopra descritte.

Verifica nei confronti degli SLU		
APPROCCIO 2 – COMBINAZIONE (A1 + M1 + R3)		
CONDIZIONE NON DRENATE	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI SISMICHE DRENATE Paolucci & Pecker
1.36 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 136 kN/m <sup>2</sup>	2.15 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 215 kN/m <sup>2</sup>	2.06 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 206 kN/m <sup>2</sup>

**Per realizzare l'ampliamento in progetto, è necessario impostare le fondazioni alla stessa quota delle fondazioni esistenti onde evitare la formazione di interferenze negative tra fondazioni limitrofe e cedimenti differenziali.**

In ottemperanza della normativa tecnica nazionale (NTC 2018) e in accordo con i risultati ottenuti a seguito delle indagini geofisiche espletate per il sito in oggetto è possibile classificare il terreno di fondazione come appartenente alla **categoria C**, depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o a terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalentemente compresi tra **180 m/s** e **360 m/s**.

Per la definizione dell'azione sismica, è stato eseguito l'approfondimento di terzo livello della risposta sismica locale, che risulta minore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato delle NTC 2018. Dall'analisi così eseguita si sono ottenuti i seguenti risultati:

Parametri sismici					
	Approccio semplificato NTC18			RSL	
ag	FA	Amax	FA	Amax	
0.150	1.47	0.221	1.24	0.186	

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione sulla base delle prove penetrometriche eseguite in sito, considerando una accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.221g$  (approccio semplificato - NTC18) e una magnitudo di riferimento pari a  $M=6.14$ . Dall'analisi della suscettibilità nei confronti del fenomeno della liquefazione così eseguita si è ottenuto un valore di LPI corrispondente a un rischio di liquefazione basso (§ 5.3).

Modena, 4 luglio 2022

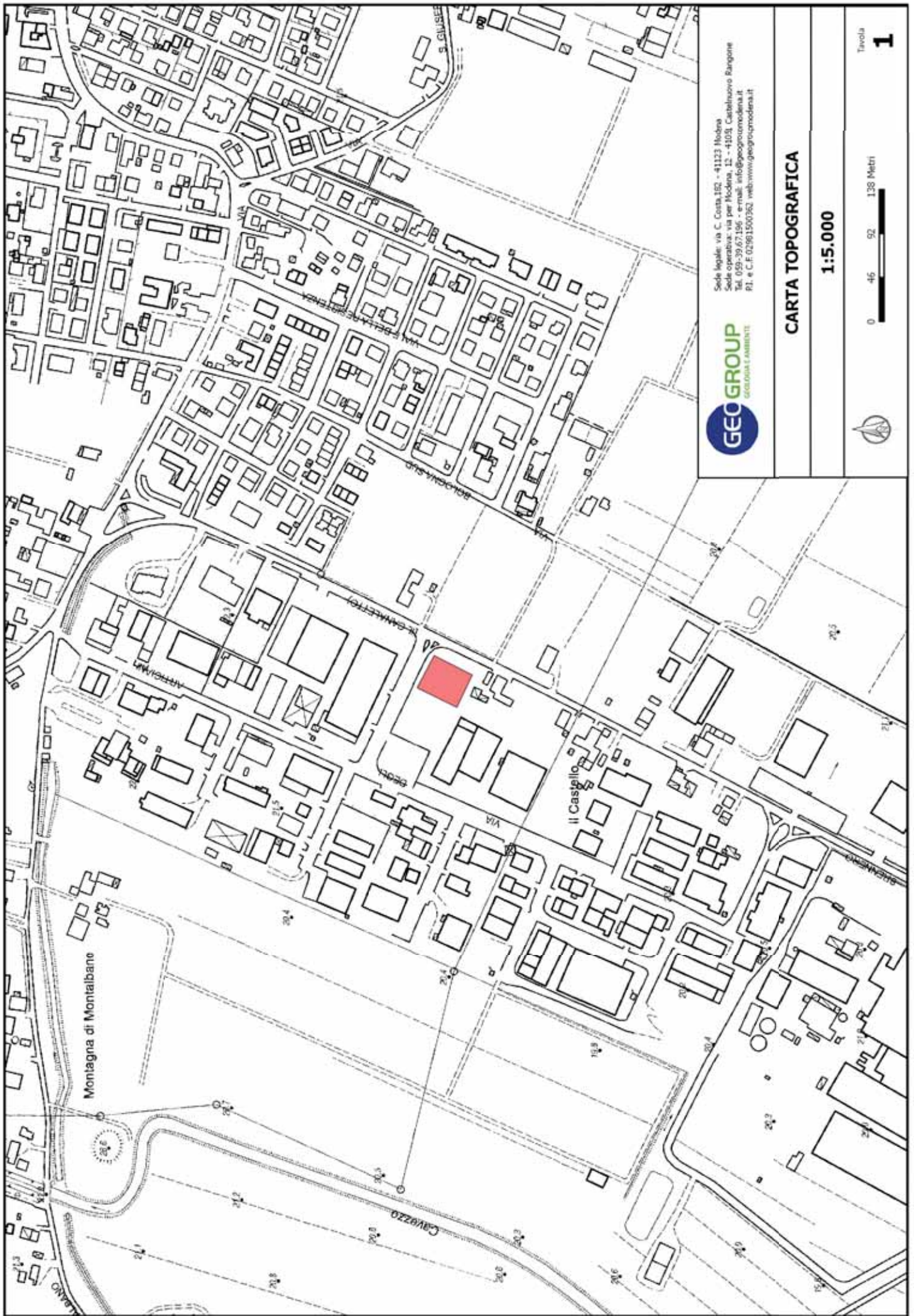
Dott. Geol. Pier Luigi Dallari



# **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

## ***TAVOLE***



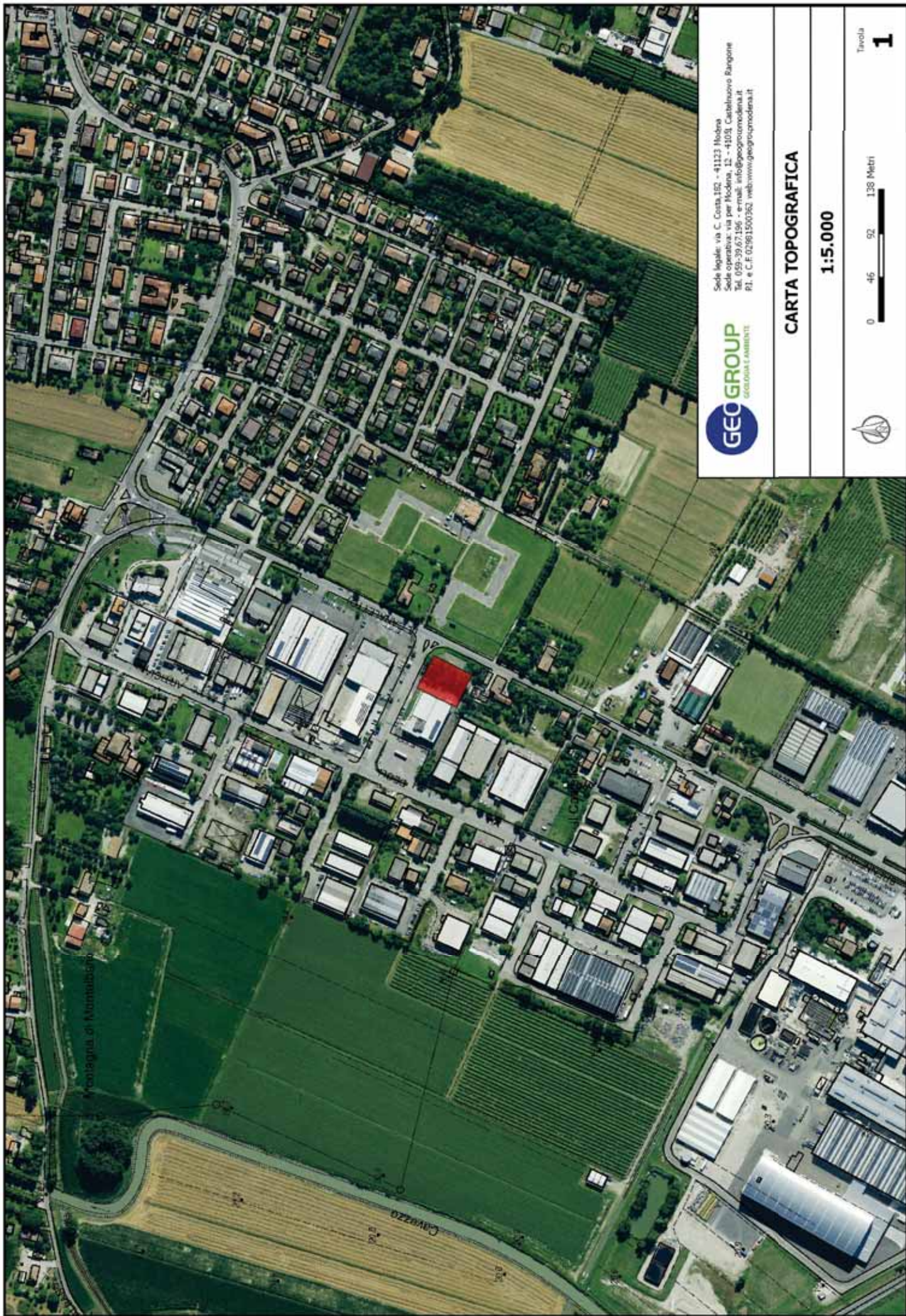
Sede legale: via C. Costa, 152 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 12 - 41013 Castelnuovo Rangone  
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogrupmodena.it  
P.I. e C.F. 02961500962 - web: www.geogrupmodena.it

### CARTA TOPOGRAFICA

1:5.000



Tavola **1**



Sede legale: via C. Costa, 152 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 11 - 41013 Castelnuovo Rangone  
Tel. 059-39.67.156 - e-mail: info@geogroupmodena.it  
P.I. e C.F. 02961500962 web: www.geogroupmodena.it

### CARTA TOPOGRAFICA

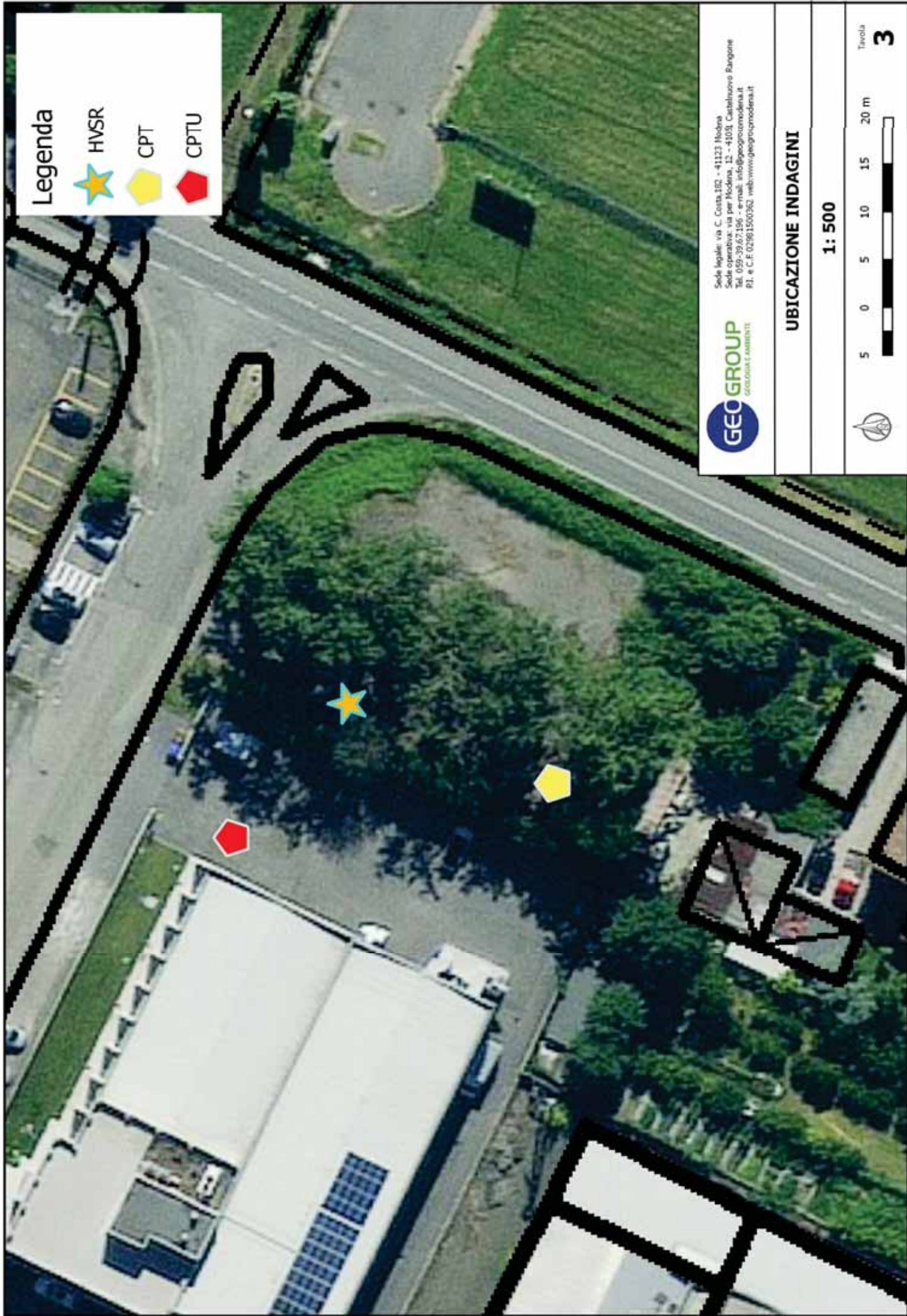
1:5.000



0 46 92 138 Metri

Tavola

1



Legenda

- HVSR
- CPT
- CPTU



Sede legale: via C. Costa,102 - 41123 Modena  
Sede operativa: via per Modena, 11 - 41013 Castelnuovo Rangone  
Tel. 059-39.67.196 - e-mail: info@geogroupmodena.it  
P.I. e C.F. 02961500962 web:www.geogroupmodena.it

UBICAZIONE INDAGINI

1: 500



5 0 5 10 15 20 m

Tavola

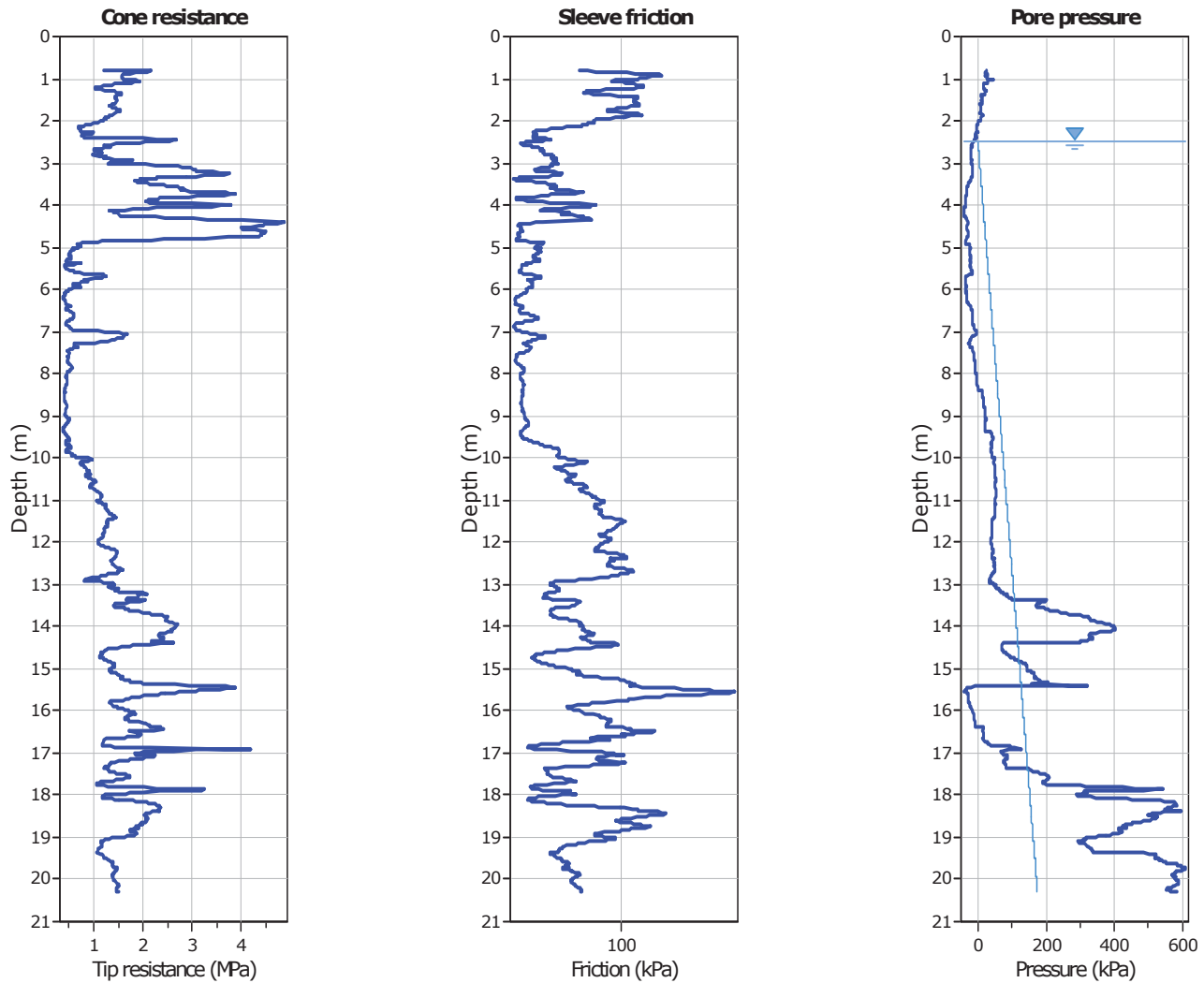
3

## **GEO GROUP s.r.l.**

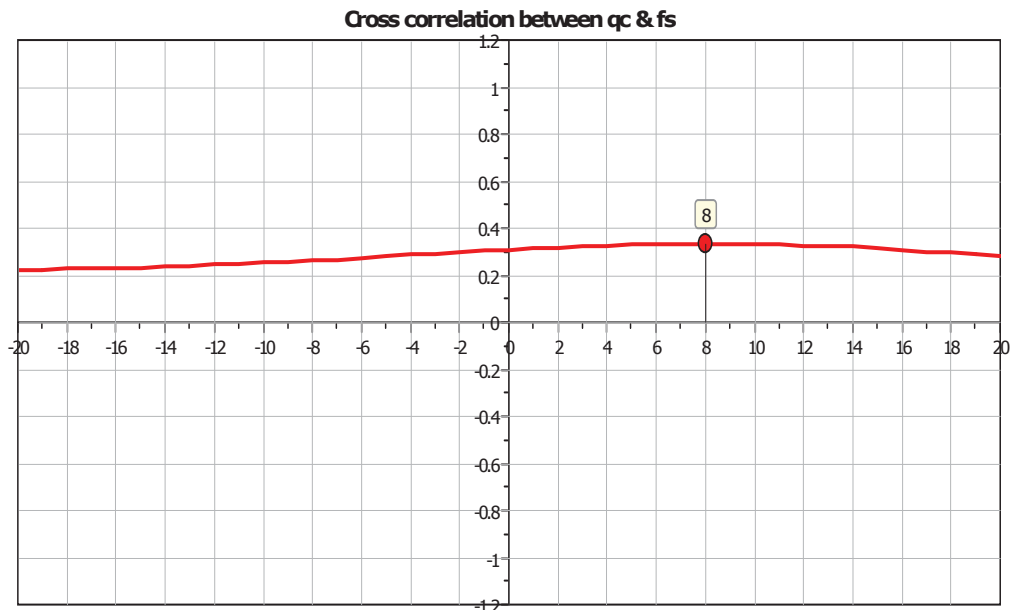
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 1***

## ***Prove penetrometriche statiche CPT e CPTU corredate di interpretazione geotecnica***



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw qc and fs values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



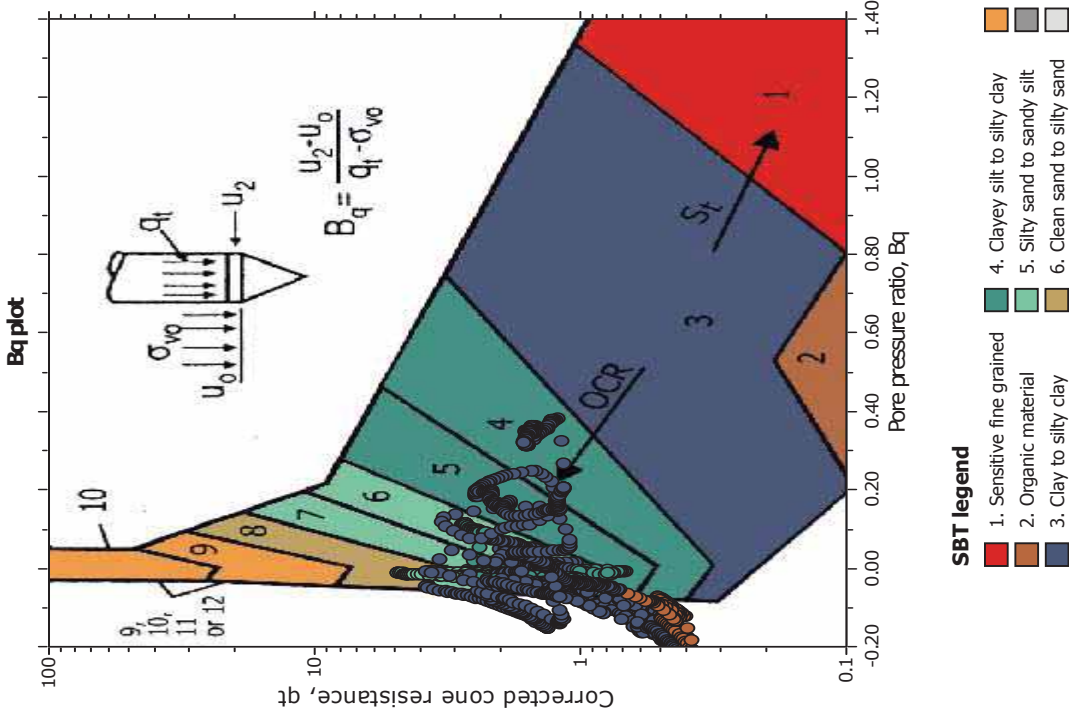
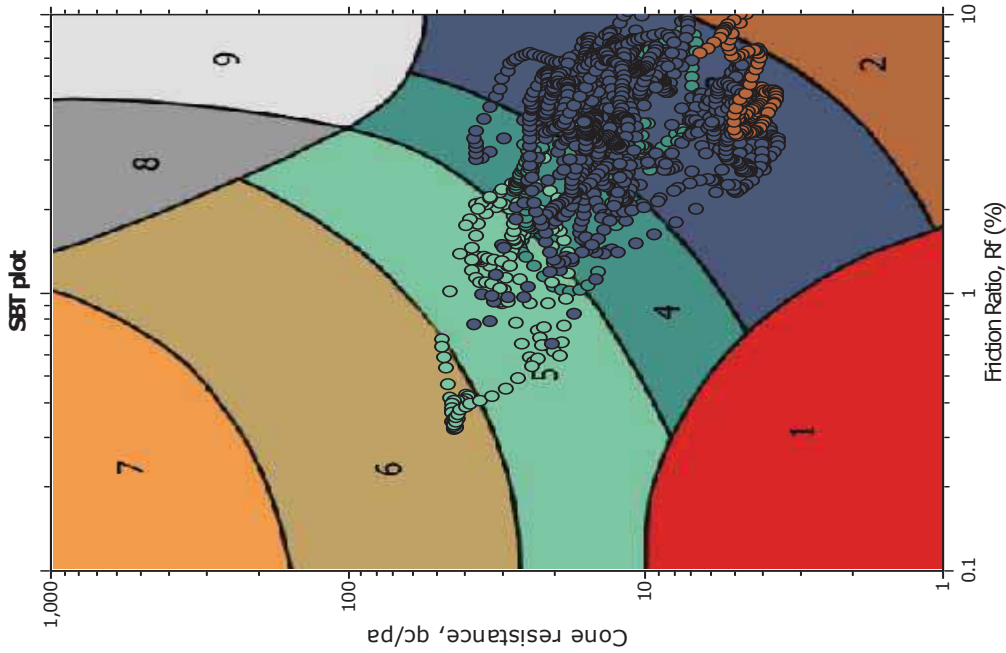


**Geo Group S.r.l.**  
 v. per Modena, 12- Casteinuovo Rangone (MO)  
 059 3967169  
 info@geogroupmodena.it

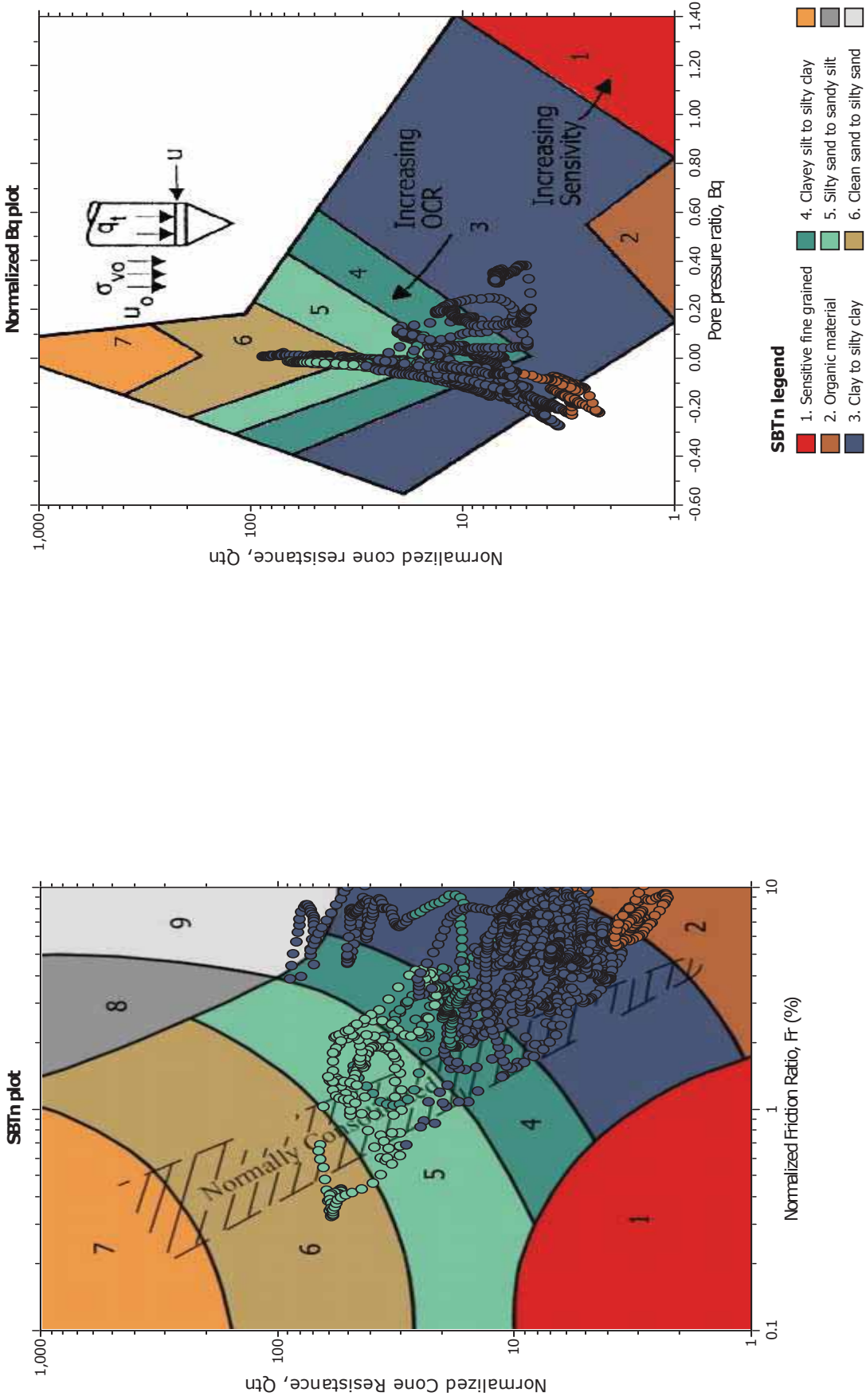
**Project: Studio del terreno di fondazione**  
**Location: Medolla**

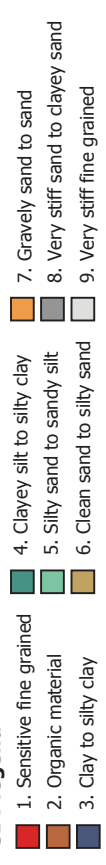
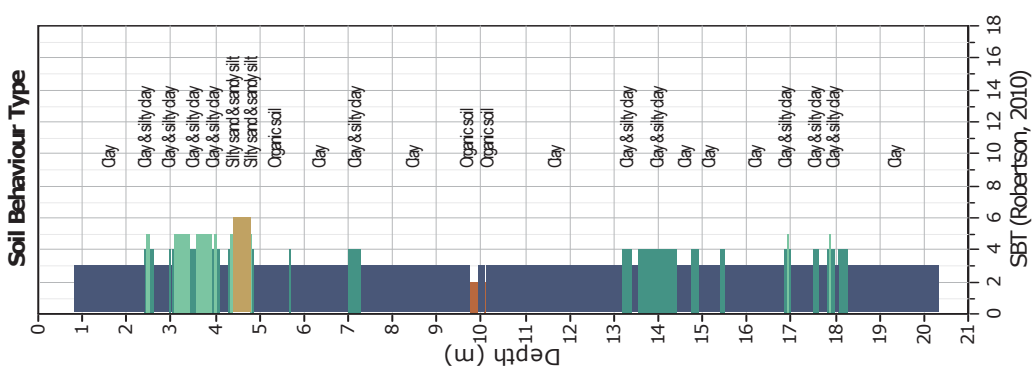
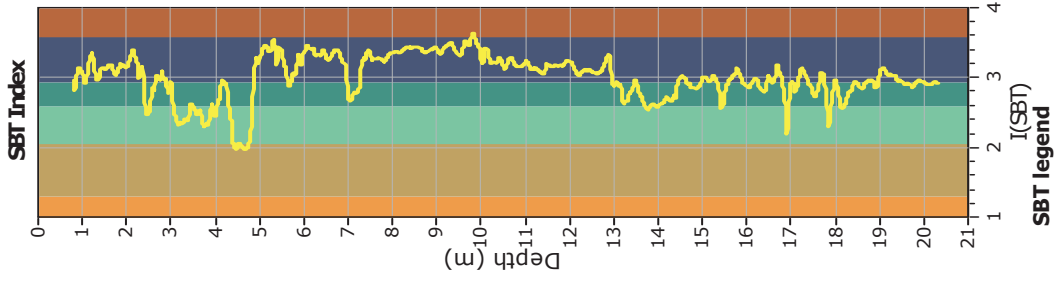
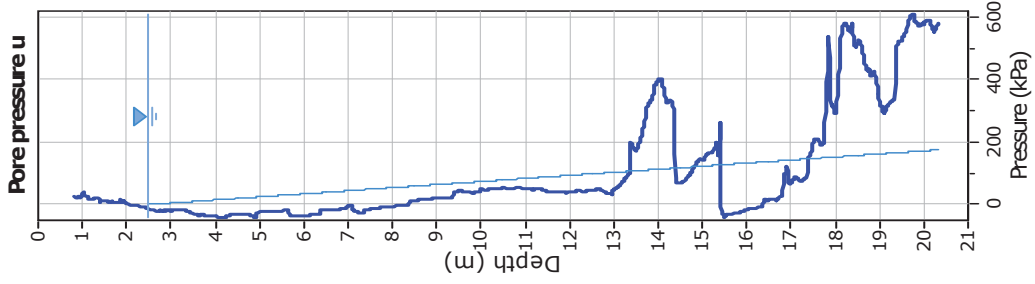
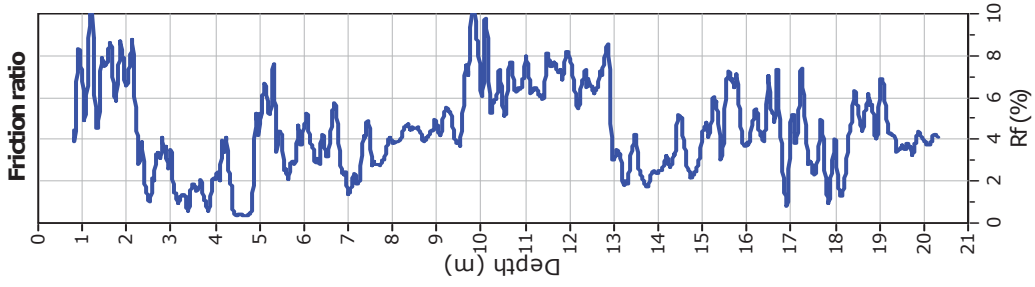
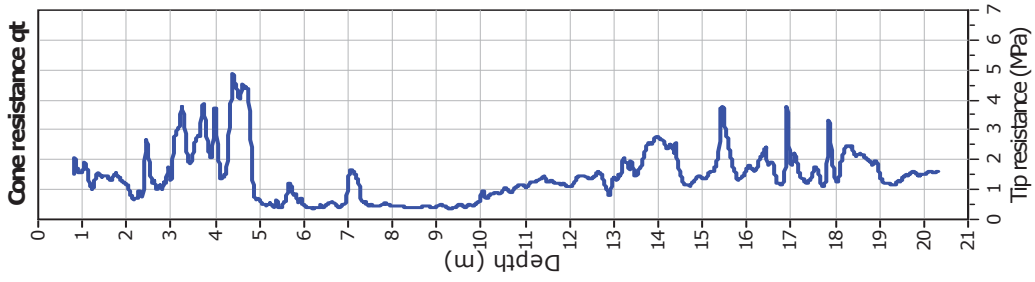
**CPT: CPTU 1**  
 Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022

**SBT - Bq plots**



**SBT - Bq plots (normalized)**







Geo Group S.r.l.

v. per Modena, 12- Casteinuovo Rangone (MO)

059 3967169

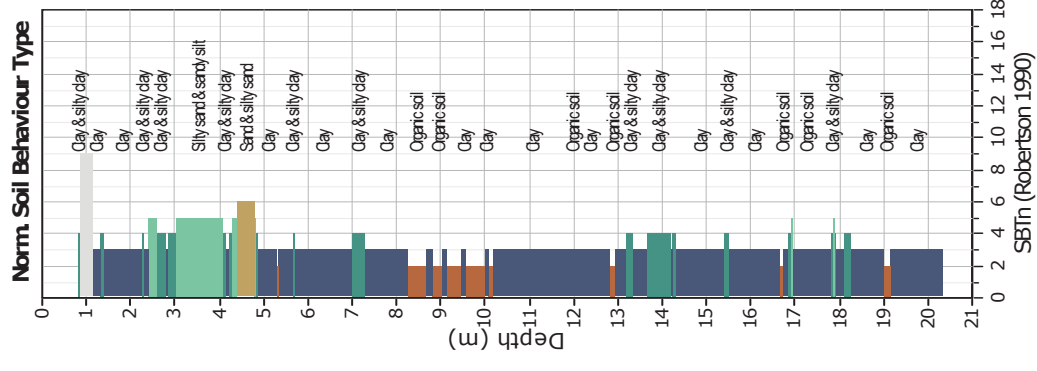
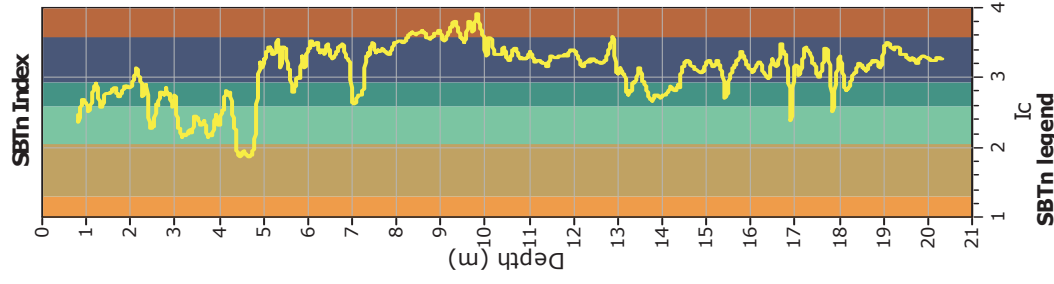
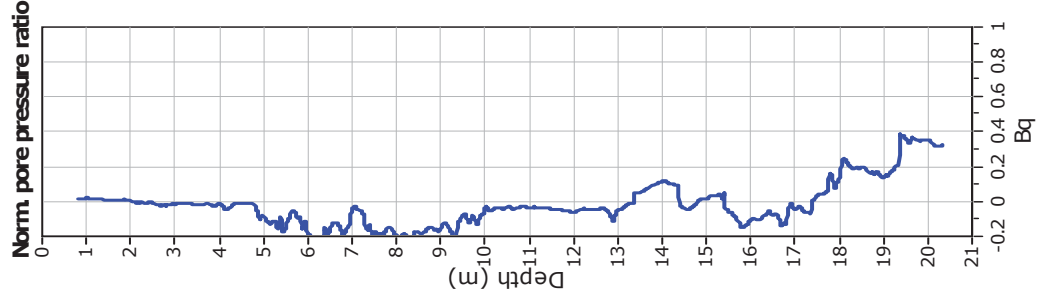
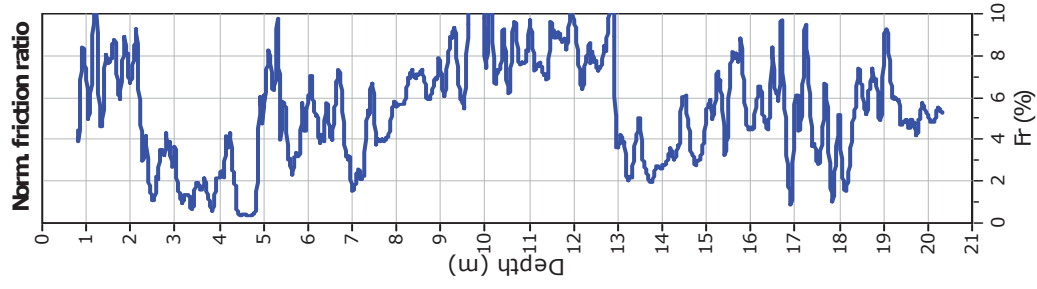
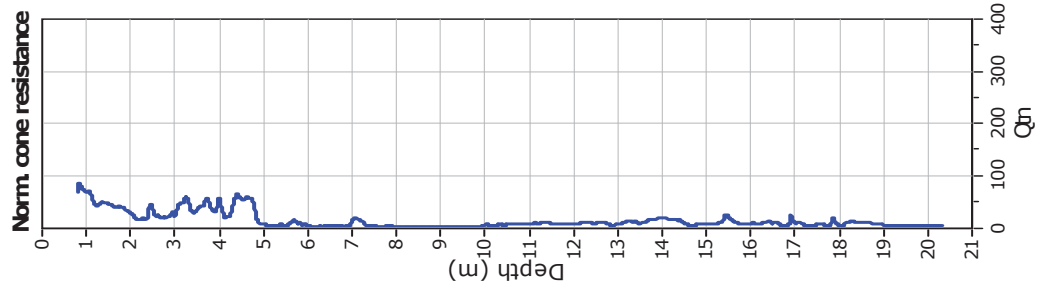
info@geogroupmodena.it

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Medolla

CPT: CPTU 1

Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022



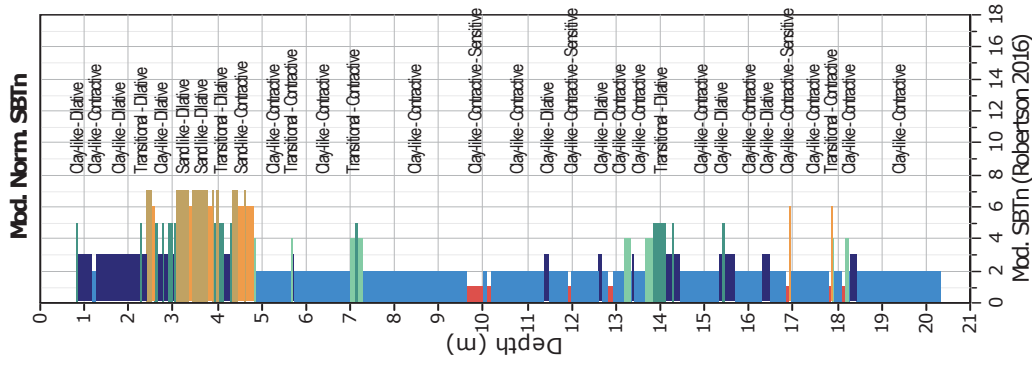
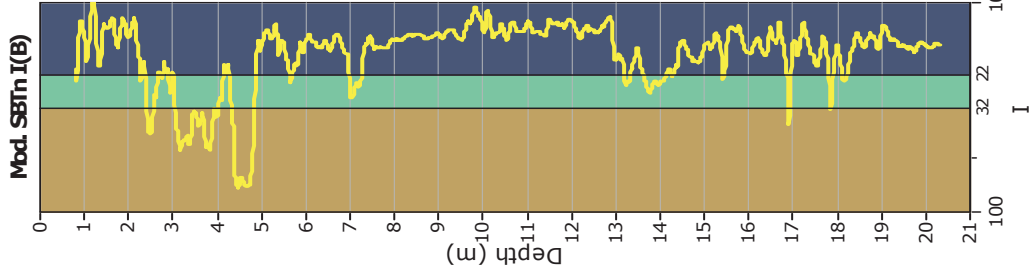
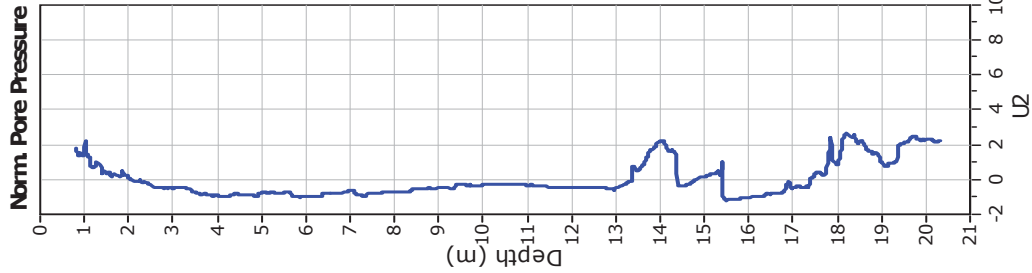
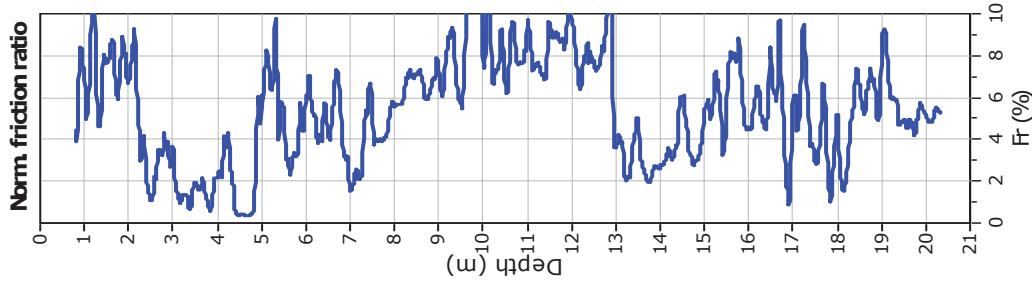
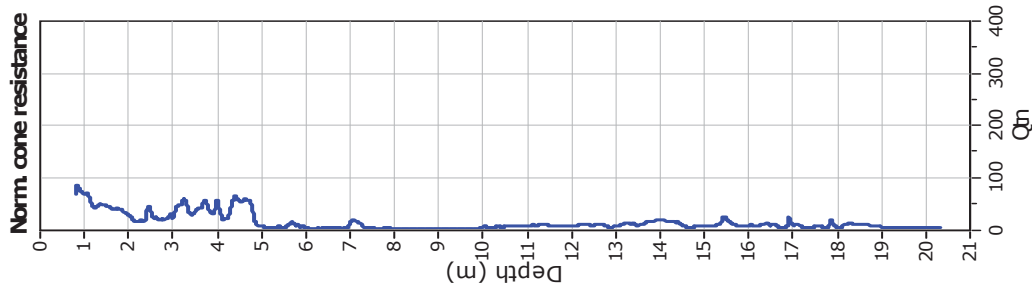
- SBTn legend**
- 1. Sensitive fine grained
  - 2. Organic material
  - 3. Clay to silty clay
  - 4. Clayey silt to silty clay
  - 5. Silty sand to sandy silt
  - 6. Clean sand to silty sand
  - 7. Gravely sand to sand
  - 8. Very stiff sand to clayey sand
  - 9. Very stiff fine grained



**Geo Group S.r.l.**  
 v. per Modena, 12- Castelnuevo Rangone (MO)  
 059 3967169  
 info@geogroupmodena.it

**Project: Studio del terreno di fondazione**  
**Location: Medolla**

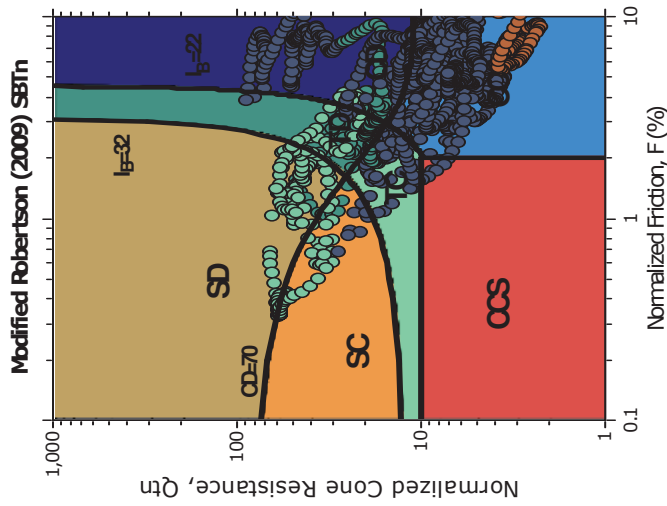
**CPT: CPTU 1**  
 Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022



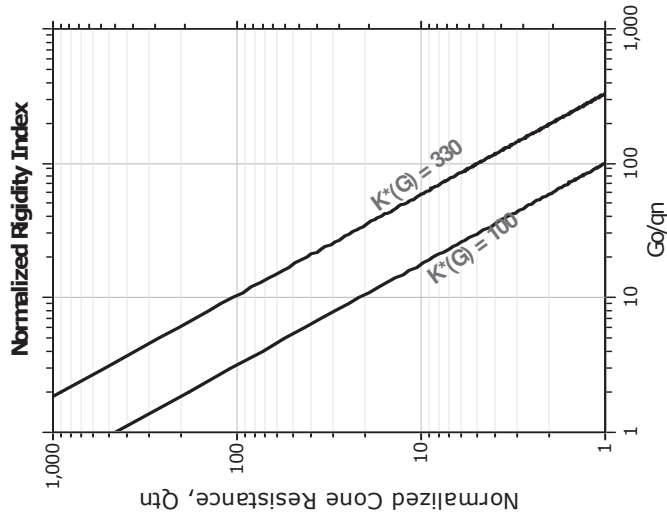
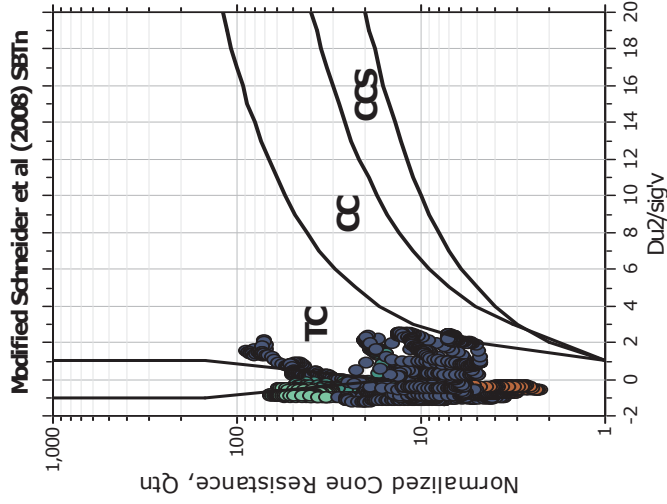
**Mod. SBTn legend**

- 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive
- 2. CC: Clay-like - Contractive
- 3. CD: Clay-Like: Dilative
- 4. TC: Transitional - Contractive
- 5. TD: Transitional - Dilative
- 6. SC: Sand-like - Contractive
- 7. SD: Sand-like - Dilative

**Updated SBTn plots**



- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative



$K(G) > 330$ : Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)



**Geo Group S.r.l.**

v. per Modena, 12- Casteinuovo Rangone (MO)

059 3967169

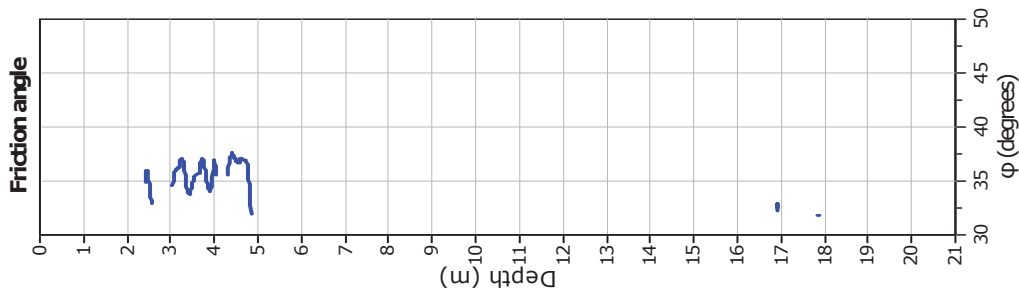
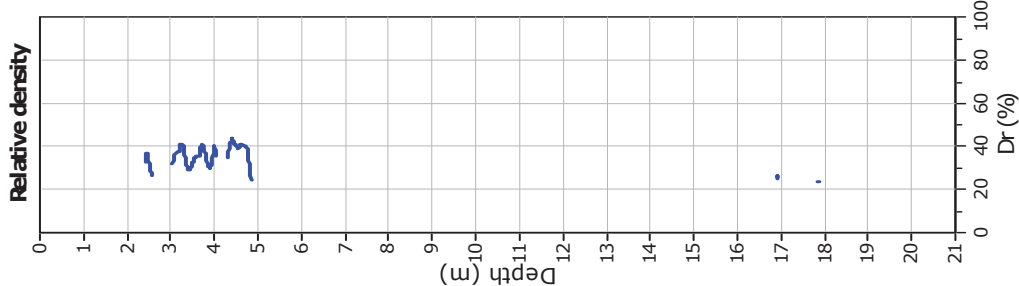
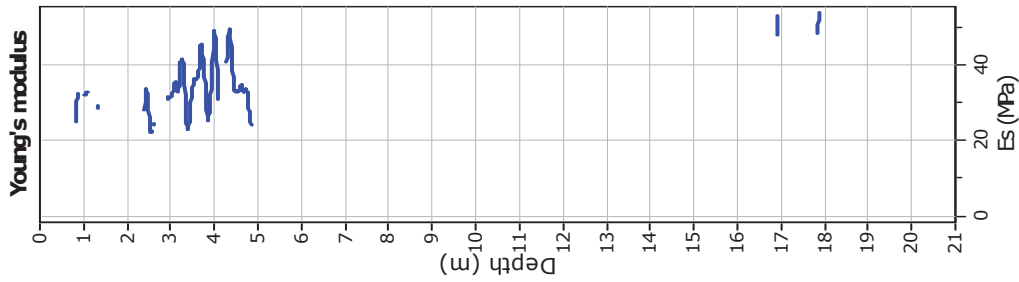
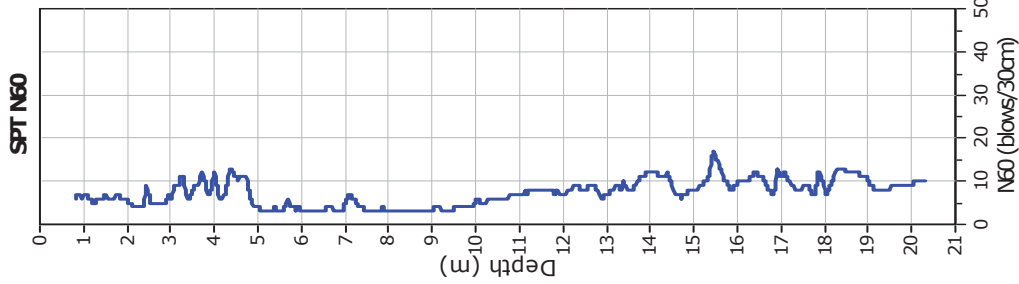
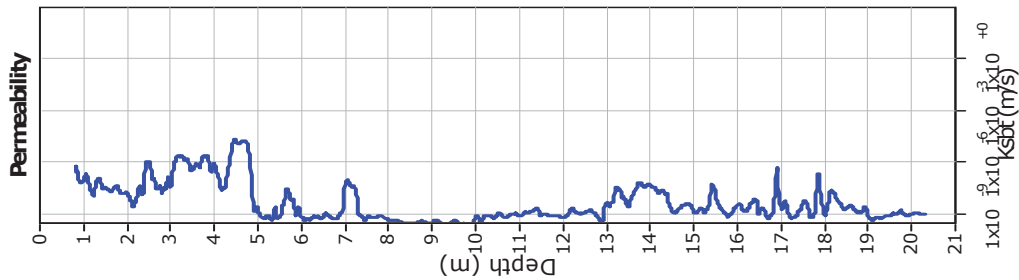
info@geogroupmodena.it

**Project: Studio del terreno di fondazione**

**Location: Medolla**

**CPT: CPTU 1**

Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022



**Calculation parameters**

Permeability: Based on  $SBT_n$

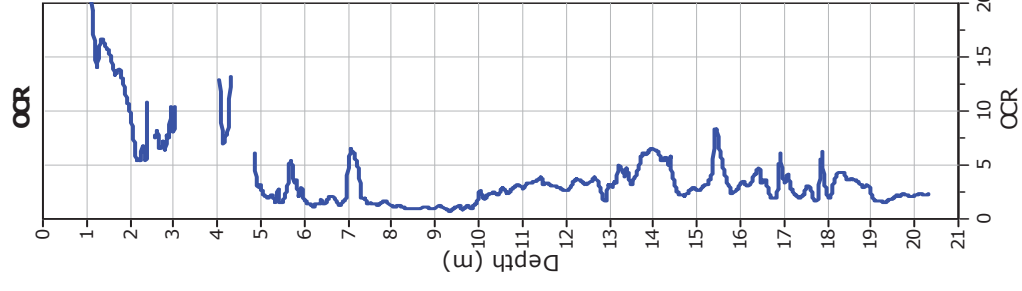
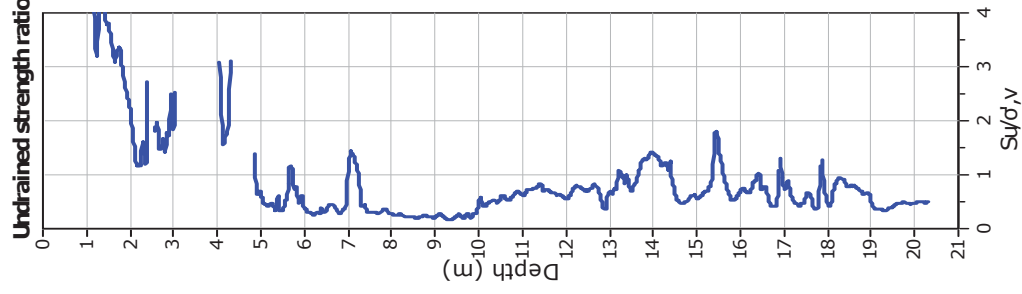
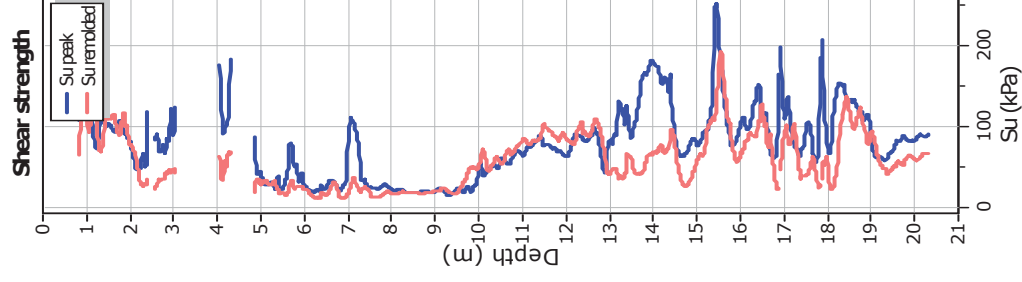
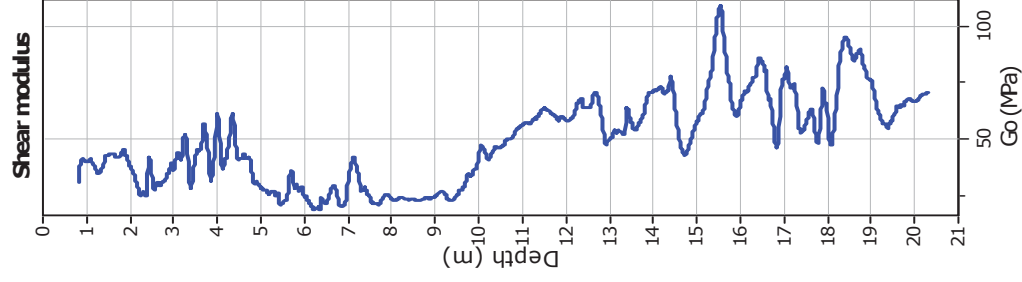
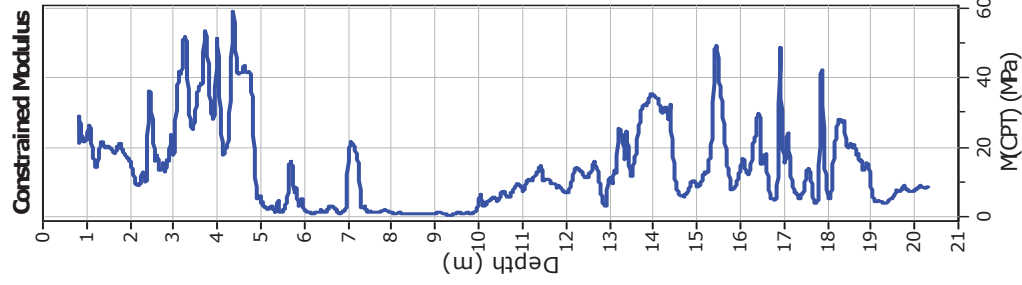
SPT  $N_{60}$ : Based on  $I_c$  and  $q_t$

Young's modulus: Based on variable alpha using  $I_c$  (Robertson, 2009)

Relative density constant,  $C_{Dr}$ : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

—●— User defined estimation data



**Calculation parameters**

Constrained modulus: Based on variable  $\alpha/\beta$  using  $I_c$  and  $Q_{in}$  (Robertson, 2009) OCR factor for clays,  $N_{OCR}$ : 0.33  
 Go: Based on variable  $\alpha/\beta$  using  $I_c$  (Robertson, 2009) — User defined estimation data  
 Undrained shear strength cone factor for clays,  $N_{kt}$ : 14 — Flat Dilatometer Test data



Geo Group S.r.l.

v. per Modena, 12- Casteinuovo Rangone (MO)

059 3967169

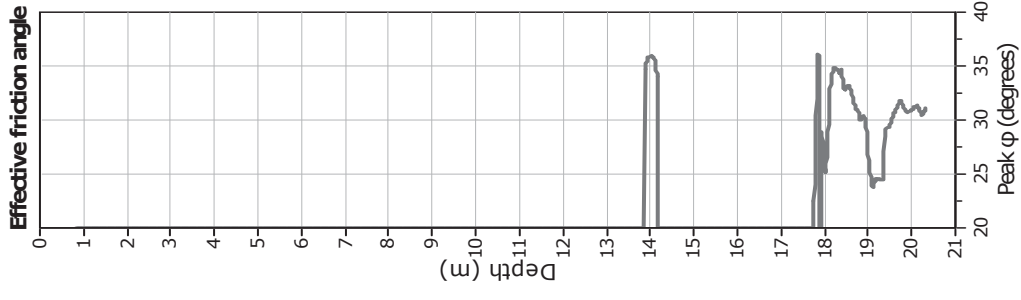
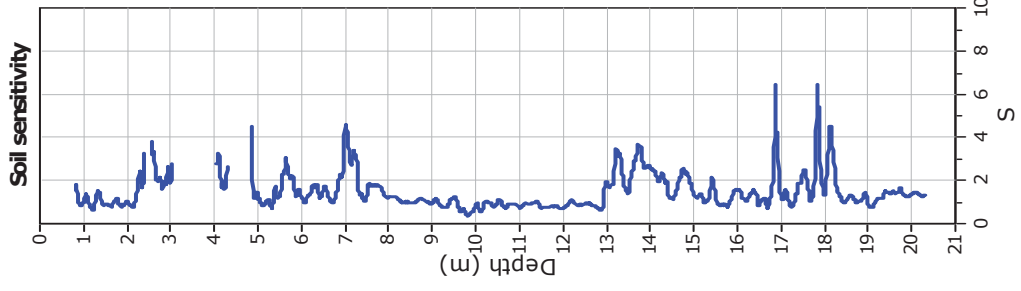
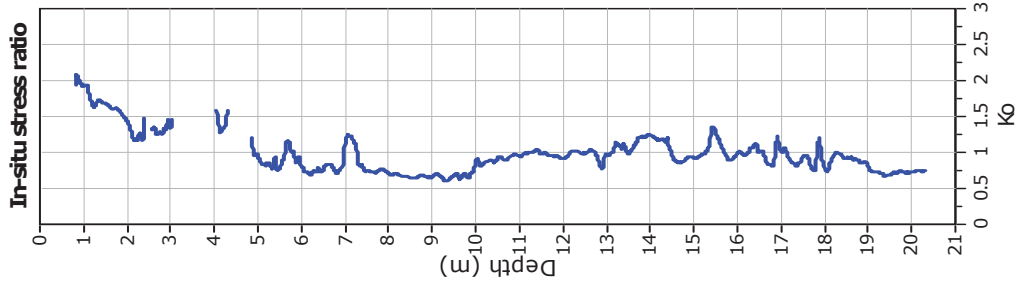
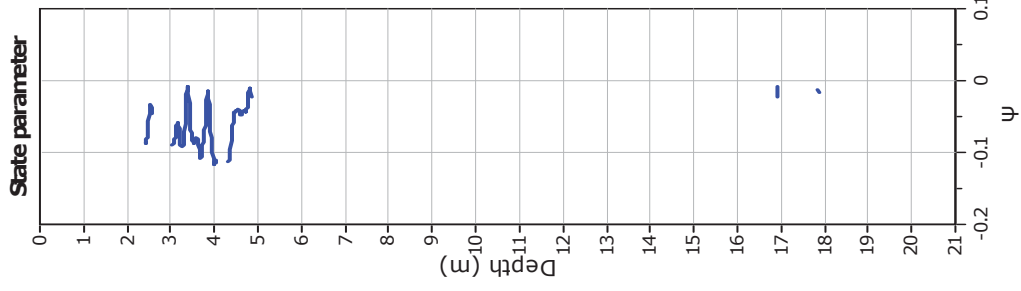
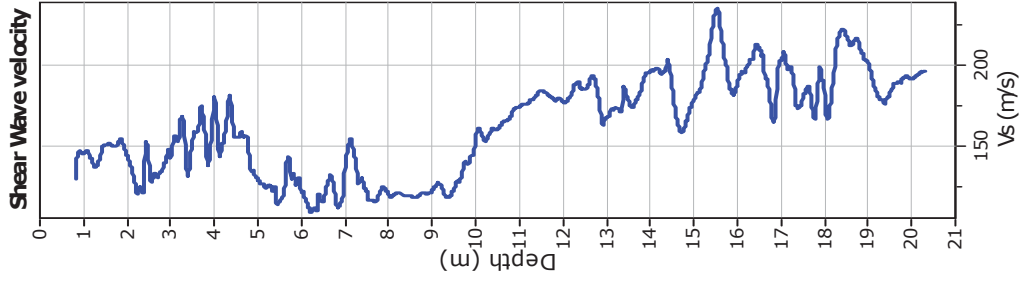
info@geogroupmodena.it

Project: Studio del terreno di fondazione

Location: Medolla

CPT: CPTU 1

Total depth: 20.31 m, Date: 23/06/2022



Calculation parameters

Soil Sensitivity factor,  $N_s$ : 7.00

—●— User defined estimation data

## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

**Strumento utilizzato:**  
**SP200 - GeoDeepDrill**

Caratteristiche:

- punta conica meccanica  $\varnothing$  35.7 mm, area punta  $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- punta conica meccanica angolo di apertura:  $\alpha = 60^\circ$
- manicotto laterale di attrito tipo 'Begemann' ( $\varnothing = 35.7 \text{ mm} - h = 133 \text{ mm} - A_m = 150 \text{ cm}^2$ )
- velocità di avanzamento costante  $V = 2 \text{ cm/sec}$  ( $\pm 0,5 \text{ cm / sec}$ )
- spinta max nominale dello strumento  $S_{max}$  variabile a seconda del tipo
- costante di trasformazione  $CT = \text{SPINTA (Kg)} / \text{LETTURA DI CAMPAGNA}$   
(dato tecnico legato alle caratteristiche del penetrometro utilizzato, fornito dal costruttore)

fase 1 - resistenza alla punta:  $q_c \text{ (MPa)} = (L_1) \times CT / 10$

fase 2 - resistenza laterale locale:  $f_s \text{ (kPa)} = [(L_2) - (L_1)] \times CT / 150$

fase 3 - resistenza totale :  $R_t \text{ (kPa)} = (L_t) \times CT$

- Prima lettura = lettura di campagna durante l' infissione della sola punta ( fase 1 )
- Seconda lettura = lettura di campagna relativa all'infissione di punta e manicotto ( fase 2 )
- Terza lettura = lettura di campagna relativa all'infissione delle aste esterne ( fase 3 )

N.B. : la spinta  $S \text{ (Kg)}$ , corrispondente a ciascuna fase, si ottiene moltiplicando la corrispondente lettura di campagna  $L$  per la costante di trasformazione  $CT$ .

N.B. : causa la distanza intercorrente ( 20 cm circa ) fra il centro del manicotto laterale e la punta conica del penetrometro, la resistenza laterale locale  $f_s$  viene computata 20 cm sopra la punta.

### CONVERSIONI

1 kN (kiloNewton) = 1000 N  $\approx$  100 kg = 0,1 t

1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N  $\approx$  100 t

1 kPa (kiloPascal) = 1 kN/m<sup>2</sup> = 0,001 MN/m<sup>2</sup> = 0,001 MPa  $\approx$  0,1 t/m<sup>2</sup> = 0,01 kg/cm<sup>2</sup>

1 MPa (megaPascal) = 1 MN/m<sup>2</sup> = 1.000 kN/m<sup>2</sup> = 1000 kPa  $\approx$  100 t/m<sup>2</sup> = 10 kg/cm<sup>2</sup>

1 kg/cm<sup>2</sup> = 10 t/m<sup>2</sup>  $\approx$  100 kN/m<sup>2</sup> = 100 kPa = 0,1 MN/m<sup>2</sup> = 0,1 MPa

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN

## LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

**Valutazioni in base al rapporto:  $F = (q_c / f_s)$**

**Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977**

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

F = $q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470$ kPa	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470$ kPa < $F \leq 2940$ kPa	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940$ kPa < $F \leq 5880$ kPa	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880$ kPa	SABBIE E SABBIE CON GHIAIA	GRANULARI

**Vengono inoltre riportate le valutazioni stratigrafiche fornite da Schmertmann (1978), ricavabili in base ai valori di  $q_c$  e di  $FR = (f_s / q_c) \%$  :**

- AO = argilla organica e terreni misti
- Att = argilla (inorganica) molto tenera
- At = argilla (inorganica) tenera
- Am = argilla (inorganica) di media consistenza
- Ac = argilla (inorganica) consistente
- Acc = argilla (inorganica) molto consistente
- ASL = argilla sabbiosa e limosa
- SAL = sabbia e limo / sabbia e limo argilloso
- Ss = sabbia sciolta
- Sm = sabbia mediamente addensata
- Sd = sabbia densa o cementata
- SC = sabbia con molti fossili, calcareniti

Secondo Schmertmann il valore della resistenza laterale da usarsi, dovrebbe essere pari a:

- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.



**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA  
LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI**

**CPT**

**1**

Riferimento

**289-2022**

Committente **Studio tecnico**  
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**  
Località **Medolla, Via Maestri del lavoro**

U.M.: **MPa** Data esec. **23/06/2022**  
Pagina **1**  
Elaborato **Falda -2.50 m da p.c.**

H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf	H	L1	L2	Lt	qc	fs	F	Rf
m	-	-	-	MPa	kPa	-	%	m	-	-	-	MPa	kPa	-	%
0.20	0.0	0.0		0.00	0.00										
0.40	0.0	0.0		0.00	0.00										
0.60	0.0	0.0		0.00	200.00	0									
0.80	50.0	80.0		4.90	147.00	34	2.9								
1.00	22.0	44.0		2.16	140.00	16	6.4								
1.20	21.0	42.0		2.06	100.00	21	4.8								
1.40	15.0	30.0		1.47	107.00	14	7.1								
1.60	16.0	32.0		1.57	87.00	18	5.4								
1.80	13.0	26.0		1.27	80.00	16	6.2								
2.00	12.0	24.0		1.18	93.00	13	7.8								
2.20	14.0	28.0		1.37	87.00	16	6.2								
2.40	13.0	26.0		1.27	67.00	19	5.2								
2.60	10.0	20.0		0.98	60.00	17	6.0								
2.80	9.0	18.0		0.88	40.00	23	4.4								
3.00	6.0	12.0		0.59	67.00	9	11.2								
3.20	10.0	20.0		0.98	113.00	9	11.3								
3.40	20.0	37.0		1.96	40.00	50	2.0								
3.60	26.0	32.0		2.55	53.00	49	2.0								
3.80	28.0	36.0		2.74	127.00	22	4.5								
4.00	25.0	44.0		2.45	67.00	37	2.7								
4.20	40.0	50.0		3.92	80.00	50	2.0								
4.40	52.0	64.0		5.10	67.00	78	1.3								
4.60	40.0	50.0		3.92	160.00	25	4.0								
4.80	21.0	45.0		2.06	40.00	53	1.9								
5.00	29.0	35.0		2.84	53.00	55	1.8								
5.20	8.0	16.0		0.78	53.00	15	6.6								
5.40	8.0	16.0		0.78	40.00	20	5.0								
5.60	6.0	12.0		0.59	47.00	13	7.8								
5.80	7.0	14.0		0.69	33.00	21	4.7								
6.00	6.0	11.0		0.59	33.00	18	5.5								
6.20	5.0	10.0		0.49	27.00	19	5.4								
6.40	6.0	10.0		0.59	33.00	18	5.5								
6.60	7.0	12.0		0.69	47.00	15	6.7								
6.80	8.0	15.0		0.78	40.00	20	5.0								
7.00	7.0	13.0		0.69	60.00	12	8.6								
7.20	9.0	18.0		0.88	40.00	23	4.4								
7.40	6.0	12.0		0.59	33.00	18	5.5								
7.60	6.0	11.0		0.59	20.00	30	3.3								
7.80	4.0	7.0		0.39	47.00	9	11.8								
8.00	7.0	14.0		0.69	53.00	13	7.6								
8.20	7.0	15.0		0.69	47.00	15	6.7								
8.40	7.0	14.0		0.69	47.00	15	6.7								
8.60	7.0	14.0		0.69	40.00	18	5.7								
8.80	6.0	12.0		0.59	47.00	13	7.8								
9.00	7.0	14.0		0.69	47.00	15	6.7								
9.20	8.0	15.0		0.78	53.00	15	6.6								
9.40	8.0	16.0		0.78	53.00	15	6.6								
9.60	8.0	16.0		0.78	80.00	10	10.0								
9.80	12.0	24.0		1.18	100.00	12	8.3								
10.00	15.0	30.0		1.47	120.00	13	8.0								
10.20	18.0	36.0		1.76	140.00	13	7.8								
10.40	19.0	40.0		1.86	127.00	15	6.7								
10.60	18.0	37.0		1.76	113.00	16	6.3								
10.80	15.0	32.0		1.47	80.00	19	5.3								
11.00	12.0	24.0		1.18	73.00	16	6.1								
11.20	12.0	23.0		1.18	107.00	11	8.9								
11.40	14.0	30.0		1.37	113.00	12	8.1								
11.60	15.0	32.0		1.47	100.00	15	6.7								
11.80	15.0	30.0		1.47	20.00	75	1.3								
12.00	12.0	15.0		1.18	67.00	18	5.6								
12.20	14.0	24.0		1.37	87.00	16	6.2								
12.40	15.0	28.0		1.47	80.00	19	5.3								
12.60	15.0	27.0		1.47	73.00	21	4.9								
12.80	15.0	26.0		1.47	120.00	13	8.0								
13.00	18.0	36.0		1.76	120.00	15	6.7								
13.20	19.0	37.0		1.86	133.00	14	7.0								
13.40	16.0	36.0		1.57	120.00	13	7.5								
13.60	16.0	34.0		1.57	87.00	18	5.4								
13.80	12.0	25.0		1.18	80.00	15	6.7								
14.00	12.0	24.0		1.18	93.00	13	7.8								
14.20	12.0	26.0		1.18	80.00	15	6.7								
14.40	15.0	27.0		1.47	87.00	17	5.8								
14.60	15.0	28.0		1.47	107.00	14	7.1								
14.80	16.0	32.0		1.57	127.00	13	7.9								
15.00	17.0	36.0		1.67											

H = profondità  
L1 = prima lettura (punta)  
L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
Lt = terza lettura (totale)  
CT = 10.00 costante di trasformazione

qc = resistenza punta  
fs = resistenza laterale  
0.20 m sopra quota qc  
F = rapporto Begemann (qc / fs)  
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

**CPT**

**1**

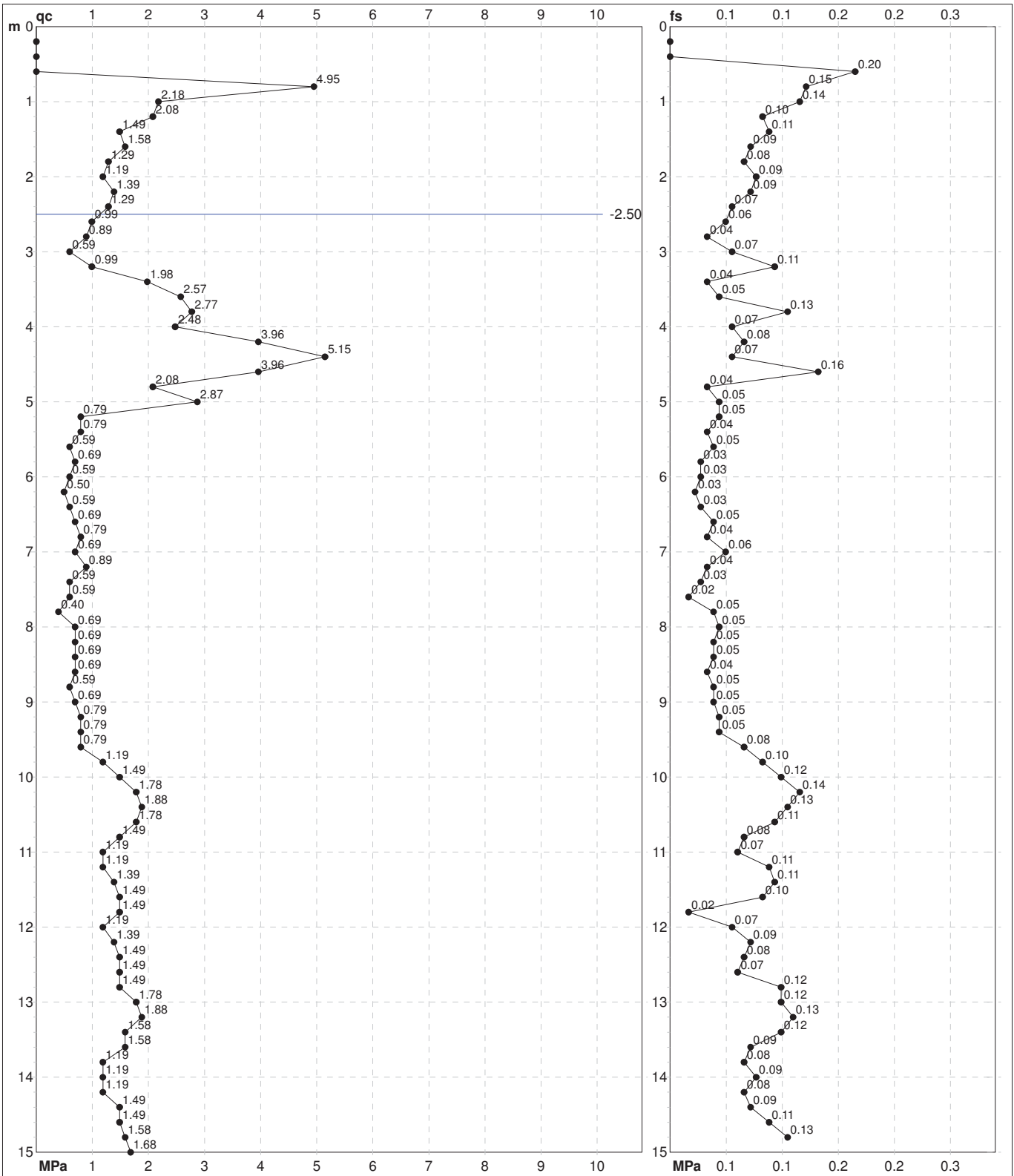
Riferimento

**289-2022**

Committente **Studio tecnico**  
Cantiere **Studio del terreno di fondazione**  
Località **Medolla, Via Maestri del lavoro**

U.M.: **MPa**  
Scala: 1:75  
Pagina 1  
Elaborato

Data esec. 23/06/2022  
Quota inizio:  
Falda -2.50 m da p.c.



Penetrometro: SP200  
Responsabile:  
Assistente:

preforo m  
Corr.astine: kN/ml  
Cod. tip:

FON111

# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA

## DIAGRAMMI LITOLOGIA

**CPT**

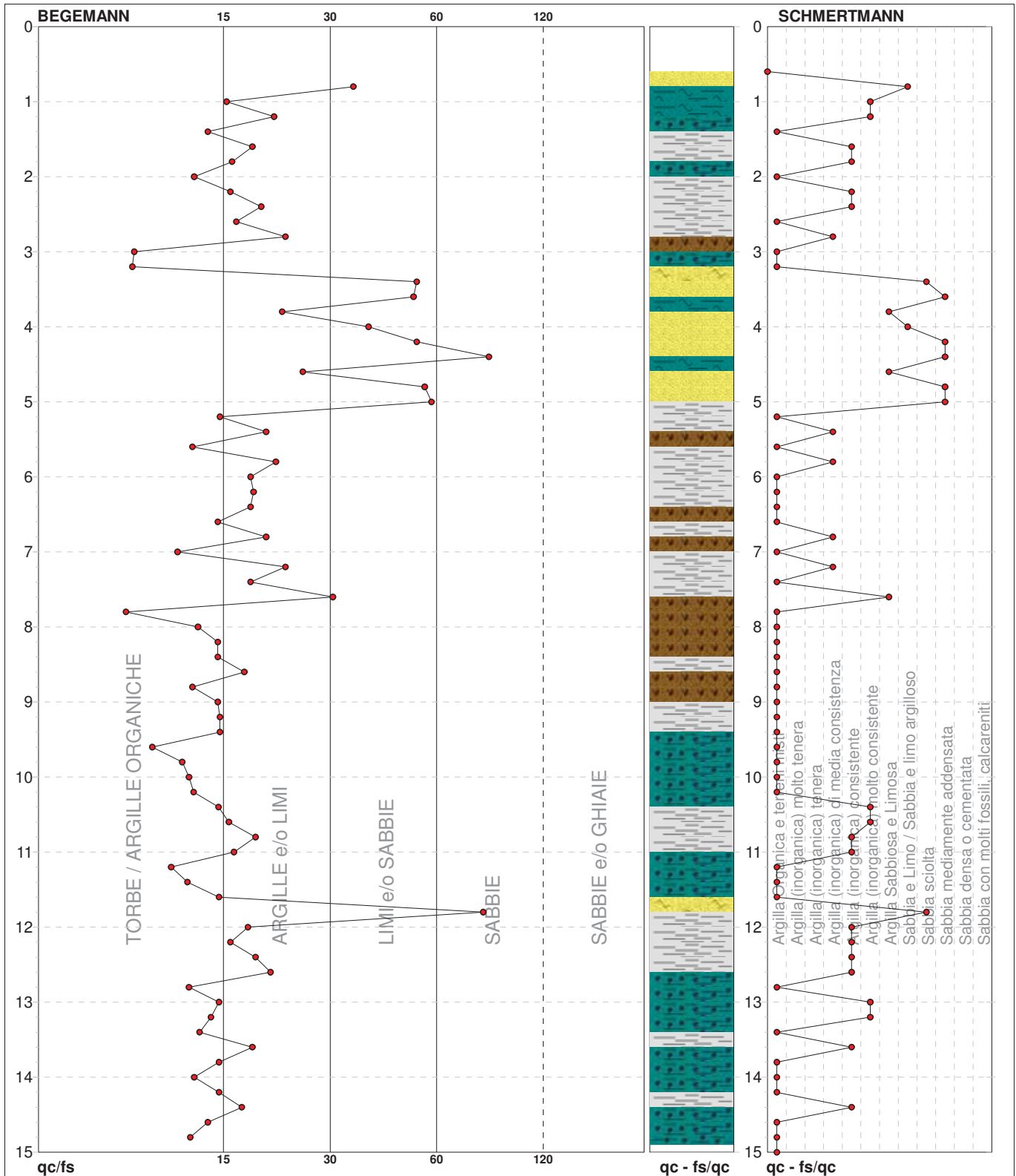
**1**

Riferimento

**289-2022**

Committente **Studio tecnico**  
 Cantiere **Studio del terreno di fondazione**  
 Località **Medolla, Via Maestri del lavoro**

U.M.: **MPa**      Data esec. **23/06/2022**  
 Scala: **1:75**  
 Pagina **1**  
 Elaborato **Falda -2.50 m da p.c.**



TORBE / ARGILLE OR	33 punti, 44.00%	Argilla Organica e terreni misti	36 punti, 48.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	3 punti, 4.00%
ARGILLE e/o LIMI	32 punti, 42.67%	Argilla (inorganica) di media consistenza	5 punti, 6.67%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	2 punti, 2.67%
LIMI e/o SABBIE	7 punti, 9.33%	Argilla (inorganica) consistente	12 punti, 16.00%	Sabbia sciolta	2 punti, 2.67%
SABBIE	2 punti, 2.67%	Argilla (inorganica) molto consistente	6 punti, 8.00%	Sabbia mediamente addensata	5 punti, 6.67%

FON111



## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 2***

### ***Verifiche geotecniche***

## DATI GENERALI

Normativa	NTC18
Larghezza fondazione	3.0 m
Lunghezza fondazione	3.5 m
Profondità piano di posa	1.6 m
Profondità falda	2.5

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
2.4	18.0	20.0	23.0	6.0	60.0	7000.0	4500.0	A
0.6	17.5	19.5	21.0	4.0	40.0	5600.0	3500.0	B
1.8	18.5	20.5	27.0	0.0	0.0	9000.0	0.0	C
5.2	17.5	19.5	21.0	2.7	27.0	3780.0	2500.0	D
2.1	18.0	20.0	23.0	5.0	50.0	7000.0	4500.0	E
7.9	18.5	21.5	25.0	9.0	90.0	12600.0	8000.0	F

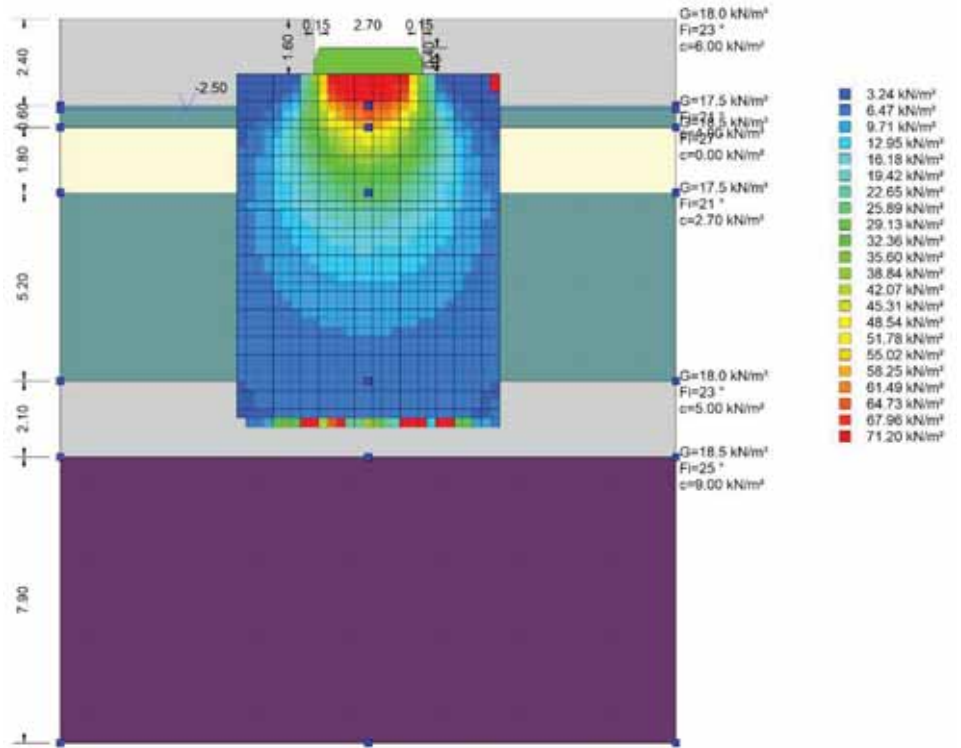
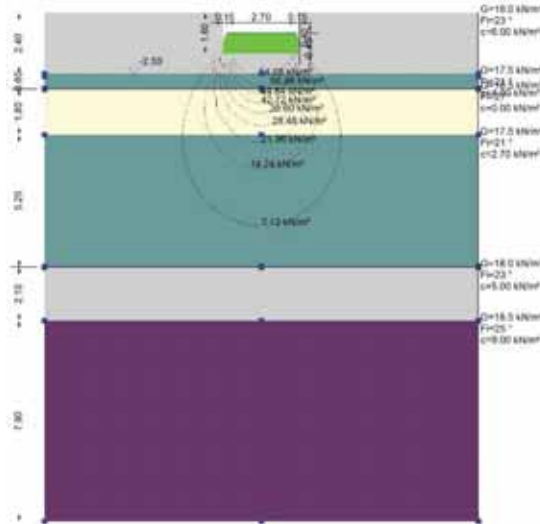
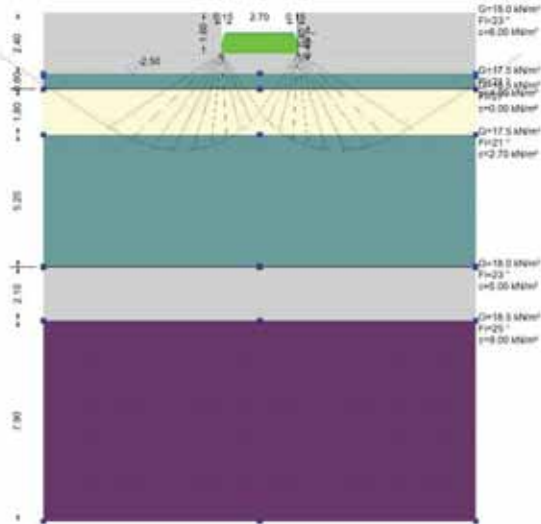
## CEDIMENTI PER OGNI STRATO

\*Cedimento edometrico calcolato con: Metodo consolidazione monodimensionale di Terzaghi

Pressione normale di progetto	100.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento totale	2.7 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	2	36	11.154	Edometrico	0.1983	--	0.1983
2	2.7	46.889	14.708	Edometrico	0.2521	--	0.2521
3	3.9	0	0	Schmertmann	0.58	--	0.58
4	7.4	94.246	6.763	Edometrico	1.4067	--	1.4067
5	11.05	130.15	3.298	Edometrico	0.1539	--	0.1539
6	16.05	187.04	1.568	Edometrico	0.1548	--	0.1548



## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 3***

### ***Indagine sismica HVSR***

## MEDOLLA, EMOTEC

Instrument: TZB-0123/01-20

Data format: 32 bit

Full scale [mV]: 179

Start recording: 23/06/2022 08:27:24 End recording: 23/06/2022 08:47:24

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

GPS data not available

Trace length: 0h20'00". Analyzed 88% trace (manual window selection)

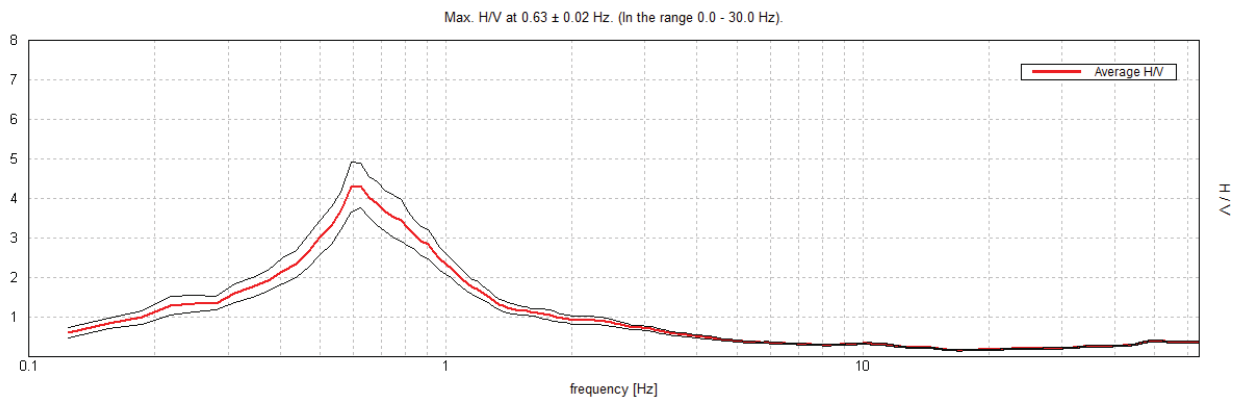
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

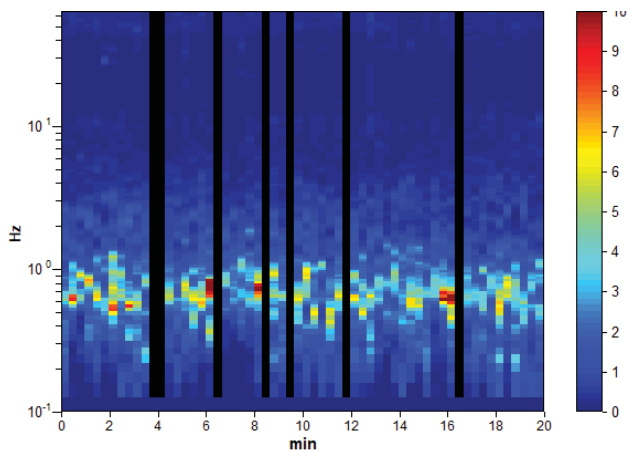
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%

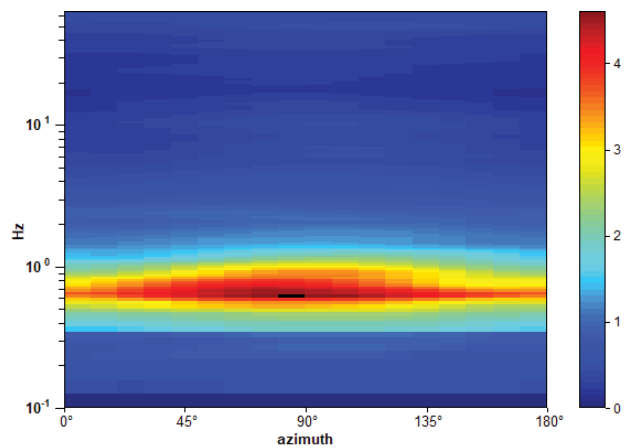
### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



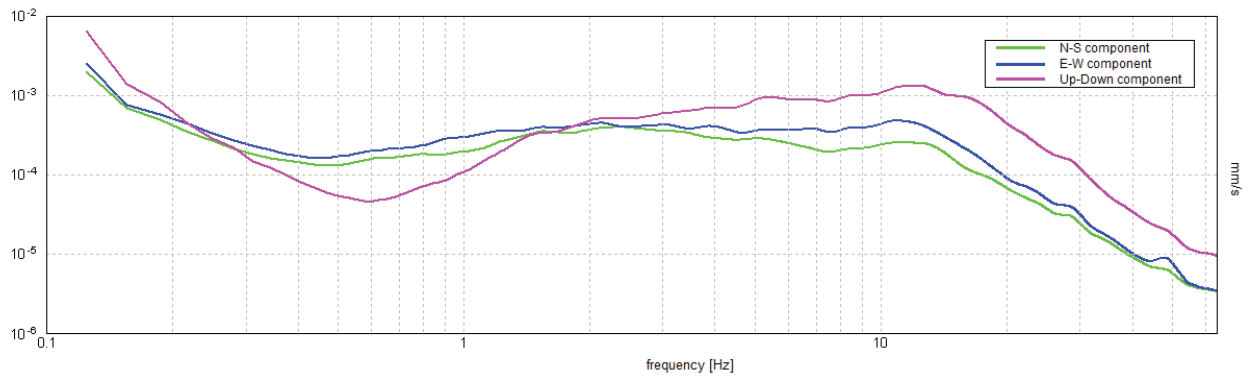
### H/V TIME HISTORY



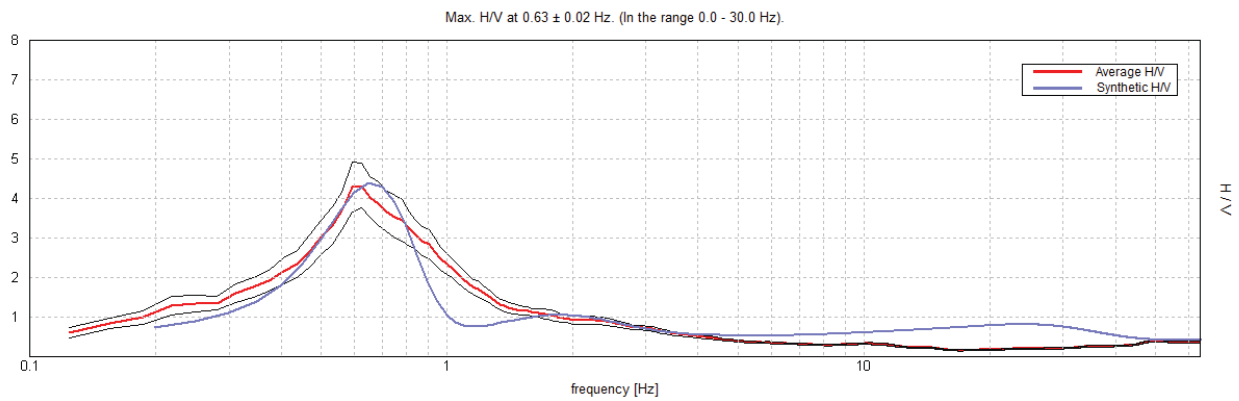
### DIRECTIONAL H/V



### SINGLE COMPONENT SPECTRA

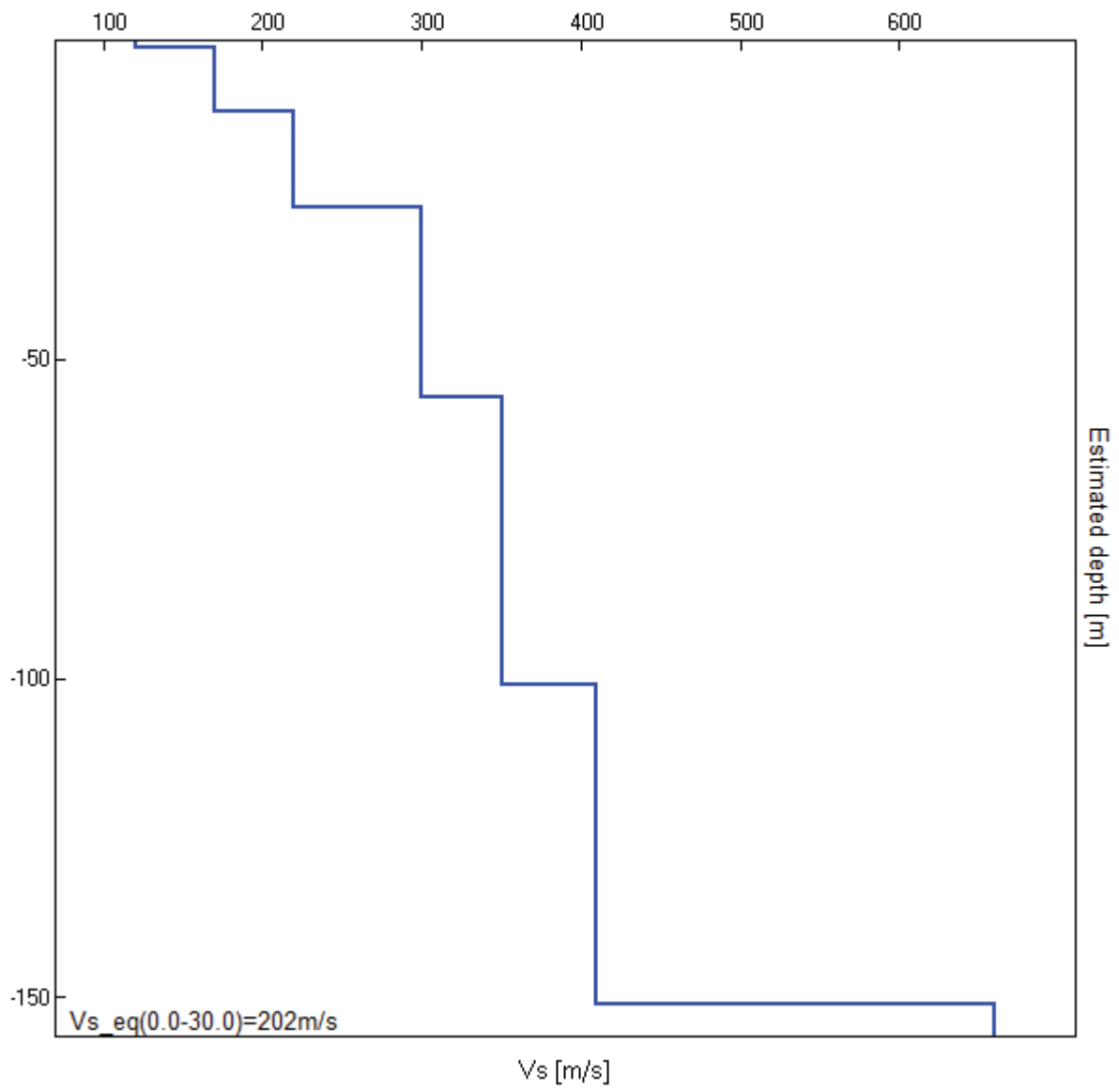


### EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
1.00	1.00	120	0.44
11.00	10.00	170	0.44
26.00	15.00	220	0.43
56.00	30.00	300	0.43
101.00	45.00	350	0.42
151.00	50.00	410	0.42
inf.	inf.	660	0.42

$Vs_{eq}(0.0-30.0)=202\text{m/s}$



[According to the SESAME, 2005 guidelines. **Please read carefully the *Grilla* manual before interpreting the following tables.**]

**Max. H/V at  $0.63 \pm 0.02$  Hz (in the range 0.0 - 30.0 Hz).**

**Criteria for a reliable H/V curve**

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.63 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$662.5 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 31 times	<b>OK</b>	

**Criteria for a clear H/V peak**

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

<b>Exists <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.375 Hz	<b>OK</b>	
<b>Exists <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>	1.063 Hz	<b>OK</b>	
$A_0 > 2$	$4.32 > 2$	<b>OK</b>	
$f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.02994  < 0.05$	<b>OK</b>	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.01871 < 0.09375$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.5707 < 2.0$	<b>OK</b>	

$L_w$	window length
$n_w$	number of windows used in the analysis
$n_c = L_w n_w f_0$	number of significant cycles
$f$	current frequency
$f_0$	H/V peak frequency
$\sigma_f$	standard deviation of H/V peak frequency
$\varepsilon(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
$A_0$	H/V peak amplitude at frequency $f_0$
$A_{H/V}(f)$	H/V curve amplitude at frequency $f$
$f^-$	frequency between $f_0/4$ and $f_0$ for which $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
$f^+$	frequency between $f_0$ and $4f_0$ for which $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	standard deviation of $A_{H/V}(f)$ , $\sigma_A(f)$ is the factor by which the mean $A_{H/V}(f)$ curve should be multiplied or divided
$\sigma_{\log H/V}(f)$	standard deviation of $\log A_{H/V}(f)$ curve
$\theta(f_0)$	threshold value for the stability condition $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

**Threshold values for  $\sigma_f$  and  $\sigma_A(f_0)$**

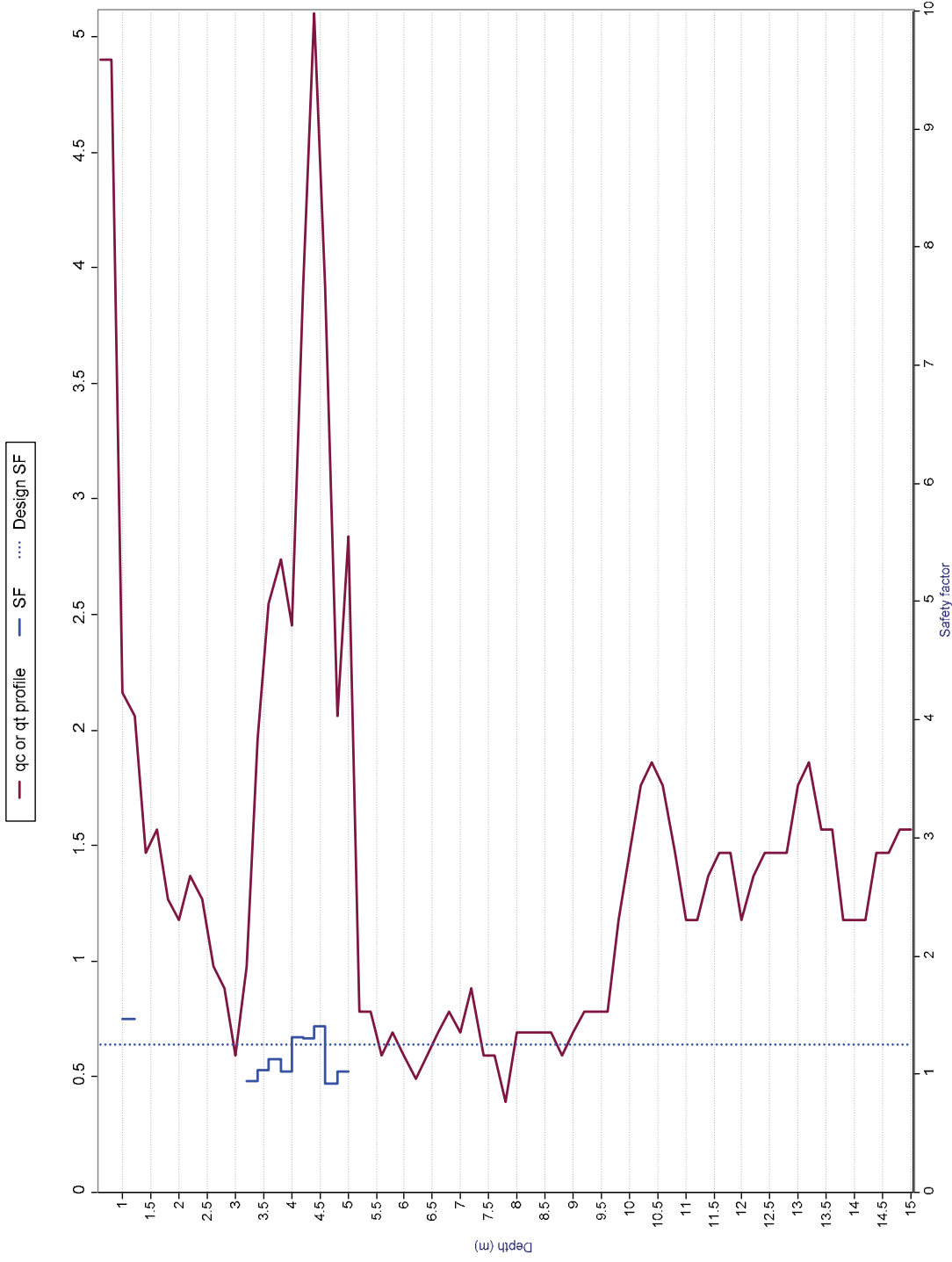
Freq. range [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ for $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ for $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

## **GEO GROUP s.r.l.**

Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia  
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

### ***ALLEGATO N° 4***

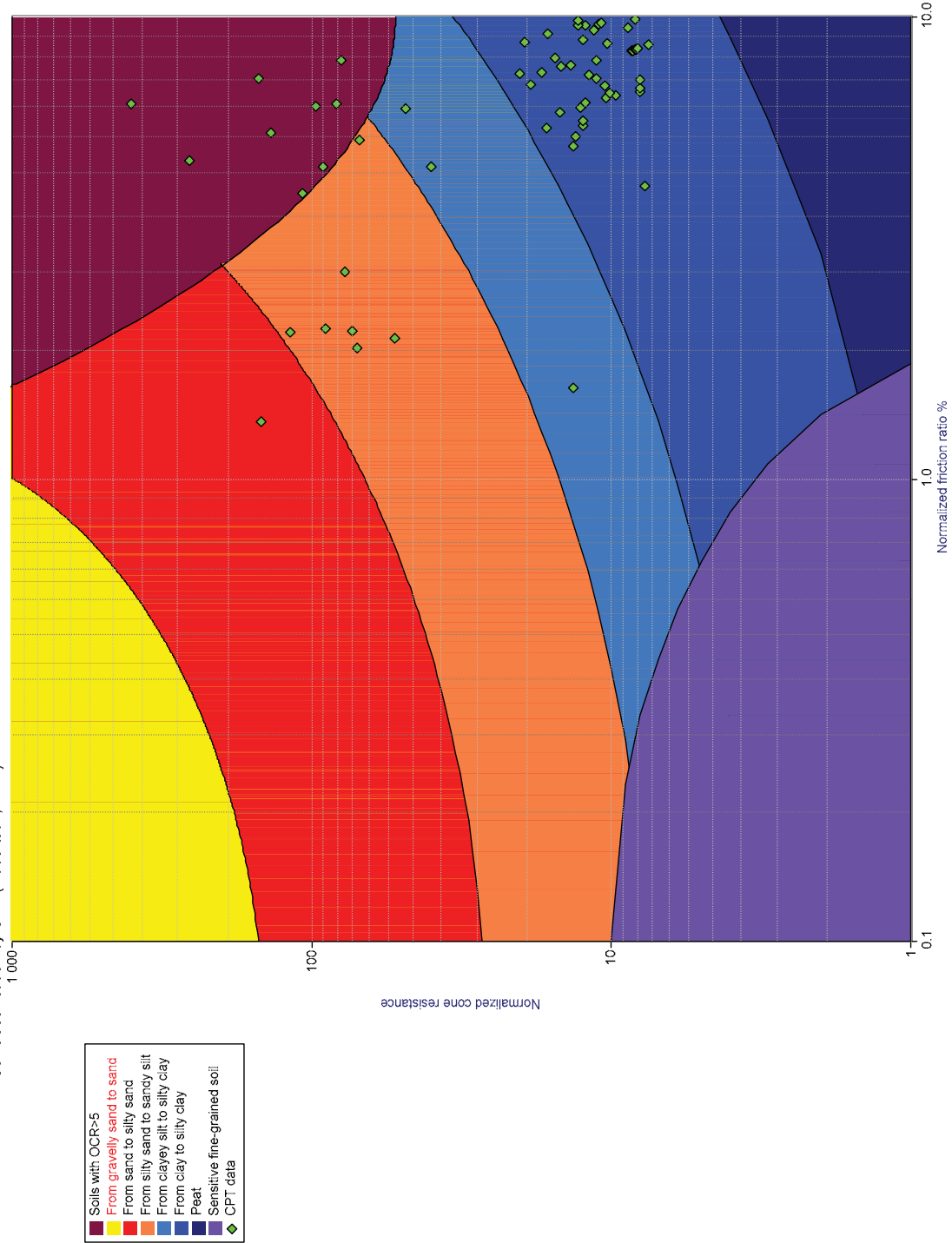
### ***Verifica alla liquefazione***



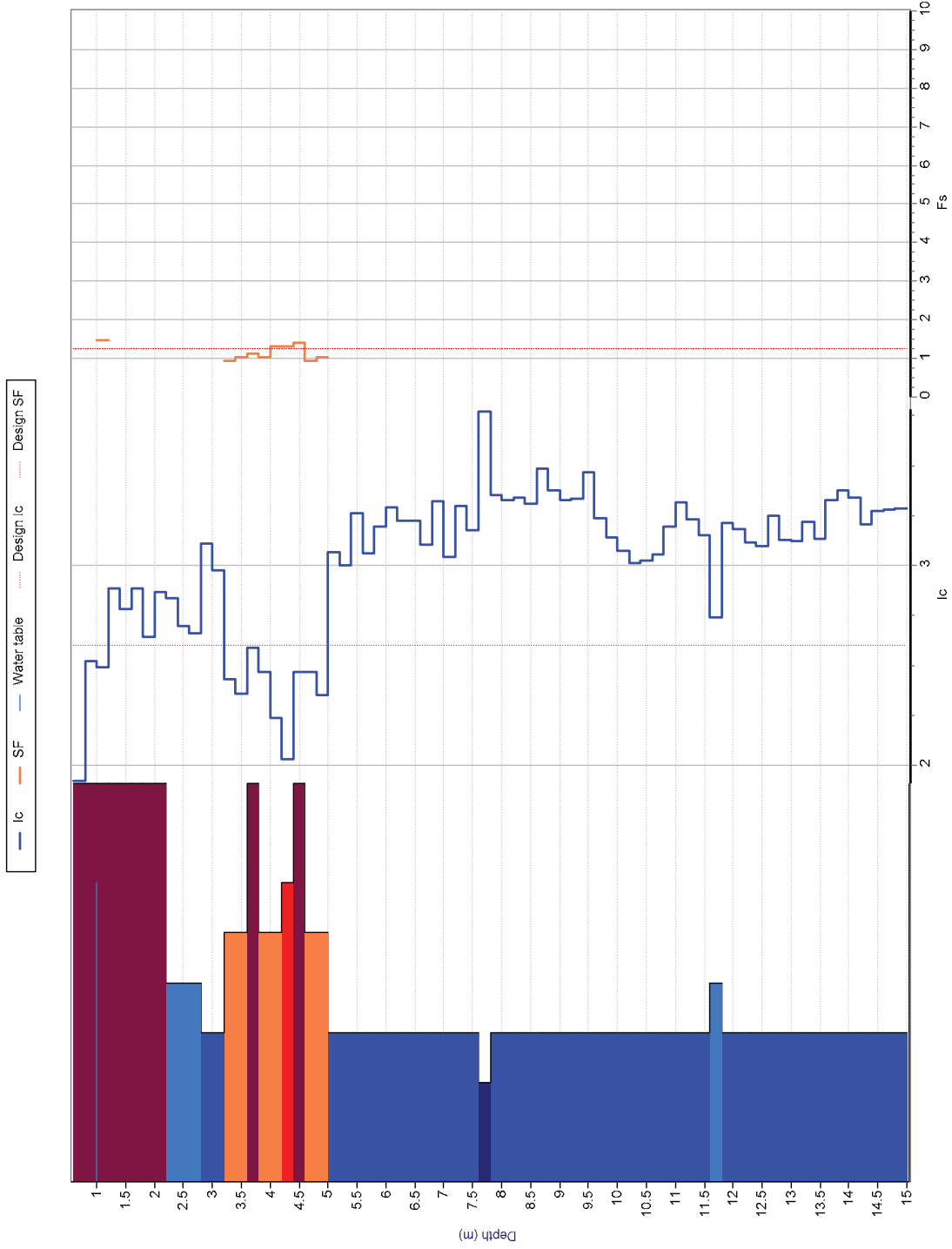
Liquefaction potential index=0.3 risk: low

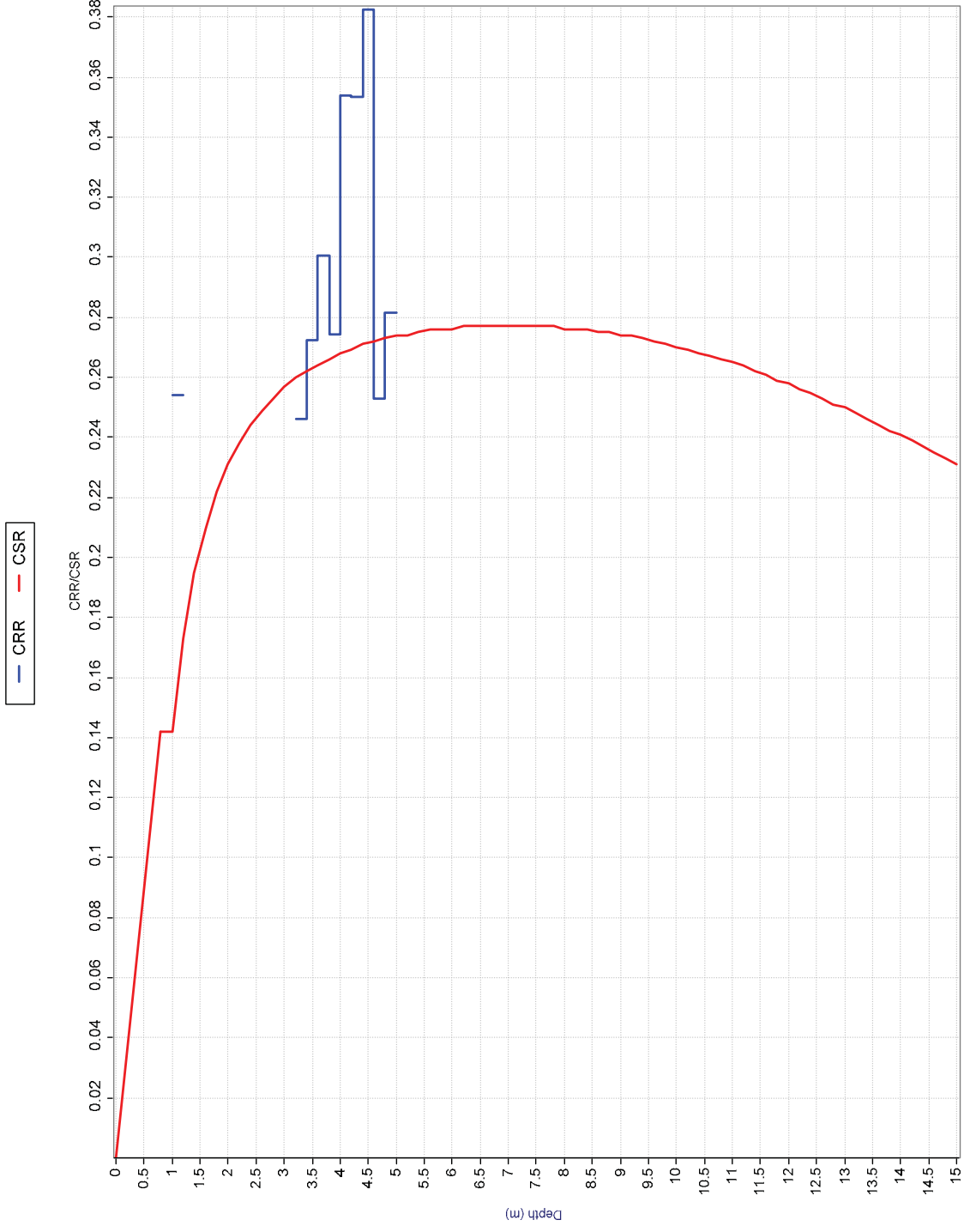
Geo Group srl Via Cesare Costa 182 Modena info@geogroupmodena.it

Soil classification by CPT (Robertson, 1990)



Ic and SF profile





**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

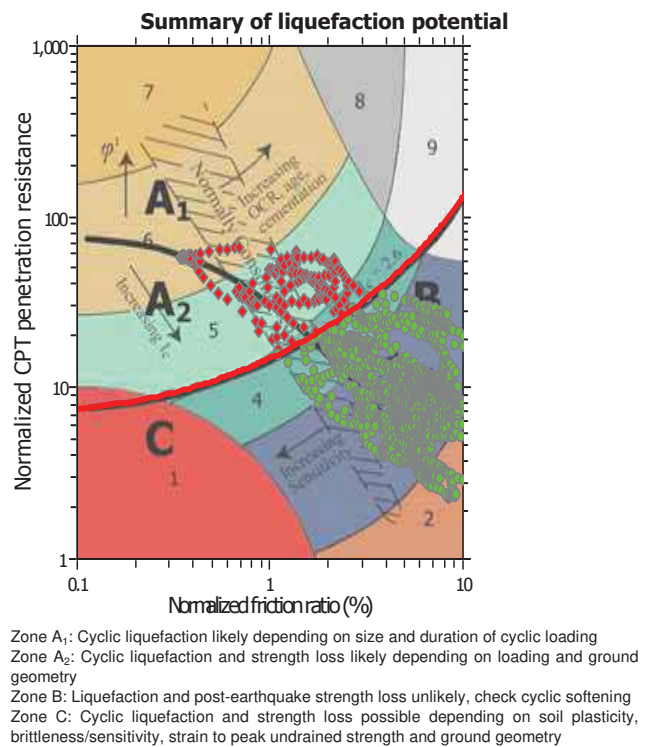
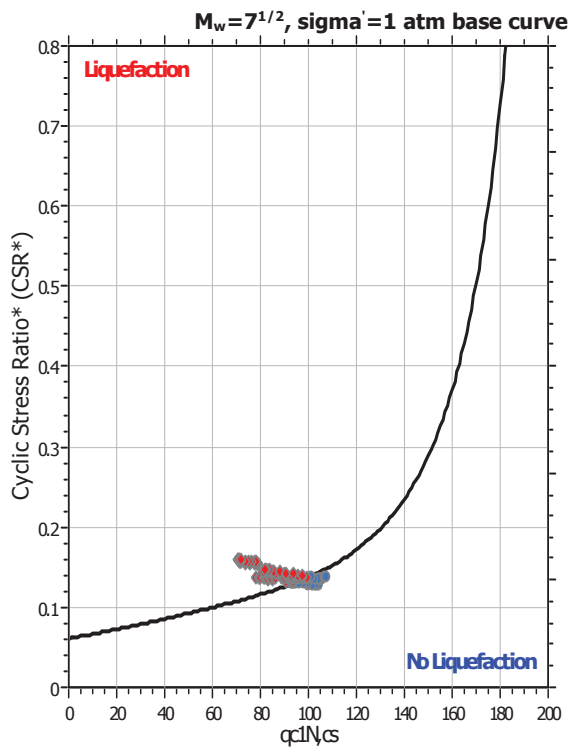
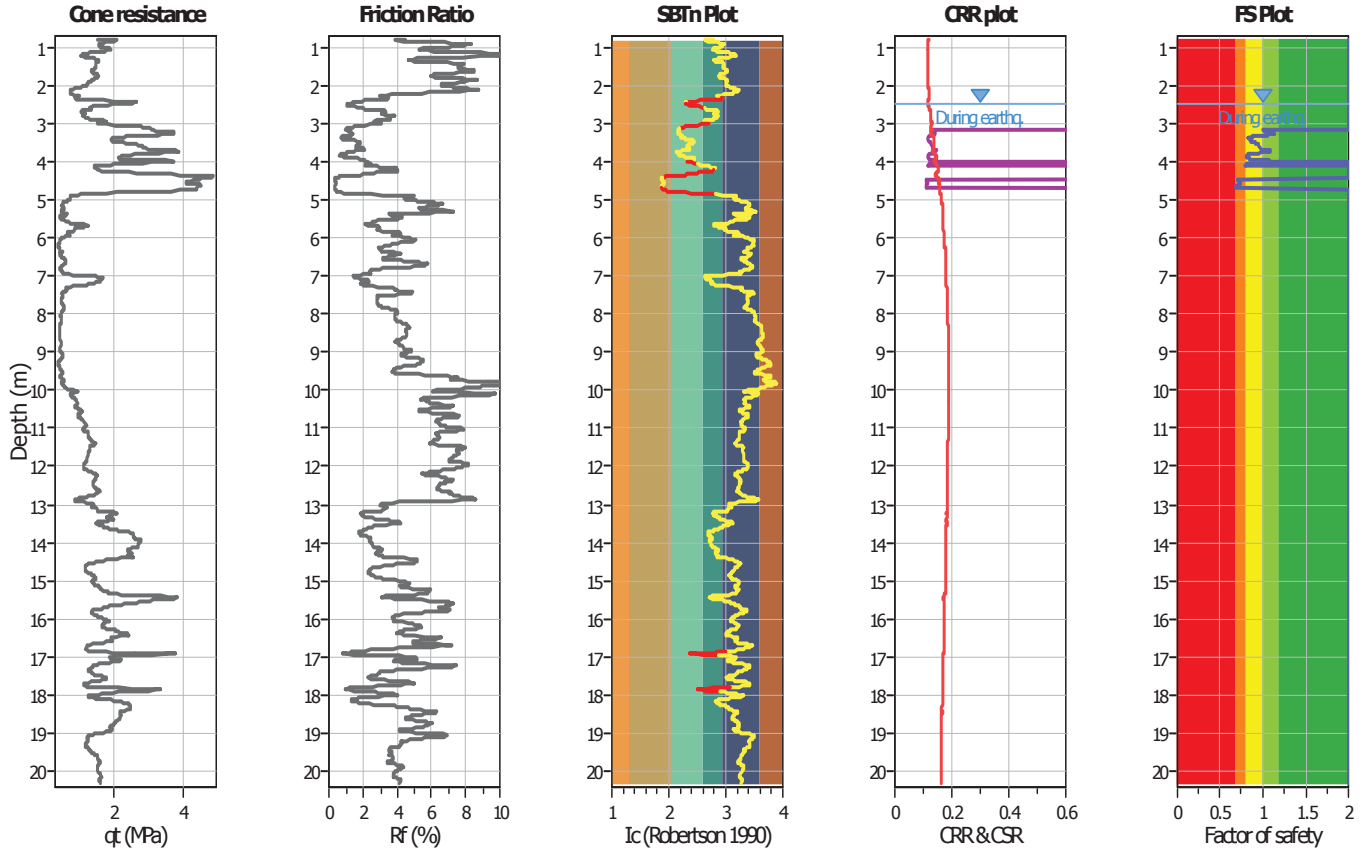
**Project title : Studio del terreno di fondazione**

**Location : Medolla**

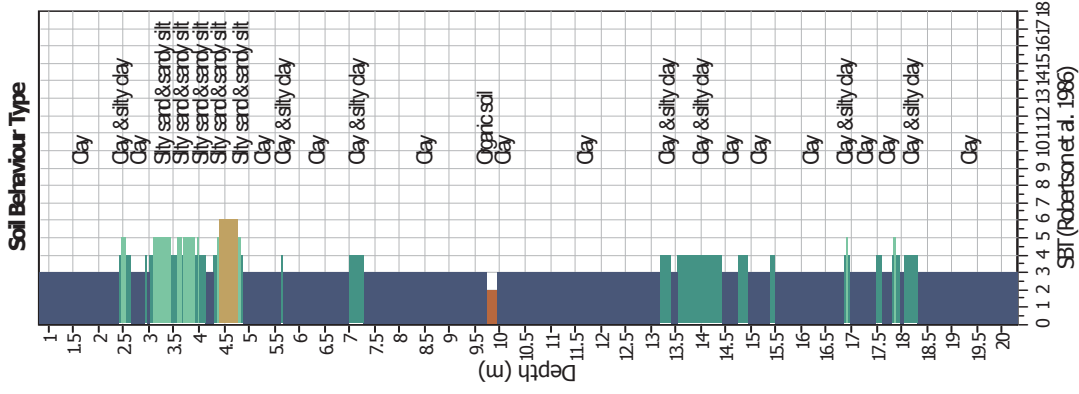
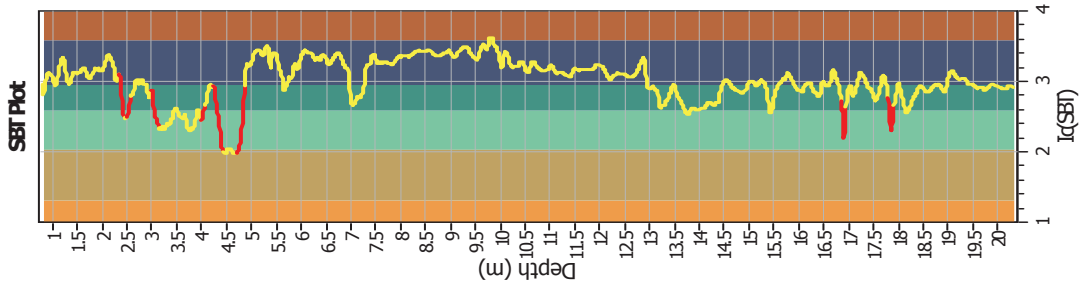
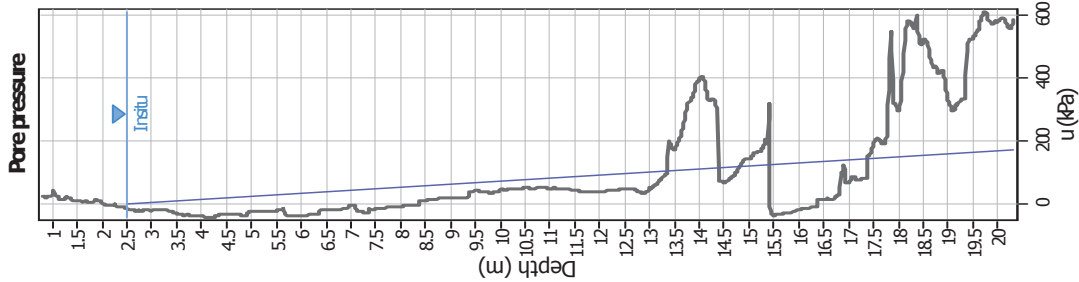
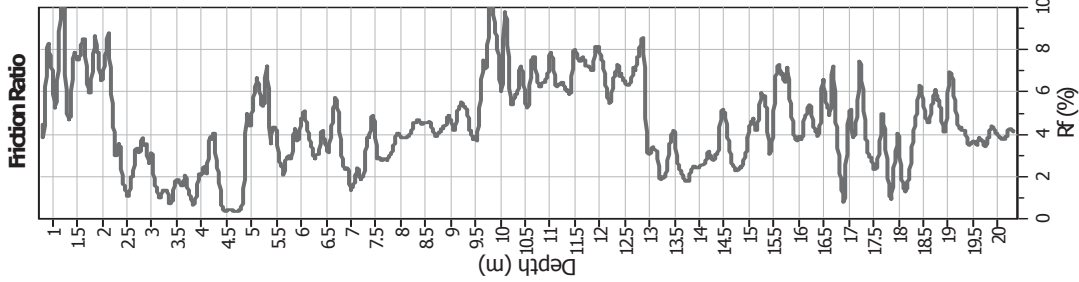
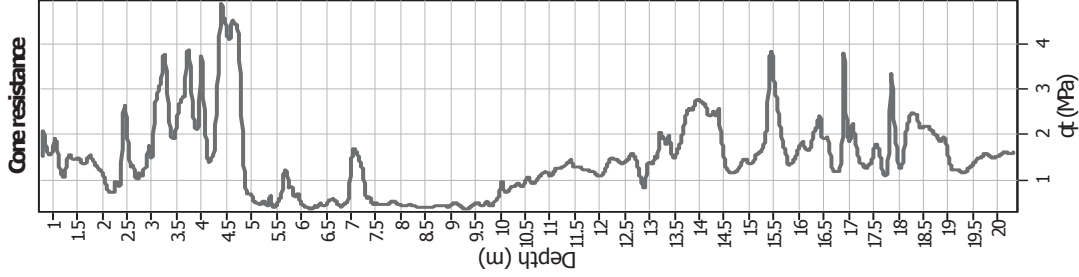
**CPT file : CPTU 1**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.22	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\gamma$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



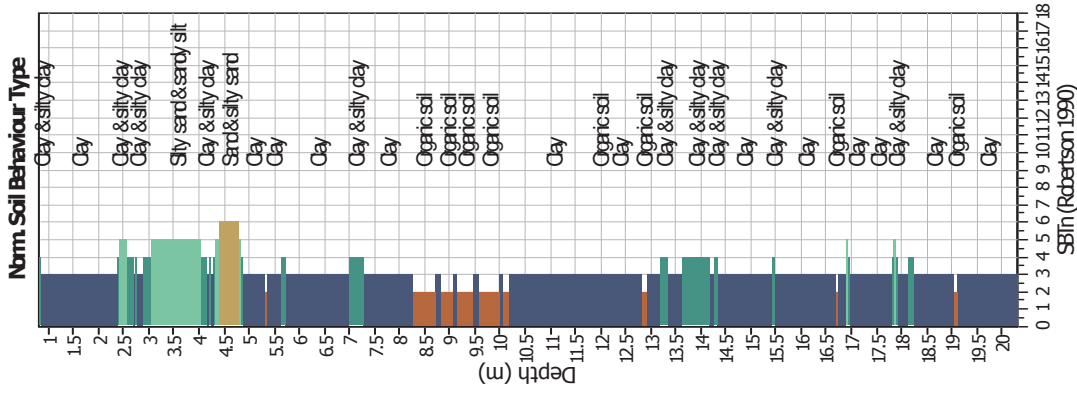
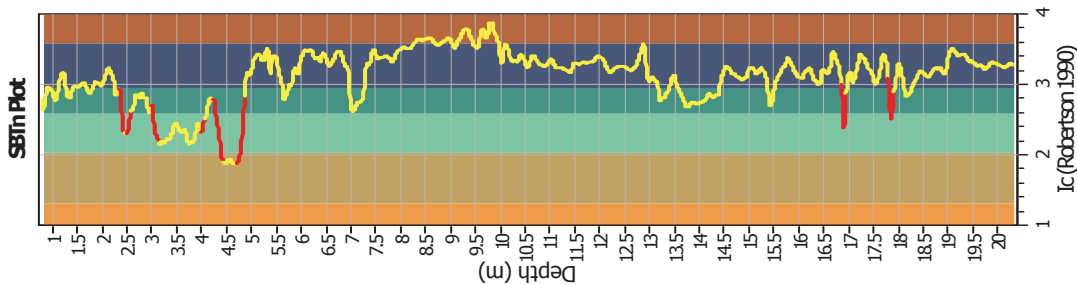
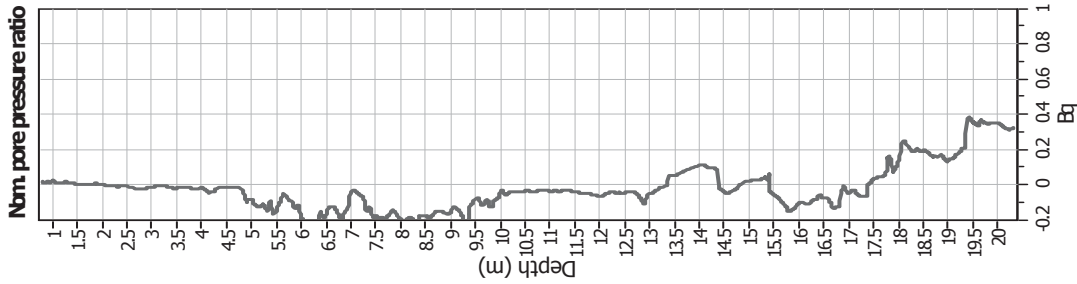
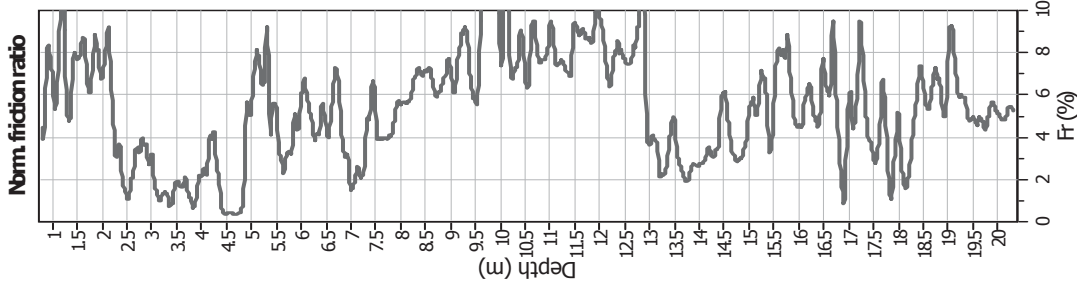
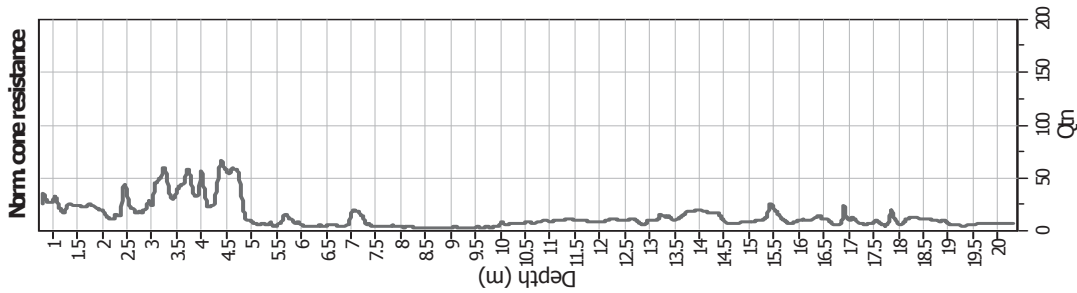
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_p$ applied:	Sands only
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	No
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	N/A
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### SBT legend

- 1. Sensitive fine grained
- 2. Organic material
- 3. Clay to silty clay
- 4. Clayey silt to silty
- 5. Silty sand to sandy silt
- 6. Clean sand to silty sand
- 7. Gravely sand to sand
- 8. Very stiff sand to
- 9. Very stiff fine grained

### CPT basic interpretation plots (normalized)



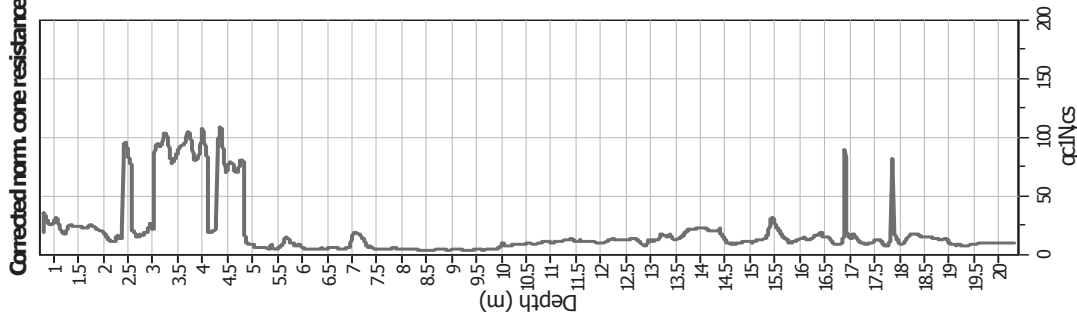
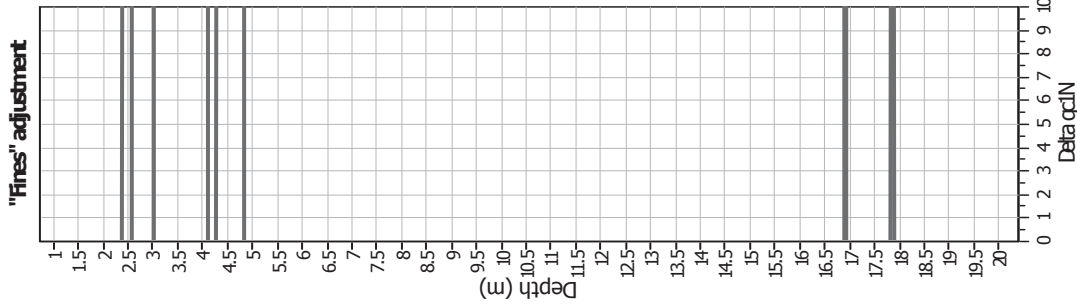
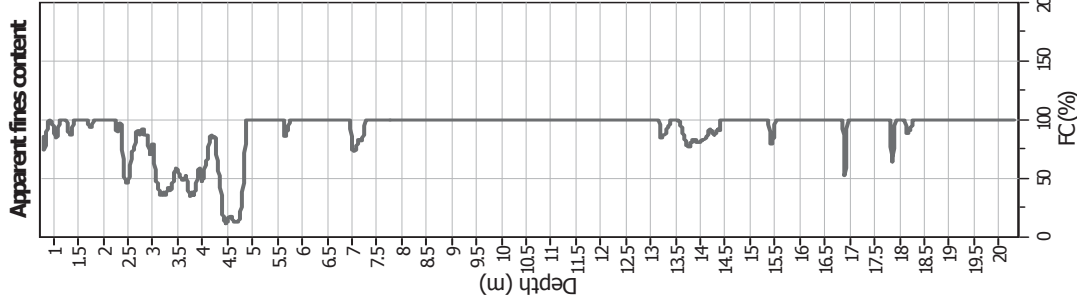
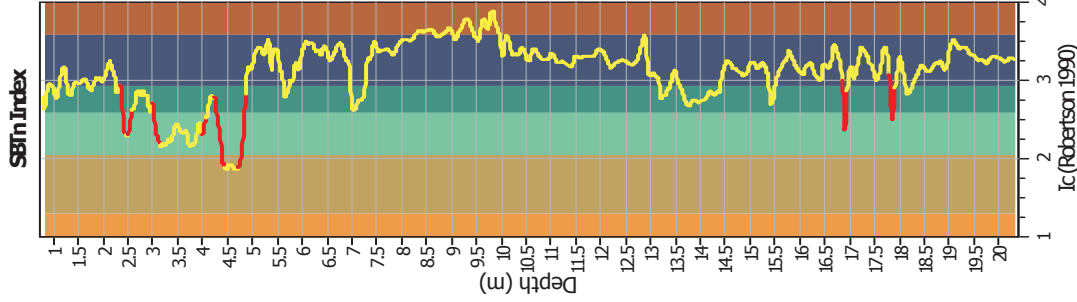
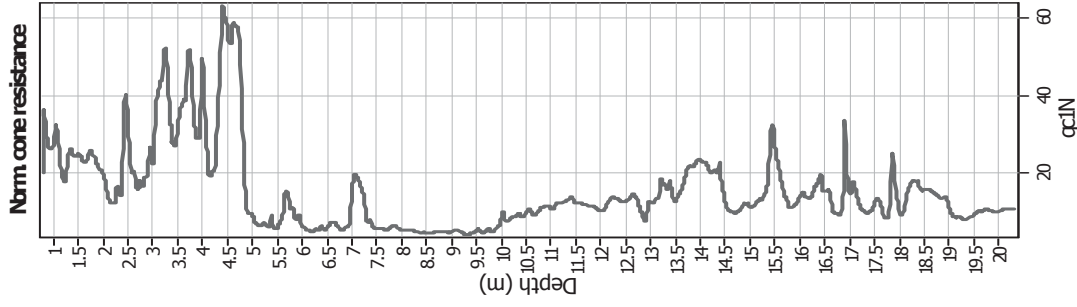
#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_p$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

#### SBTIn legend

- 1. Sensitive fine grained
- 2. Organic material
- 3. Clay to silty clay
- 4. Clayey silt to silty
- 5. Silty sand to sandy silt
- 6. Clean sand to silty sand
- 7. Gravely sand to sand
- 8. Very stiff sand to
- 9. Very stiff fine grained

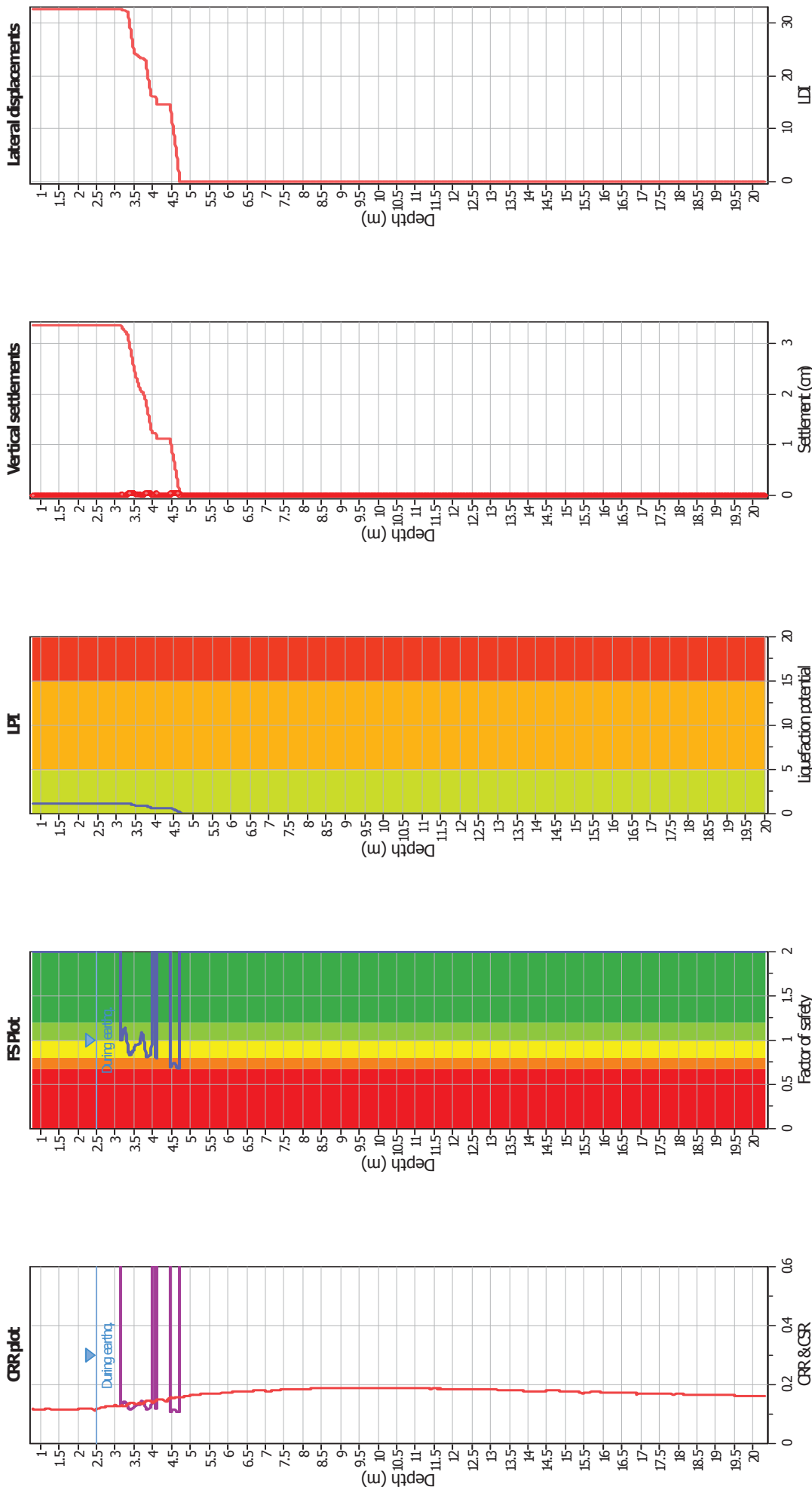
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_{cs}$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Liquefaction analysis overall plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_p$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

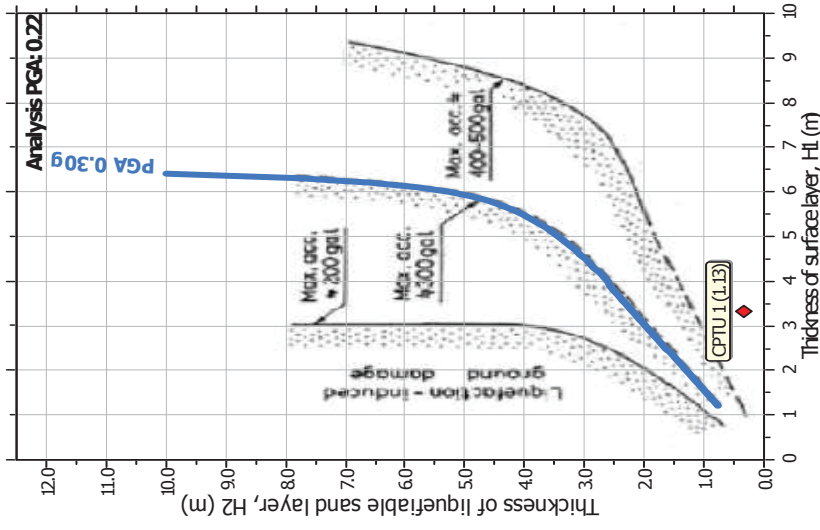
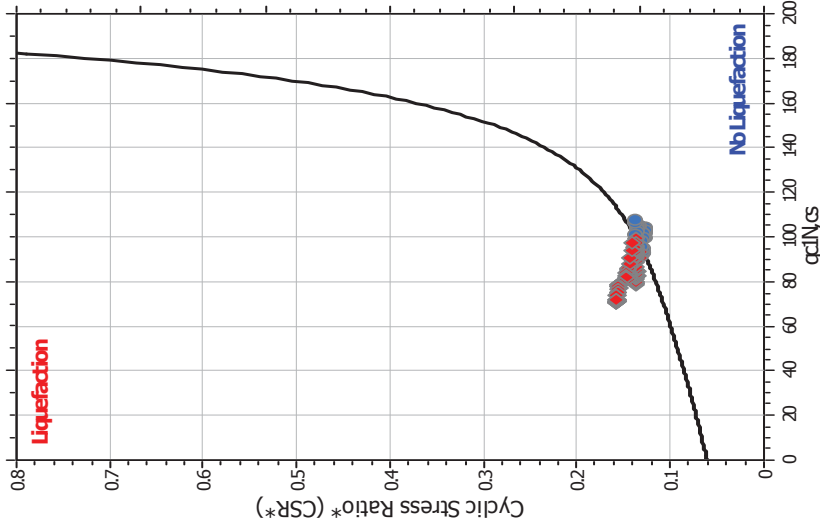
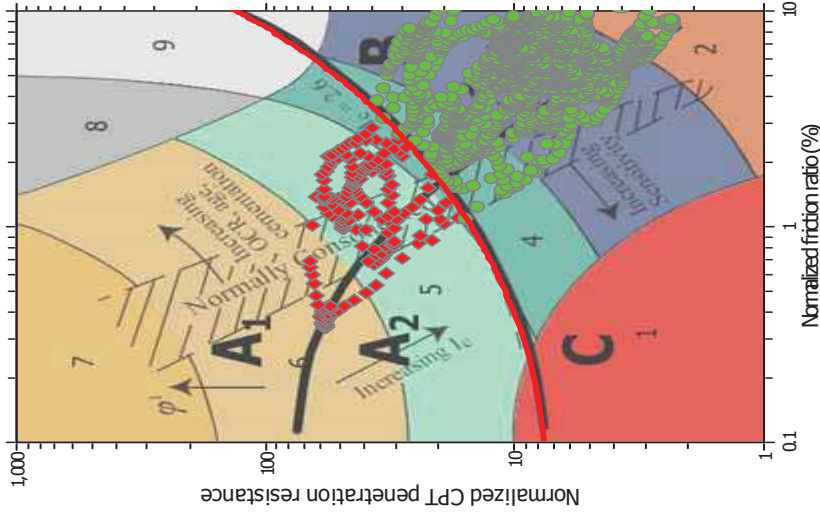
#### F.S. color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Almost certain it will liquefy
<span style="color: orange;">■</span>	Very likely to liquefy
<span style="color: yellow;">■</span>	Liquefaction and no liq. are equally likely
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Unlike to liquefy
<span style="color: green;">■</span>	Almost certain it will not liquefy

#### LPI color scheme

<span style="color: red;">■</span>	Very high risk
<span style="color: orange;">■</span>	High risk
<span style="color: lightgreen;">■</span>	Low risk

### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.50 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I <sub>c</sub> value	I <sub>c</sub> cut-off value:	2.60	K <sub>r</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.22	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	2.50 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A