

Comune di Bomporto

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)

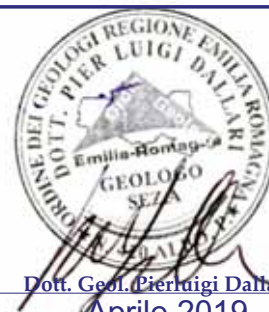
ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Relazione contenente lo studio di "MICROZONAZIONE SISMICA DEL SITO" (ai sensi della DGR 2193/2015 RER) con verifica del coefficiente di amplificazione del moto sismico secondo approccio descritto nella normativa della Regione Emilia Romagna e verifica dei fenomeni di liquefazione



OGGETTO:

**Studio del terreno di fondazione
inerente la realizzazione del
"Palazzo dello sport",
sito in Via Verdi
nel Comune di Bomporto (MO)**



Dott. Geol. Pierluigi Dallari
Aprile 2019
Rif. 240/19

ASSOCIATO



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



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

Relazione Tecnica

comprendente:

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)

MICROZONAZIONE SISMICA DEL SITO

Relazione contenente lo studio di “microzonazione sismica del sito” (ai sensi della DGR 2193/2015 RER) con verifica del coefficiente di amplificazione del moto sismico secondo approccio descritto nella normativa della Regione Emilia Romagna e verifica dei fenomeni di liquefazione

Oggetto:

Studio del terreno di fondazione inerente la realizzazione del “Palazzo dello sport”, sito in Via Verdi nel Comune di Bomporto (MO).

Indice del contenuto

1. PREMESSE.....	3
2. RELAZIONE GEOLOGICA.....	3
2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA.....	3
2.2 INDAGINI GEOTECNICHE	4
2.2.1 Prova penetrometrica statica CPTU.....	4
2.2.2 Caratteristiche geotecniche e litostratigrafiche del terreno di fondazione – CPTU	5
3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO	6
3.1 INDAGINI GEOFISICHE	6
3.1.1 Indagine sismica con metodo MASW	6
3.1.2 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr).....	7
3.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (§ 3.2.2 NTC 2018).....	8
3.3 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO	9
3.4 Analisi di risposta sismica locale	12
3.5 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (§ 7.11.3.4 NTC 2018)	21
4. RELAZIONE GEOTECNICA	26
4.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO	26
4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE	27
4.2.1 VERIFICA DEI CEDIMENTI	28
4.2.2 MODULO DI SOTTOFONDO	28
4.2.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI SLU (6.4 NNTC 2018)	29
5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE	31

Tavole

Tav. n. 1: "Carta Corografica"	scala 1: 25.000
Tav. n. 2: "Carta Topografica"	scala 1: 10.000
Tav. n. 3: "Ripresa fotografica generale dell'area di interesse"	scala grafica
Tav. n. 4: "Carta della litologia di superficie"	scala 1: 5.000
Tav. n. 5: "Indagini geognostiche"	scala grafica

Allegati

ALL. n. 1 Prove penetrometriche CPT corredate di interpretazione geotecnica
ALL. n. 2 Verifiche geotecniche
ALL. n. 3 Indagini sismiche
ALL. n. 4 Verifica alla liquefazione

1. PREMESSE

Nel mese di aprile 2019 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente il progetto di realizzazione del “Palazzo dello sport”, sito in Via Verdi nel Comune di Bomporto (MO).



Fig. 1.1: Inquadramento geografico dell'area di interesse; immagine tratte da Google Maps.

2. RELAZIONE GEOLOGICA

2.1 MODELLAZIONE GEOLOGICA DEL SITO - GEOLOGIA

Da quanto si evince dalla “Carta della litologia di superficie” allegata (**tav. n. 4**), tratta dal “Progetto CARG” della Regione Emilia-Romagna, Servizio Geologico Sismico e del Suolo, nell’area oggetto di studio affiora la seguente litologia:

SUCCESSIONE NEOGENICO-QUATERNARIA DEL MARGINE APPENNINICO PADANO

AES8a – Unità di Modena

Depositi ghiaiosi passanti a sabbie e limi di terrazzo alluvionale. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcareo, grigio-giallastro o bruno grigiastro. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (< 10 m). *Post-VI secolo d.C.*

L’area oggetto di studio è posta nella pianura modenese, in una zona pianeggiante alla quota topografica media di circa 25.00 m s.l.m..

2.2 INDAGINI GEOTECNICHE

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto è stata eseguita in sito la seguente indagine geognostica:

- ***n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono CPTU, eseguita in data 17/04/19.***

I risultati dell'indagine sono riportate nell'**allegato n. 1**, mentre l'ubicazione è illustrata nella **tav. n. 5**.

2.2.1 Prova penetrometrica statica CPTU

La prova penetrometrica statica con punta elettrica (CPTE/U), 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 Δu quella generata dallo sforzo alla penetrazione nel terreno.

Il piezocono utilizzato è un TGAS07 della Pagani Geotechnical Equipment 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. Si riporta di seguito lo schema con le caratteristiche del piezocono utilizzato.

Caratteristiche del Piezocono			
Canali di misura:		Dimensioni:	
Resistenza di punta (q_c):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (f_s):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

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

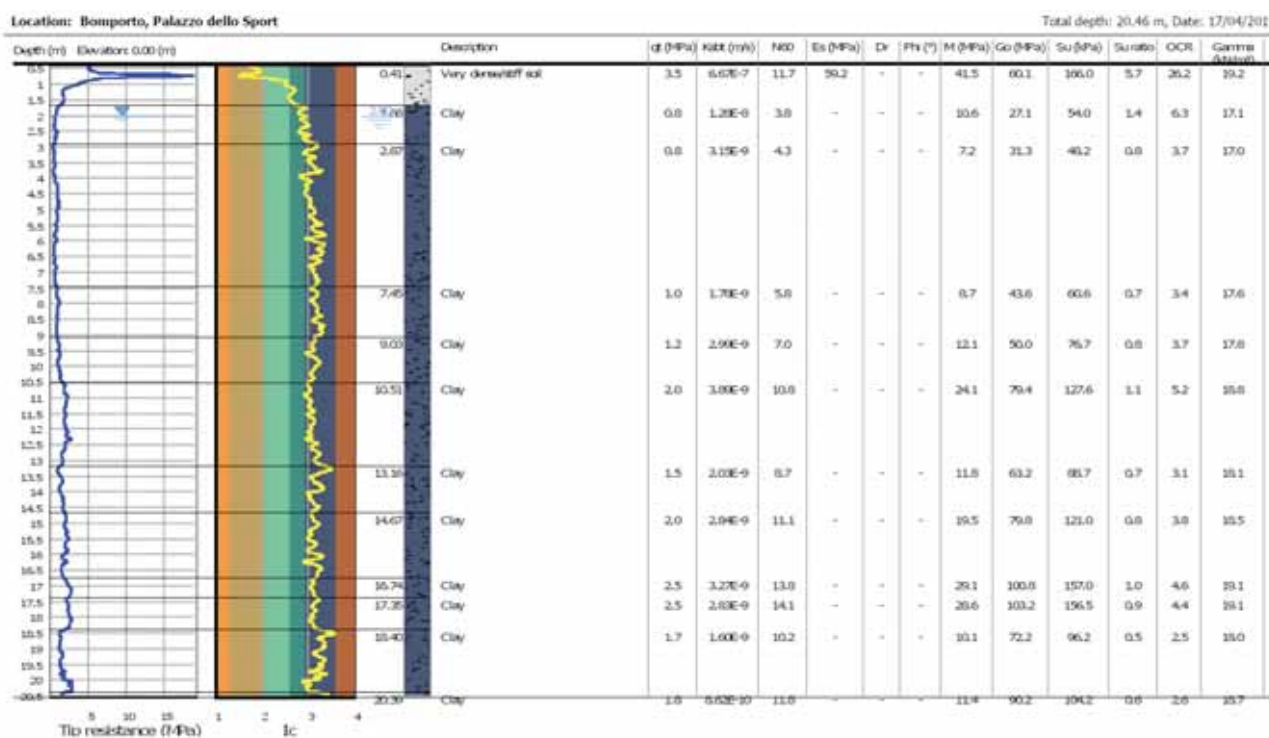
2.2.2 Caratteristiche geotecniche e litostratigrafiche del terreno di fondazione – CPTU

Nell'area oggetto di studio è stata eseguita, in data 17/04/19, **n. 1 prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono CPTU**, spinta fino alla seguente profondità:

INDAGINI	PROFONDITÀ	LIVELLO FALDA FREATICA
CPTU	-20.46 m da p.c.	-2.00 m da p.c. (17/04/19)

Dall'esecuzione della prova penetrometrica statica CPTU, la cui elaborazione è riportata in **allegato n. 1**, sono stati ottenuti i parametri geotecnici e la litostratigrafia del sottosuolo, visibili nello stesso allegato.

Al termine della prova penetrometrica statica con piezocono CPTU è stata rilevata la soggiacenza della falda freatica mediante l'utilizzo di un freatimetro elettroacustico. Il livello della falda freatica è riportato nella tabella soprastante.



3. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

3.1 INDAGINI GEOFISICHE

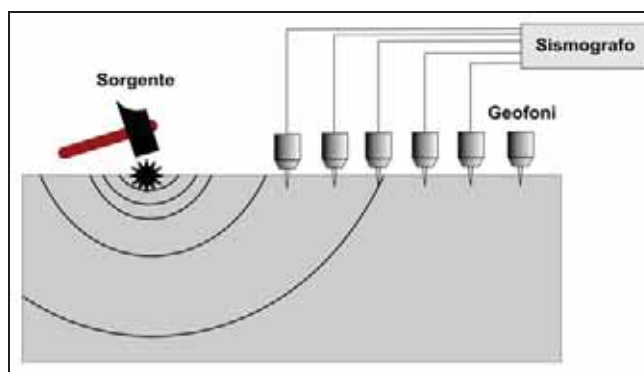
Per la caratterizzazione sismica dell'area di studio, in data **17/04/19**, sono state eseguite in sito le seguenti indagini geofisiche:

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

I risultati delle indagini sismiche sopra citate sono riportati integralmente nell'**allegato n. 3**, mentre la loro ubicazione è illustrata nella **tavola n. 5**.

3.1.1 Indagine sismica con metodo MASW

Per misurare le velocità delle onde di taglio si possono eseguire prospezioni sismiche mediante stendimenti superficiali, utilizzando geofoni verticali da 4.5 Hz ed acquisendo attivamente i segnali delle onde rifratte alla superficie mediante una sorgente artificialmente provocata. Questa tecnica, nota con la sigla **MASW** (Multichannel Analysis of Surface Waves), permette di ricostruire il profilo verticale delle Vs con procedimenti di modellazione diretta delle velocità di fase delle onde, rifratte alla superficie. Partendo dal sismogramma registrato mediante sorgente energizzante in asse con lo stendimento, viene eseguita un'analisi spettrale che ha consentito di elaborare un'immagine della distribuzione del segnale di velocità sismica in funzione delle diverse frequenze che lo compongono. Da tale elaborazione, tramite una fase di "picking" del segnale ad elevata intensità è stata ottenuta la "**curva di dispersione**", dalla cui inversione è stato calcolato il **modello sismo-stratigrafico** espresso in termini di velocità delle onde di taglio (Vs). I dati sono stati registrati mediante un sismografo *Geode Geometrics* 24 bit con filtri disinseriti, velocità di campionamento (sample rate) di 0.25 millisecondi e lunghezza delle acquisizioni di 2 secondi. Si effettuano battute poste ad offset diversi (10 m e 15 m di distanza dal primo geofono) mediante grave da 8.0 kg di massa.



Schema di Array lineare e punto energizzante.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, $V(\text{fase})/\text{freq.}$, può essere convertito nel profilo $V_s/\text{profondità}$. Tale metodo non è univoco e quindi il modello che ne scaturisce è un modello teorico; per questo motivo è preferibile operare in presenza di dati di taratura (come nel caso specifico) onde ricavare il modello reale.

3.1.2 Indagini sismiche Horizontal to Vertical Spectral Ratio (HVSr)

La caratterizzazione sismica dei terreni tramite la tecnica di **indagine sismica passiva HVSr** (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio – Metodo di Nakamura*) è finalizzata all'individuazione delle frequenze caratteristiche di risonanza di sito. Esse sono correlabili ai cambi litologici presenti sia all'interno della copertura che nell'ammasso roccioso. L'utilizzo di algoritmi di calcolo finalizzati ad una modellizzazione sintetica dello spettro H/V, permette di correlare ogni picco spettrale con le discontinuità presenti nel sottosuolo (per esempio i cambi litologici). I dati che si possono ricavare sono spessori, profondità e velocità di propagazione delle onde di taglio all'interno del sismo-strato individuato. Tramite l'elaborazione di moti superiori e l'analisi dell'andamento delle tre componenti del moto, è possibile distinguere i picchi di origine naturale da quelli generati dai moti superiori o da artefatti, al fine di garantire una corretta interpretazione dello spettro sismico registrato. La tecnica dei rapporti spettrali (HVSr) trova la sua massima applicazione negli studi di microzonazione sismica poiché fornisce un parametro fondamentale (frequenza propria di risonanza di sito) per una corretta progettazione di edifici antisismici. Negli ultimi anni si è affermata anche per la sua versatilità poiché si è dimostrato come lo spettro sismico può rappresentare un modello sismo – stratigrafico del sottosuolo.

La tecnica **HVSr** è totalmente **non invasiva, molto rapida**, si può applicare ovunque e non necessita di nessun tipo di perforazione, né di stendimenti di cavi, né di energizzazioni esterne diverse dal rumore ambientale che in natura esiste ovunque. Per l'acquisizione dei dati è stato utilizzato un "velocimetro triassiale" conforme alle norme SESAME.

I risultati che si possono ottenere da indagini sismiche HVSr sono:

- La **frequenza caratteristica di risonanza del sito** che rappresenta un parametro fondamentale per il corretto **dimensionamento degli edifici antisismici**. Si dovranno adottare adeguate precauzioni nell'edificare strutture aventi la stessa frequenza di vibrazione del terreno, per evitare l'effetto di "**doppia risonanza**", fenomeno estremamente pericoloso per la stabilità delle costruzioni.
- La **frequenza fondamentale di risonanza di un edificio**, qualora la misura venga effettuata all'interno dello stesso. In seguito sarà possibile confrontarla con quella caratteristica del sito e capire se, in caso di sisma, la costruzione potrà essere o meno a rischio.

- La **stratigrafia del sottosuolo** con un *range* di indagine compreso tra 0.5 e 700 m di profondità, anche se il dettaglio maggiore si ha nei primi 100 metri. Il principio su cui si basa la tecnica **HVSR**, in termini di **stratigrafia del sottosuolo**, è rappresentato dalla definizione di strato, inteso come unità distinta da quelle sopra e sottostanti per un **contrasto d'impedenza**, ossia per il rapporto tra i prodotti di velocità delle onde sismiche nel mezzo e densità del mezzo stesso.

Dall'analisi HVSR eseguita in sito, e riportata integralmente nell'**allegato n. 3** è stato individuato un picco H/V di probabile origine stratigrafica alla frequenza **f=0.69 Hz** e **0.63 Hz**, anche se non rispetta i criteri Sesame.

3.2 CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (§ 3.2.2 NTC 2018)

Per determinare il parametro V_{s30} e definire quindi la categoria di sottosuolo dell'area indagata (§ 3.2.2 NTC 2018) sono state eseguite in sito le indagini sismiche descritte nel precedente paragrafo. L'elaborazione delle indagini sismiche sopra citate restituisce un grafico che riporta la curva di dispersione attraverso un'immagine a colori che mostra il profilo delle velocità delle onde di Rayleigh come velocità di fase e frequenza. Analizzando tale grafico si ottiene un modello teorico dell'andamento delle Vs con la profondità fino ad una quota di -30.00 m dal piano di posa delle fondazioni, attraverso la formula:

$$V_{s,30} = \frac{30}{\sum_i \frac{h_i}{V_{si}}}$$

Dall'elaborazione dell'indagine sismica eseguita si è ottenuto il valore di V_{s30} pari a: **$V_{s,30}=205$ m/s.**

Pertanto, secondo la classificazione del sottosuolo imposta dal NTC 2018, si definisce il terreno di fondazione dell'area studiata 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**.

3.3 AZIONE SISMICA E RISPOSTA SISMICA DEL SITO

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Bomporto (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3** (Fig. 3.1).

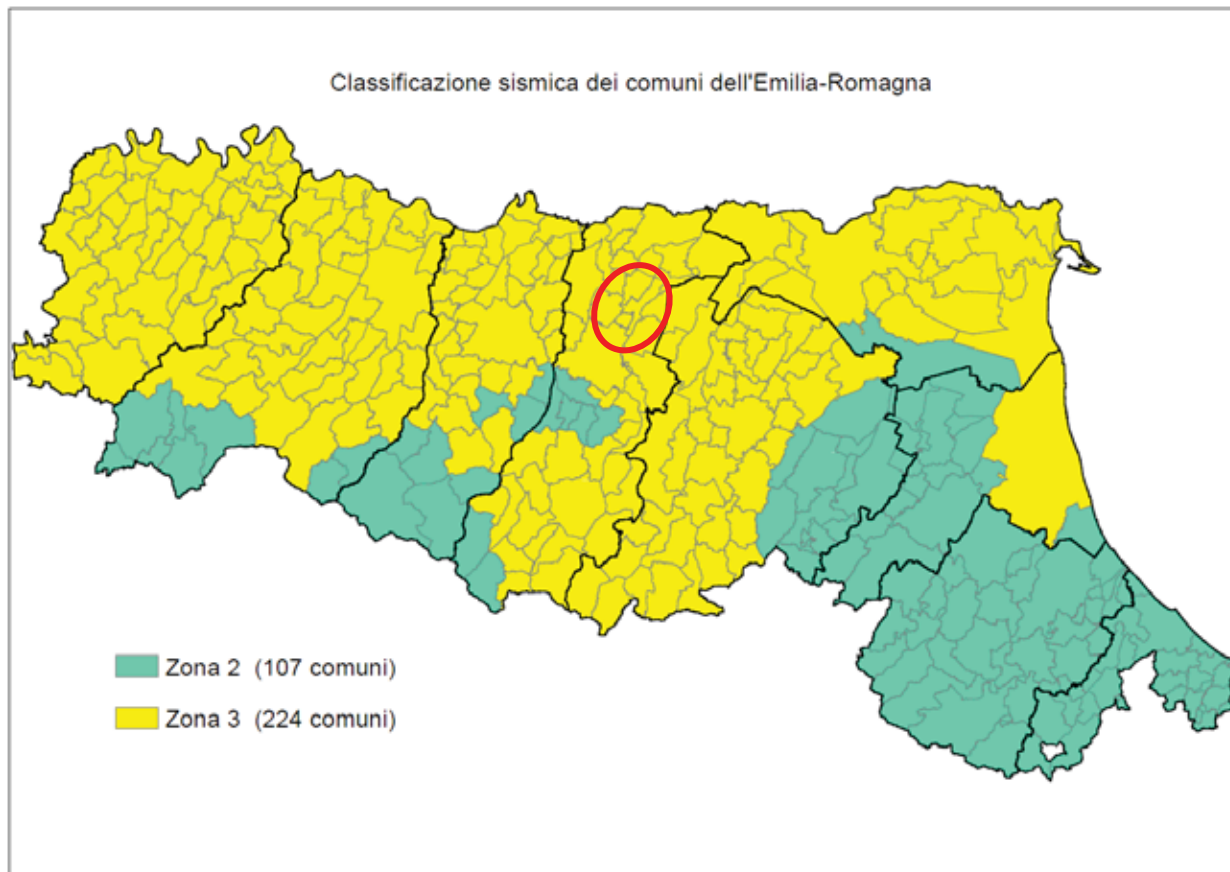


Fig. 3.1: Classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna (DGR 1164/2018).

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 NTC 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 l'area in oggetto, identificata dalle seguenti coordinate geografiche (**Sistema di riferimento ED50**): Latitudine: 44.729382°, Longitudine 11.040692°, in relazione a un periodo di riferimento T_R stimato di **712 anni**, considerando una classe dell'edificio pari a **III**, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa a_g pari a **$a_{g\text{ attesa}} = 0.184$** .

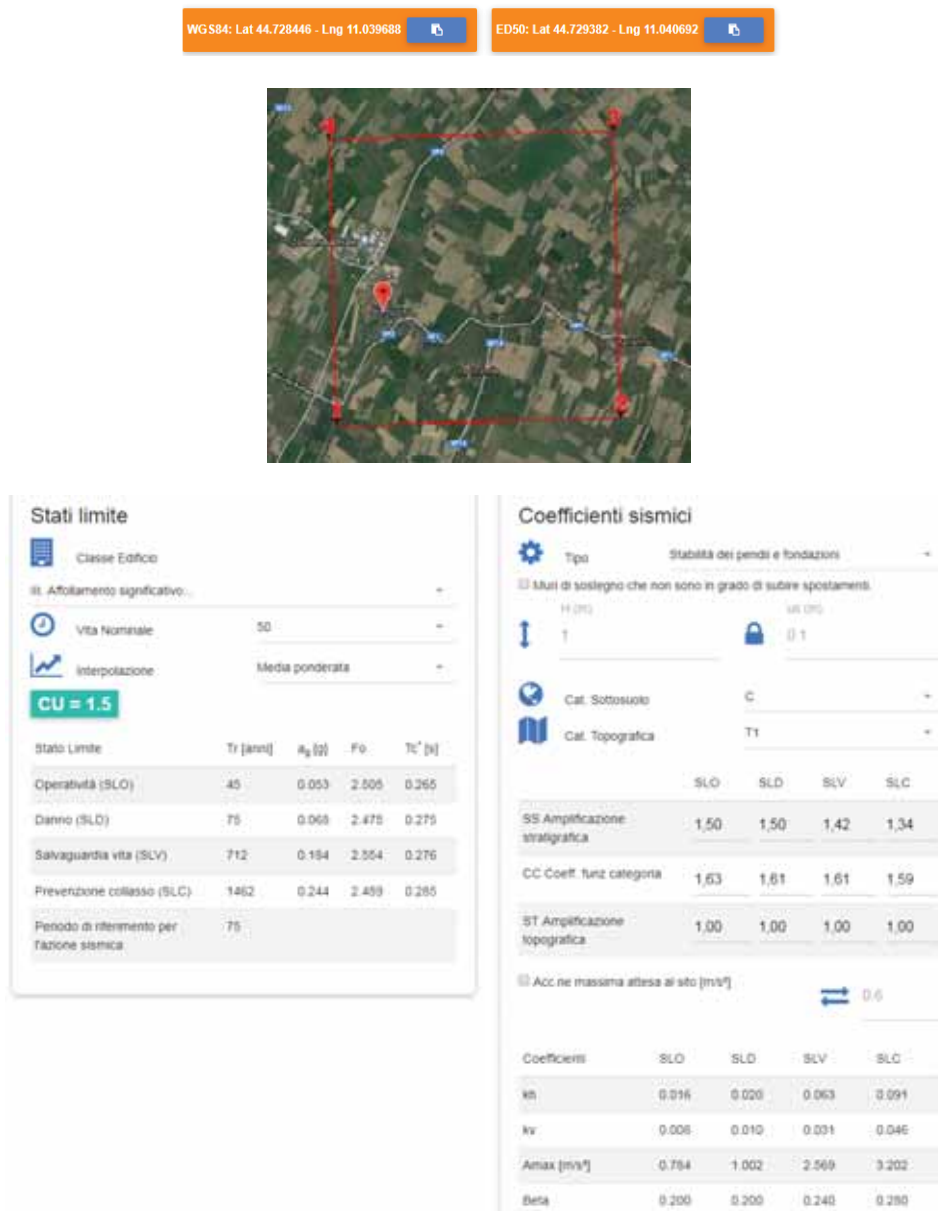


Fig. 3.1: Parametri sismici caratteristici della maglia di punti riportata in figura, in cui ricade l'area oggetto del presente studio (da www.geostru.com/us/parametri-sismici/)

L'accelerazione orizzontale di picco attesa a_g è 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 T_c^* dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sopra.

Ai fini della definizione dell'azione sismica, determinata la pericolosità sismica di base, occorre valutare gli **effetti di sito** mediante specifiche analisi di risposta sismica locale.

Per la definizione dell'azione sismica, sulla base di quanto previsto dalle N.N.T.C., 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 **dall'indagine geofisica eseguita in sito**, si **classifica** il terreno di fondazione in oggetto, come appartenente alla **categoria C**.

Poiché tale valore di accelerazione sismica orizzontale a_g si riferisce al *bedrock*, per definire il valore di a_g in superficie si calcola inizialmente il fattore stratigrafico S_s , essendo in classe C, si avrà:

$$S_s = 1,00 \leq 1,70 - (0,60 \cdot F_o \cdot a_g/g) \leq 1,50$$

dove:

- F_o = fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2; per il sito oggetto di studio tale valore, calcolato mediante l'utilizzo di apposito software, risulta pari a **2.554**;
- a_g/g = accelerazione orizzontale del sito, con tempo di ritorno pari a **712 anni**/accelerazione di gravità;
- S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica o fattore stratigrafico, calcolato tramite la relazione 4.1.1; per il sito oggetto di studio risulta pari a **1.42**.

Successivamente, sulla base delle condizioni topografiche del sito studiato, si calcola il fattore topografico S_T dalla seguente tabella:

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

Per l'area studiata, sita, come suddetto in una zona di pianura e appartenente, quindi alla categoria topografica **T1**, si ottiene un fattore topografico S_T pari a **1.0**.

In base a tali valori del fattore stratigrafico S_s e del fattore topografico S_T si procede al calcolo dell'accelerazione massima orizzontale A_{max} :

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.42 \cdot 1.0 \cdot 0.184 \text{ g} = 0.261 \text{ g}$$

3.4 Analisi di risposta sismica locale

È stata definita l'azione sismica di progetto secondo uno studio di **risposta sismica locale**, secondo il 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 γ 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 γ . 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 (ρ). Le relazioni sono le seguenti:

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

$$v_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}}$$

$$G^* = G(1 - 2D^2 + i2D\sqrt{1 - D^2}) \simeq G(1 + i2D)$$

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

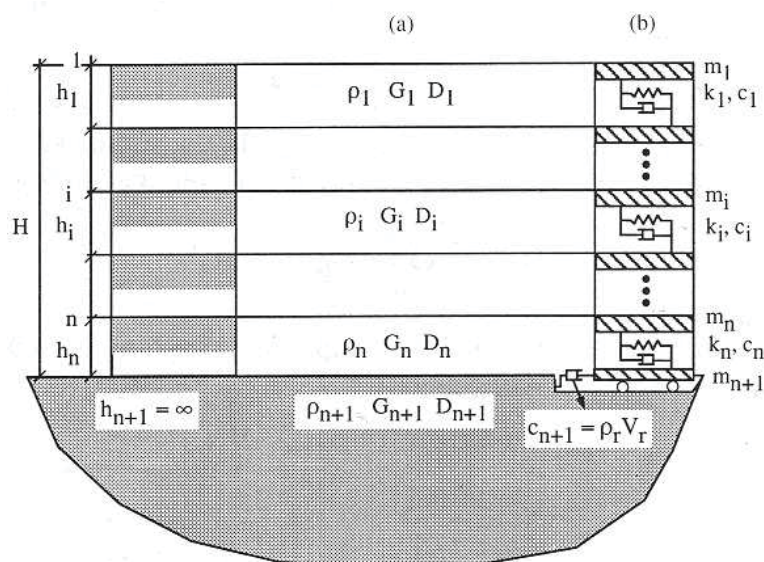


Fig. 3.2: Modello a strati continui adottato per la simulazione con il codice di calcolo STRATA.

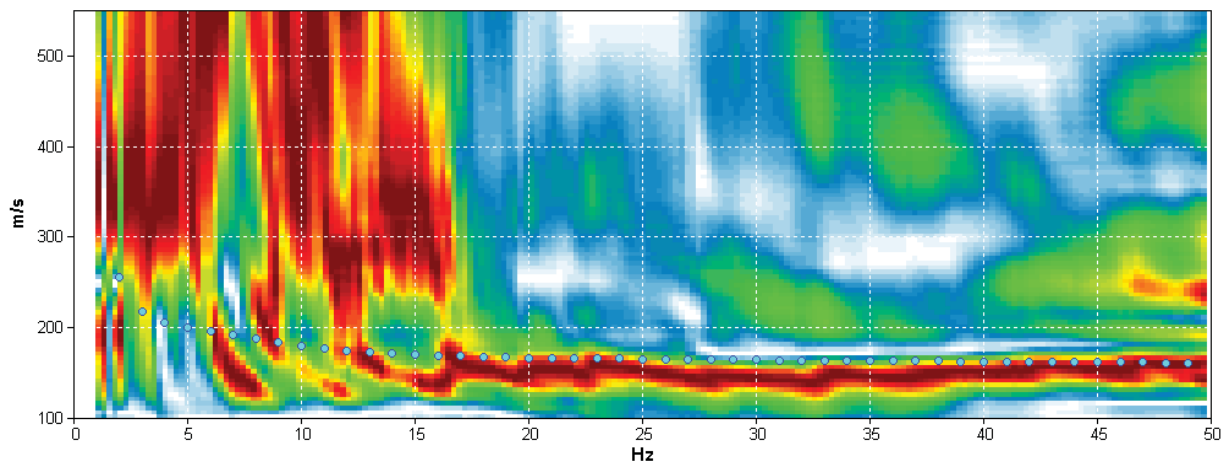
MODELLO SIMULATO

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 delle indagini sismiche eseguite in sito integrate con dati di bibliografia. Si illustra successivamente il modello utilizzato:

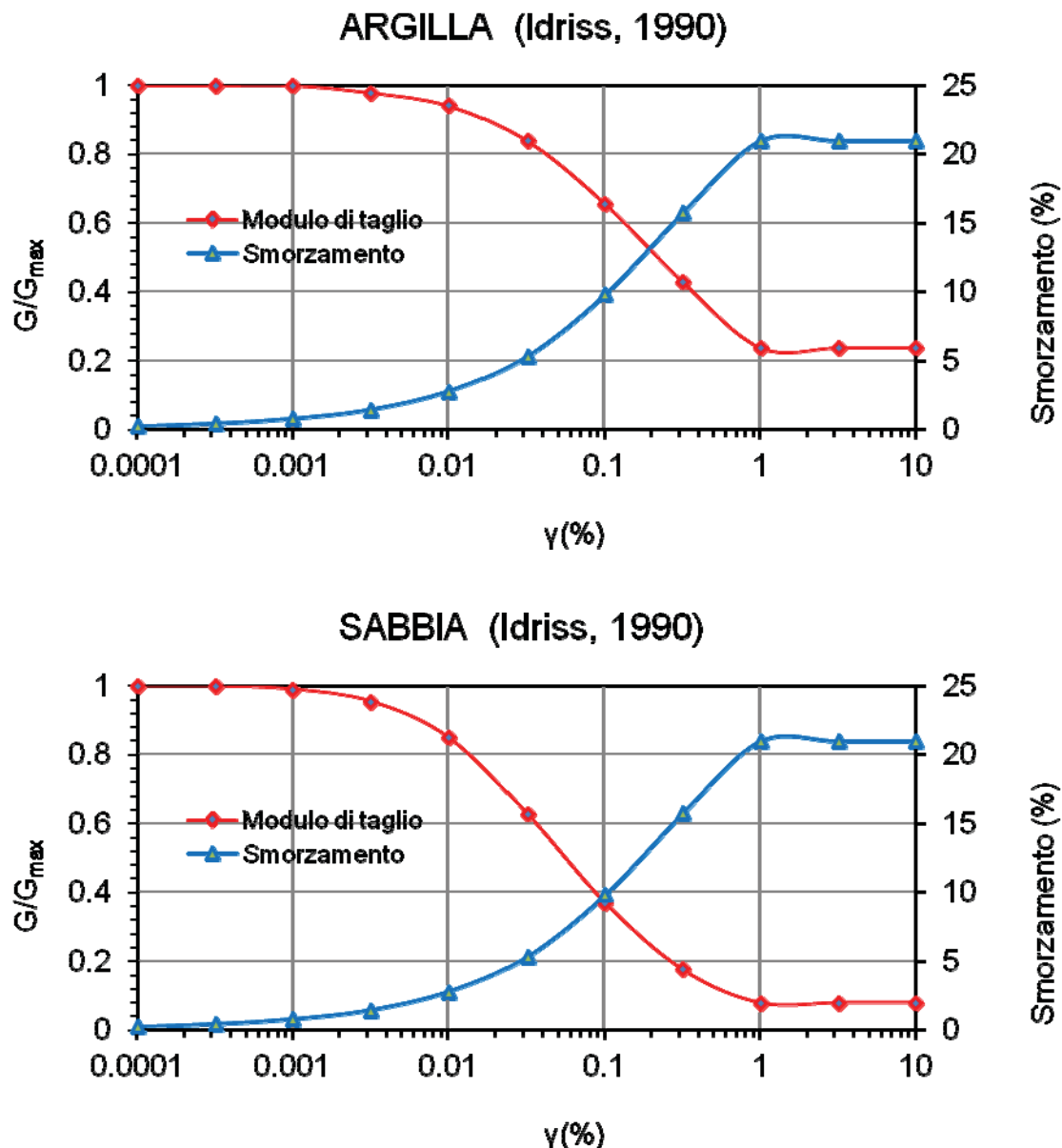
Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.30	0.30	100	0.42
8.30	8.00	180	0.42
36.30	28.00	220	0.42
66.30	30.00	280	0.42
106.30	40.00	350	0.42
151.30	45.00	450	0.42
inf.	inf.	500	0.42

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



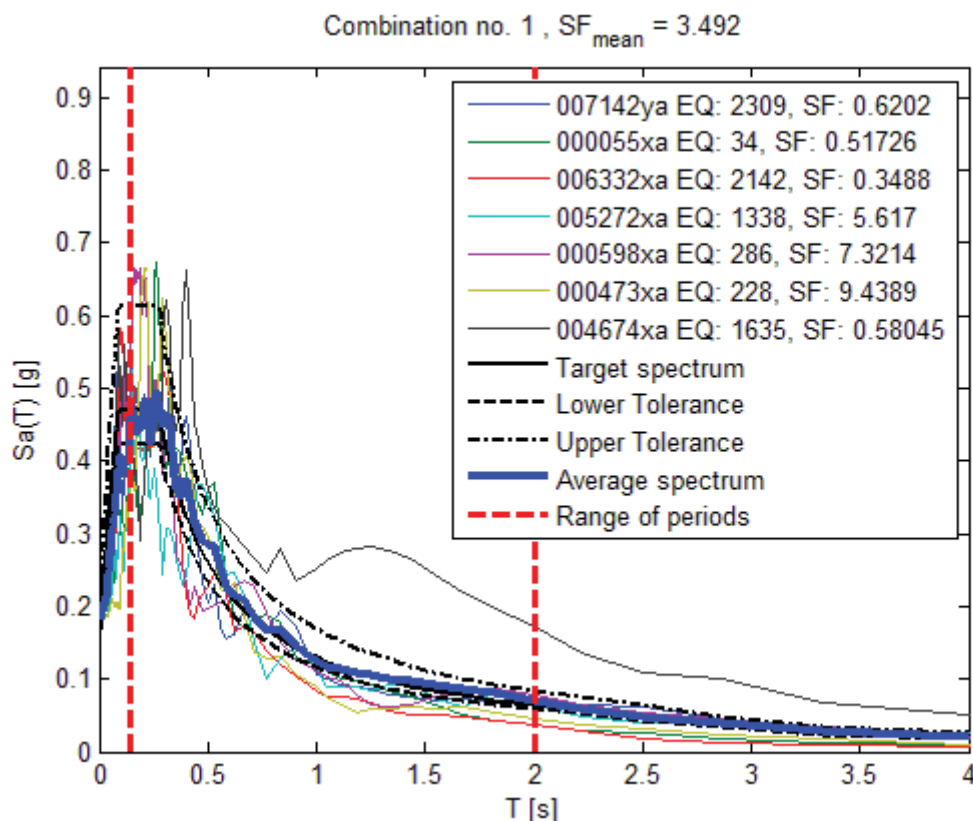
Curva MASW sintetica relativa al modello impiegato

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:



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

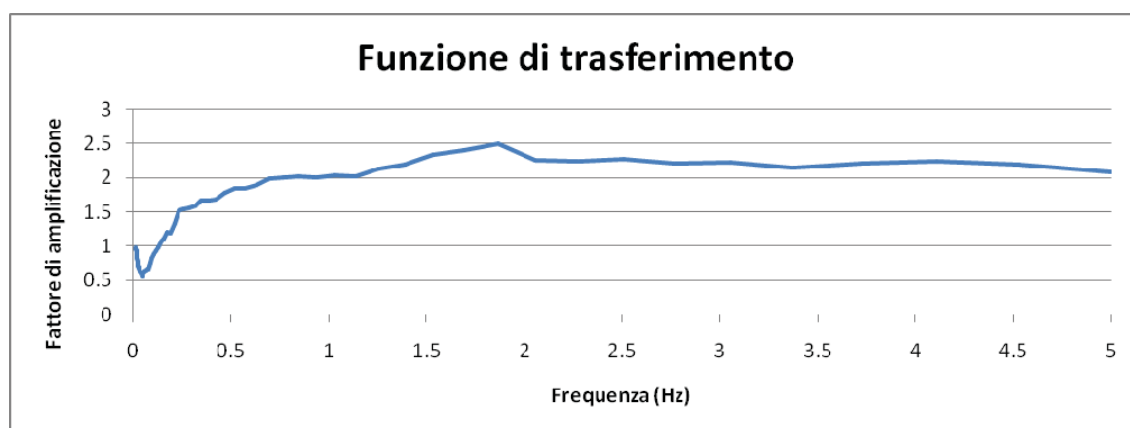
Trattandosi di una verifica diretta ai fini progettuali, in accordo con quanto esposto nel § 7.3 delle NTC 2018, l'analisi RSL in oggetto è stata svolta adottando come input sismico 7 accelerogrammi, corrispondenti allo stato limite SLV. Gli accelerogrammi reali e misurati, sono stati individuati mediante 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 III e una vita nominale pari a 50 anni, sono stati definiti n. 7 accelerogrammi per lo stato limite SLV. Gli accelerogrammi sono stati prelevati dal "European Strong-motion Database".

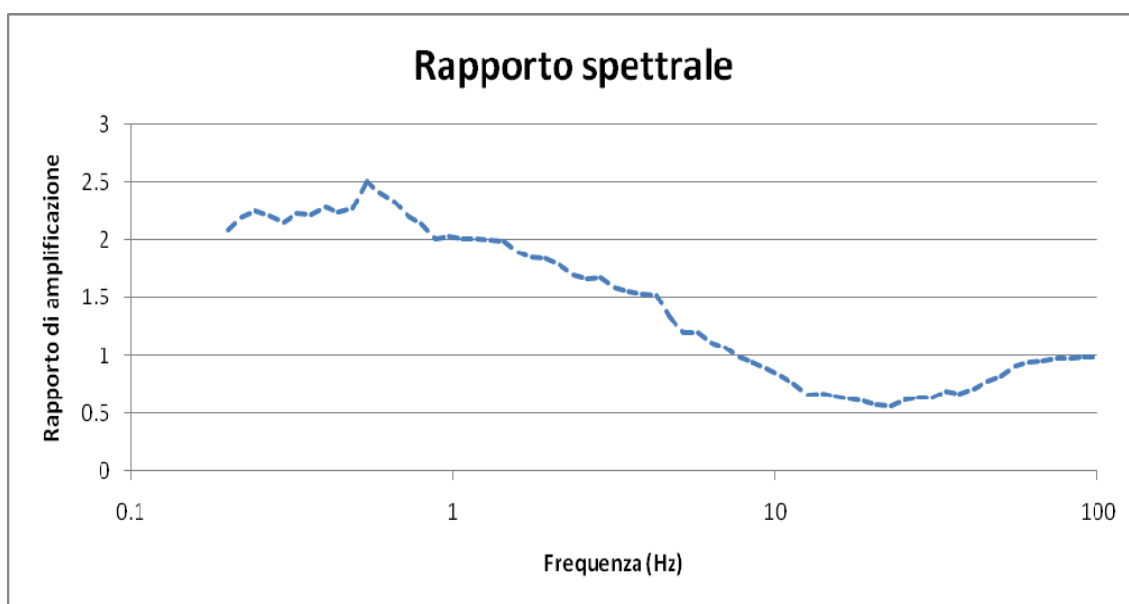
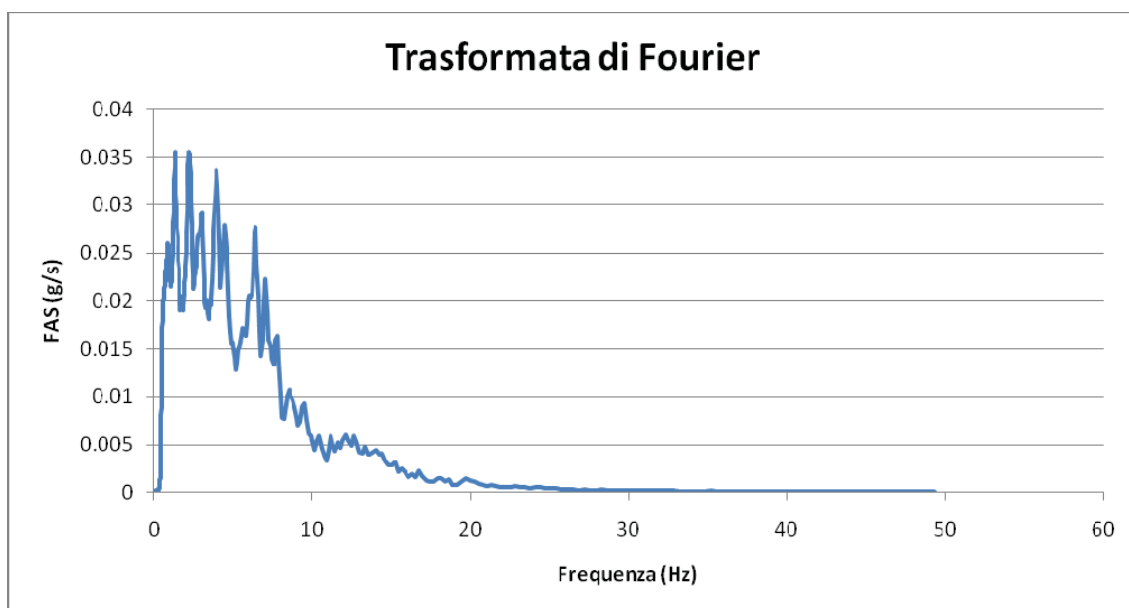


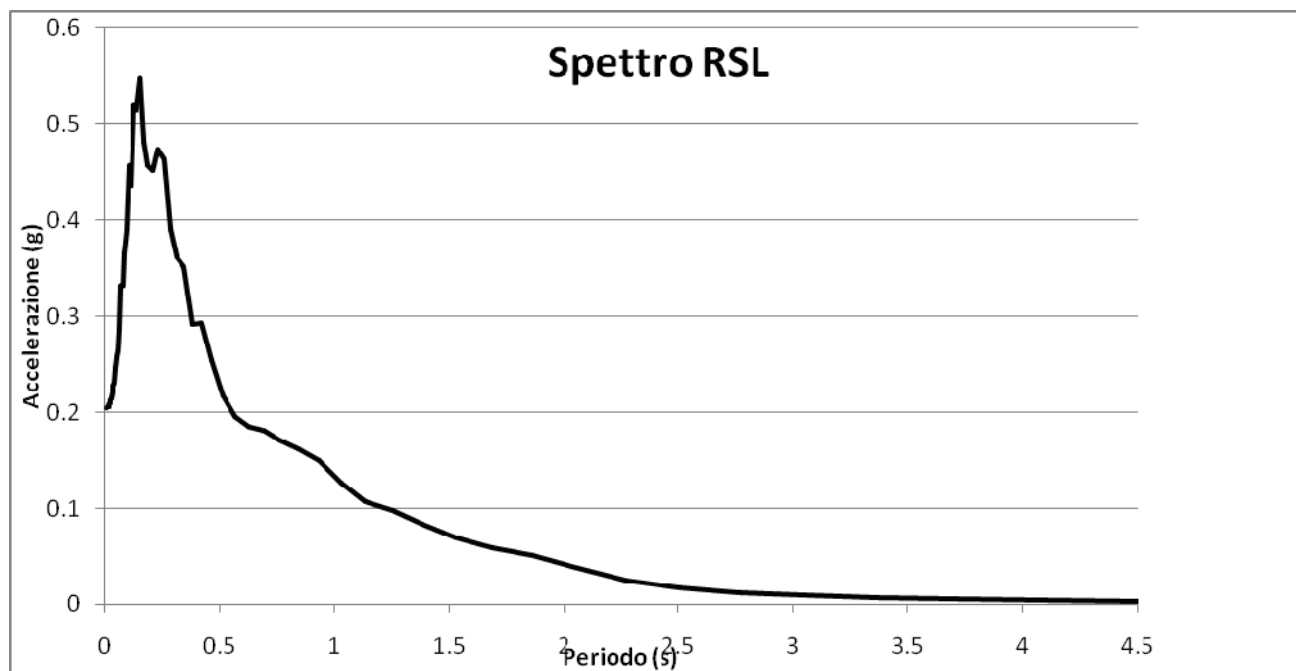
Forme spettrali relative agli accelerogrammi considerati

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.







T [s]	Ag
0.01	0.204334384
0.011037	0.204484271
0.012181	0.204676252
0.013444	0.204911005
0.014838	0.20518105
0.016376	0.205528295
0.018074	0.205928285
0.019947	0.20639208
0.022015	0.207238057
0.024298	0.208089732
0.026817	0.209979723
0.029597	0.211674974
0.032666	0.215346368
0.036052	0.221776452
0.03979	0.227823616
0.043915	0.230281981
0.048468	0.246176084
0.053493	0.257126413
0.059038	0.264033229
0.065159	0.286950191
0.071914	0.331309786
0.07937	0.332139454
0.087599	0.365950536
0.09668	0.390847208
0.106704	0.456275444
0.117766	0.435634716
0.129975	0.520213753
0.14345	0.513982481
0.158322	0.548129597
0.174736	0.481178524
0.192852	0.456970678
0.212846	0.450965673
0.234912	0.473977473
0.259266	0.463195305
0.286146	0.390659732
0.315811	0.361338047
0.348553	0.351972827
0.384689	0.291035231
0.424571	0.2931016
0.468588	0.25327387
0.517168	0.21744876

0.570785	0.194765963
0.629961	0.185246908
0.695271	0.181719513
0.767353	0.170394932
0.846907	0.161303636
0.934709	0.149917424
1.031614	0.127021793
1.138566	0.10650671
1.256605	0.097539832
1.386883	0.083992721
1.530666	0.069723335
1.689356	0.058689624
1.864499	0.051254666
2.057799	0.038612809
2.271139	0.025058105
2.506597	0.017812127
2.766465	0.012530998
3.053276	0.00955172
3.369821	0.007395607
3.719184	0.00580159
4.104766	0.004565334
4.530323	0.003587918
5	0.002930691

Dai risultati sopra esposti dell'analisi di risposta sismica locale si ottiene un valore di accelerazione massima attesa al suolo del valore **$PGA_{max}=A_{max}=0.204g$** (per $T=0$ s), valore che risulta minore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato delle NTC 2018, pari a $A_{max}=0.261g$, come esposto al paragrafo 3.3 della presente relazione. Si ritiene pertanto più cautelativo considerare, ai fini della progettazione antisismica, il valore ottenuto con approccio semplificato in quanto determina un'azione sismica maggiore.

3.5 STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE (§ 7.11.3.4 NTC 2018)

Cenni teorici

Per liquefazione di un terreno s'intende il quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio, con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. I fenomeni di liquefazione interessano i **depositi sabbiosi saturi** e dipendono da:

- proprietà geotecniche dei terreni;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;
- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

Un **terreno incoerente saturo**, in assenza di sollecitazioni sismiche, è soggetto soltanto alla pressione litostatica, dovuta al peso dei sedimenti sovrastanti (in campo libero e con superficie piana).

Durante una sollecitazione sismica vengono indotte nel terreno delle sollecitazioni cicliche di taglio, dovute alla propagazione delle onde sismiche verso la superficie, mentre la pressione litostatica resta costante. Per tutta la durata della scossa ogni elemento di terreno è soggetto ad una serie di sforzi tangenziali che cambiano ripetutamente verso ed ampiezza.

Nel terreno si possono generare fenomeni di liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tale da far sì che la pressione interstiziale uguagli la pressione di confinamento. Nei depositi la pressione di confinamento aumenta con la profondità, mentre l'ampiezza dello sforzo di taglio indotto dal sisma diminuisce. La resistenza alla liquefazione quindi è maggiore con la profondità. Di conseguenza, maggiore è la **durata di un terremoto** (maggiore numero di cicli), più alta è la possibilità che si arrivi alla liquefazione. Inoltre, maggiore è l'**ampiezza della vibrazione** e della deformazione indotta e minore è il numero di cicli necessari per giungere a tale condizione.

Il terreno può essere però soggetto a sforzi di taglio statici dovuti alla presenza di strutture in superficie o alla sua particolare posizione (per es. al di sotto di un versante). In questo caso l'instaurarsi del fenomeno della liquefazione dipende, oltre che dalle caratteristiche del sisma, anche dal rapporto che si stabilisce tra le tensioni di taglio indotte da quest'ultimo e quelle statiche preesistenti al terremoto.

La probabilità che un deposito raggiunga le condizioni per la liquefazione dipende anche dallo stato di addensamento, dalla composizione granulometrica, dalle condizioni di drenaggio, dalla storia delle sollecitazioni sismiche e dall'età del deposito stesso.

Tanto minore è il **grado di addensamento** del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) tanto maggiore è la probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione.

Anche la **distribuzione**, la **forma delle particelle** e il **grado di uniformità** influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per il modo di dissiparsi della pressione interstiziale in eccesso.

Per quanto riguarda la **storia delle sollecitazioni sismiche**, si può affermare che precedenti deformazioni moderate influiscano positivamente sulla resistenza del deposito, mentre una storia caratterizzata da alti livelli di deformazione (deposito già soggetto a liquefazione) ha effetti negativi sul potenziale di riliquefazione.

I depositi sabbiosi con più alto potenziale di liquefazione sono i più recenti. A parità di composizione e di altre condizioni lo stesso deposito, se più antico, avrà sviluppato legami intergranulari e cementazioni sempre più forti con il tempo.

Inoltre, la struttura di un deposito antico sarà resa più stabile e omogenea per gli effetti delle vibrazioni indotte da precedenti terremoti di piccola entità.

Dopo aver caratterizzato il terreno attraverso l'interpretazione di dati da prove penetrometriche statiche CPT, è stata eseguita una stima del rischio di liquefazione di terreni sotto falda in condizioni sismiche, mediante il metodo semplificato di "Robertson e Wride" e il metodo di Idriss & Boulanger (2014).

I metodi semplificati richiedono che venga definito un sisma di progetto, attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie e della magnitudo di riferimento.

I dati del sisma di progetto sono stati ricavati attraverso l'analisi probabilistica dei dati del Catalogo Sismico Nazionale.

Tutti i metodi semplificati permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione del deposito attraverso un coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto fra la resistenza al taglio mobilabile nello strato (R) e lo sforzo tangenziale indotto dal sisma (T). In pratica si avrà:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Un deposito dovrà essere considerato suscettibile di liquefazione se il coefficiente di sicurezza F_s sarà minore di 1.

La grandezza T dipende dai parametri del sisma di progetto (accelerazione sismica e magnitudo di progetto). R è funzione delle caratteristiche meccaniche dello strato, principalmente del suo stato di addensamento, e può essere ricavato direttamente attraverso correlazioni con i risultati di prove penetrometriche statiche.

La grandezza T viene ricavata attraverso la relazione:

$$T = 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} r_d \frac{1}{MSF};$$

dove:

a_{\max}	= accelerazione sismica massima;
g	= accelerazione di gravità = 980.7 cm/s ² ;
σ_{v0}	= pressione verticale totale alla profondità z dal p.c.;
σ'_{v0}	= pressione verticale efficace alla profondità z dal p.c.;
r_d	= coefficiente funzione della profondità dal p.c., valutabile secondo il seguente schema: $r_d = 1 - 0.00765z$ per $z \leq 9.15$ m $r_d = 1.174 - 0.0267z$ per $9.15 < z \leq 23$ m $r_d = 0.774 - 0.008z$ per $23 < z \leq 30$ m $r_d = 0.5$ per $z > 30$ m
MSF	= coefficiente correttivo funzione della magnitudo del sisma.

Robertson e Wride

Il metodo di Robertson e Wride permette di correlare la resistenza al taglio R mobilitata nel terreno con i risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT). La procedura di calcolo si basa sulle due seguenti equazioni:

$$R = 0.883 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{per } (q_{c1n})_{cs} < 50 \text{ e}$$

$$R = 93 \left[\frac{(q_{c1n})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{per } 50 \leq (q_{c1n})_{cs} < 160.$$

La grandezza $(q_{c1n})_{cs}$ rappresenta la resistenza alla punta normalizzata e corretta per tenere conto della percentuale di fine presente.

Viene considerato **non** liquefacibile un deposito in cui sia $F_s > 1$.

Calcolo dell'indice di liquefacibilità

Una stima del rischio di liquefazione complessivo lungo una verticale di calcolo viene fornita dal parametro indice di liquefazione **IL**. Tale indice viene definito dalla seguente relazione:

$$IL = \sum_{i=1}^n FW(z) \Delta z$$

dove:

n = numero degli intervalli di calcolo di F_s lungo la verticale;

F = $1 - F_s$ per $F_s \leq 1$ e $F = 0$ per $F_s > 1$;

Δz = spessore dell'intervallo di calcolo;

$W(z)$ = $10 - 0,5z$, con z = profondità di calcolo (massimo 20 m).

Idriss & Boulanger

Nel seguente paragrafo viene illustrata la verifica di stabilità del sito nei confronti del fenomeno di liquefazione sismica. La metodologia adottata per la determinazione del calcolo della liquefazione è quella proposta dagli autori Idriss & Boulanger (2014), come indicato nella normativa regionale DGR 2391/15. 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:

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

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_σ 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:

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

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

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

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 l'identificazione della resistenza ciclica CRR sono state considerate le prove CPTU dove il valore di resistenza alla punta ha permesso di determinare il predetto valore di resistenza al taglio in condizioni cicliche. La procedura semi-empirica utilizzata si articola nelle seguenti fasi di calcolo:

- 1) Definiti di valori di q_c viene calcolato il valore di q_{c1N} attraverso la seguente relazione:

$$q_{c1N} = \frac{C_N \times q_c}{P_a} \quad C_N = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^m \leq 1.7$$

dove m viene definito per via iterativa tramite la seguente relazione, finché non viene soddisfatta la relazione $\Delta m < 0.01$:

$$m = 1.338 - 0.249 \times (q_{c1N})^{0.264}$$

- 2) Una volta derivato il valore di q_{c1N} si procede al calcolo del parametro I_c .
- 3) Se la condizione di $I_c < 2.60$ risulta essere verificata, allora è possibile calcolare la resistenza ciclica secondo le seguenti relazioni:

$$q_{c1Ncs} = q_{c1N} + \Delta q_{c1N}$$

where :

$$\Delta q_{c1N} = \left(5.4 + \frac{q_{c1N}}{16}\right) \times e^{\left(1.63 + \frac{9.7}{FC+0.01} - \left(\frac{15.7}{FC+0.01}\right)^2\right)}$$

- 4) Qualora fosse verificata la condizione di $I_c > 2.60$, la resistenza ciclica CRR viene stimata secondo la presente relazione:

$$CRR_{M=7.5, \sigma'_{v0}=1} = 0.80 \times \frac{s_u}{\sigma'_{v0}} \times K_a$$

Le analisi di liquefazione sono state eseguite entro i -20.00 m rispetto al piano campagna come prescritto dalla normativa di riferimento.

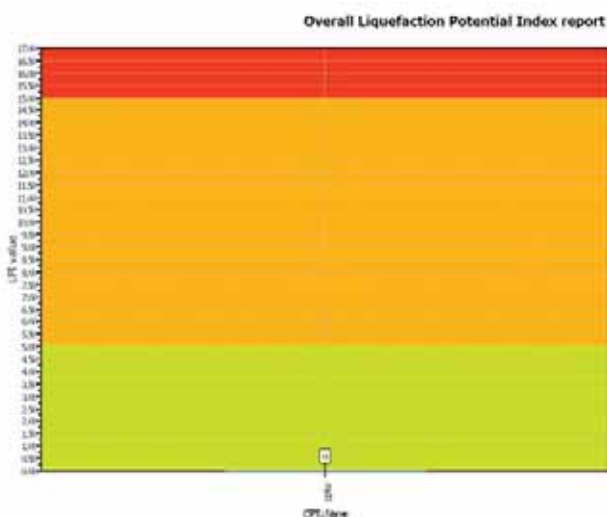
Nell'analisi per l'area in oggetto è stata considerata una accelerazione massima al suolo $A_{max} = 0.261g$ (calcolata secondo approccio semplificato NTC 2018) e una **magnitudo di riferimento** pari a **M=6.14**. In base al valore di LPI ottenuto è possibile fornire un'indicazione del rischio di liquefazione. 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 **Sonmez 2003**:

TABELLA 1 – CLASSI DI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ (2003)	
LPI	Potenziale di liquefazione
0	Non liquefacibile ($FSL \geq 1.2$)
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$15 < LPI$	Molto alto

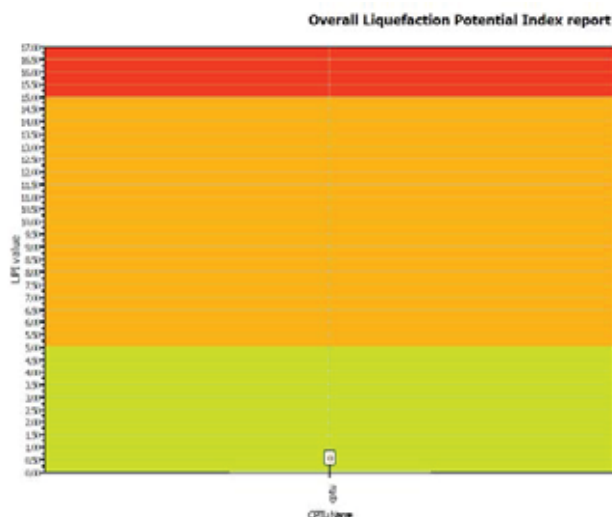
Tutto ciò premesso, dall'analisi della suscettibilità nei confronti del fenomeno della liquefazione si è ottenuto il valore di Indice di Liquefazione corrispondente a un **rischio di liquefazione molto basso**. Nella tabella si riportano i valori di LPI.

VERTICALI D'INDAGINE	ROBERTSON E WRIE	IDRISS E BOULANGER
CPTU 1	LPI=0.0	LPI=0.0

ROBERTSON E WRIE



IDRISS & BOULANGER



4. RELAZIONE GEOTECNICA

4.1 MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il modello geotecnico è finalizzato a fornire tutti i dati geotecnici necessari l'intervento in oggetto. Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione geotecnica e litostratigrafica dell'indagine geotecnica eseguita in sito si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato:

MODELLO GEOTECNICO MEDIO

Strato	Profondità	Falda	Litotipo	Parametri geotecnici	
1	0.0 – 1.70 m da p.c.		Argilla o argilla limosa consistente sovraconsolidata	γ	1900 kg/m ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	1.60 kg/cm ² ≈ 160.0 kN/m ²
				C'_k	0.16 kg/cm ² ≈ 16.0 kN/m ²
				M_0	100.0 kg/cm ² ≈ 10000 kN/m ²
				E_s	224.0 kg/cm ² ≈ 22400 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				v	0.30
2	1.70 – 7.45 m da p.c.	-2.00 m da p.c.	Argilla o argilla limosa a medio scarsa consistenza	γ	1750 kg/m ³ ≈ 17.50 kN/m ³
				γ'	2050 kg/m ³ ≈ 20.50 kN/m ³
				C_{uk}	0.50 kg/cm ² ≈ 50.0 kN/m ²
				C'_k	0.05 kg/cm ² ≈ 5.00 kN/m ²
				M_0	40.0 kg/cm ² ≈ 4000 kN/m ²
				E_s	70.0 kg/cm ² ≈ 7000 kN/m ²
				ϕ_k	21°
				v	0.50
3	7.45 – 10.50 m da p.c.		Argilla o argilla limosa mediamente consistente	γ	1800 kg/m ³ ≈ 18.00 kN/m ³
				γ'	2100 kg/m ³ ≈ 21.00 kN/m ³
				C_{uk}	0.60 kg/cm ² ≈ 60.0 kN/m ²
				C'_k	0.06 kg/cm ² ≈ 6.0 kN/m ²
				M_0	45.0 kg/cm ² ≈ 4500 kN/m ²
				E_s	84.0 kg/cm ² ≈ 8400 kN/m ²
				ϕ_k	23°
				v	0.40
4	10.50 – 21.00 m da p.c		Argilla o argilla limosa consistente	γ	1900 kg/m ³ ≈ 19.00 kN/m ³
				γ'	2200 kg/m ³ ≈ 22.00 kN/m ³
				C_{uk}	1.50 kg/cm ² ≈ 150.0 kN/m ²
				C'_k	0.15 kg/cm ² ≈ 15.0 kN/m ²
				M_0	100.0 kg/cm ² ≈ 10000 kN/m ²
				E_s	210.0 kg/cm ² ≈ 21000 kN/m ²
				ϕ_k	25°
				v	0.30
<u>Legenda</u>			γ =	peso specifico terreno naturale	
			γ' =	peso specifico terreno saturo	
			C_{uk} =	coesione non drenata caratteristica	

	C'_k	=	coesione efficace caratteristica
	D_r	=	densità relativa
	M_0	=	modulo di deformazione edometrico
	E_s	=	modulo elastico
	ϕ_k	=	angolo d'attrito caratteristico

Si riportano di seguito le referenze bibliografiche e le correlazioni utilizzate per la determinazione dei parametri geotecnici sopra riportati:

γ' = peso dell'unità di volume (efficace) del terreno [Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982]

C_{uk} = coesione non drenata (terreni coesivi) [Formula di Lunne & Eide]

D_r = densità relativa (terreni granulari) [Schmertmann 1976]

M_0 = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973]

E_s = modulo elastico (terreni coesivi) [Trofimemkov 1974]

ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari) [Meyerhof 1956/1976, sabbie limose]

ϕ_k = angolo di attrito interno efficace (terreni coesivi) [prove di laboratorio CID da Noi eseguite su analoghi litotipi presso Nostro laboratorio certificato dal "Ministero delle infrastrutture e dei trasporti n.1845" per l'esecuzione e certificazione di prove su terre e rocce, categoria A]

4.2 VERIFICHE GEOTECNICHE

Al fine di verificare il sistema terreno-fondazione da un punto di vista geotecnico si sono ipotizzate fondazioni **superficiali impostate su plinti in c.a.**. Per i calcoli si sono inoltre utilizzati i parametri geotecnici emersi dalle prove penetrometriche eseguite. Si riportano di seguito i dati relativi al terreno e alle fondazioni ipotizzate. Per le verifiche geotecniche si sono utilizzati i parametri caratteristici del secondo strato.

plinti

larghezza della base	B	=	4.00 m
lunghezza della fondazione	B^I	=	4.00 m
profondità della quota di imposta	D	=	-2.00 m da p.c.

parametri del terreno

peso specifico terreno naturale	γ	=	1750 kg/m ³ \approx 17.50 kN/m ³
peso specifico terreno saturo	γ'	=	2050 kg/m ³ \approx 20.50 kN/m ³
coesione non drenata caratteristica	C_{uk}	=	0.50 kg/cm ² \approx 50.0 kN/m ²
coesione efficace caratteristica	C'_k	=	0.05 kg/cm ² \approx 5.00 kN/m ²
angolo d'attrito caratteristico	ϕ_k	=	21°
modulo di Poisson	ν	=	0.50
modulo di deformazione edometrico	M_0	=	40.0 kg/cm ² \approx 4000 kN/m ²
modulo di deformazione elastico	E_s	=	70.0 kg/cm ² \approx 7000 kN/m ²
profondità falda freatica	D_w	=	-2.00 m da p.c.

4.2.1 VERIFICA DEI CEDIMENTI

È stato eseguito il calcolo della distribuzione delle tensioni indotte al terreno di fondazione dall'intervento in progetto secondo il metodo di Newmark (**allegato n. 2**).

Il metodo di Newmark si basa sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi-infinito a comportamento perfettamente elastico, omogeneo e isotropo.

Per la verifica dei cedimenti sono stati considerati i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite in sito e al fine del calcolo è stato considerato un carico applicato al terreno di fondazione pari a $P = 1.00 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$.

Tutto ciò premesso, sono stati ottenuti i seguenti risultati:

cedimenti

Quota di imposta D = - 2.00 m da piano campagna Carico applicato sul terreno P = 100 kN/m²	
<i>Metodo di calcolo degli strati coesivi di Steinbrenner</i>	
Cedimento totale del terreno di fondazione	S = 2.518 cm

4.2.2 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 $F_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$, considerando i cedimenti di riferimento calcolati ed i carichi ipotizzati e sopra riportati, si sono ottenuti i seguenti risultati per il **modulo di sottofondo** (o **costante di Winkler**):

carico applicato	Cedimento di riferimento	modulo di sottofondo (K di Winkler)
$P = 1.00 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kN/m}^2$	$S = 2.518 \text{ cm}$	$K = 1.21 \text{ kg/cm}^3$

4.2.3 VERIFICA NEI CONFRONTI DEGLI SLU (6.4 NNTC 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 GEO}**). Il valore di progetto della resistenza **Rd** può essere determinato:

- a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M specificato nella Tab. 6.2.II (NNTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali γ_R specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_R riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;
- c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali γ_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:

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

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

- a_{MAX} (ag/g): **0.261g** (relativa a SLV ; $T_r = 475$ anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno K_h : **0.063**

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 $\varphi = 0$** , 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	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
-2.00 m da p.c.	B 4.00 m x L 4.00 m	1.39 kg/cm ² ≈ 139 kN/m ²

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: $\text{tg } \varphi'd = \text{tg } \varphi'k / 1,0$, dove $\varphi'd$ è l’angolo d’attrito di progetto, ne deriva, essendo $\varphi'k = \varphi'd$. 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	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
-2.00 m da p.c.	B 4.00 m x L 4.00 m	2.01 kg/cm ² ≈ 201 kN/m ²

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Dimensioni della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
-2.00 m da p.c.	B 4.00 m x L 4.00 m	1.92 kg/cm ² ≈ 192 kN/m ²

5. CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Il presente studio geologico, geotecnico e sismico è stato eseguito per caratterizzare il terreno di fondazione inerente il progetto di realizzazione del "Palazzo dello sport", sito in Via Verdi nel Comune di Bomporto (MO).

Sulla base dei dati emersi dalle indagini geotecniche eseguite (§ 2.2), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il **modello geotecnico** medio riportato nel § 4.1 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 i seguenti approcci di calcolo:

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

I risultati sono visibili nel § 4.2.3.

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.

SLU – APPROCCIO 2 (A1 + M1 + R3) – F.S.= 2.3		
CONDIZIONI NON DRENATE	CONDIZIONI DRENATE	
	STATICHE	SISMICHE PSEUDOSTATICHE
$1.39 \text{ kg/cm}^2 \approx$ 139 kN/m^2	2.01 kg/cm^2 \approx 201 kN/m^2	1.92 kg/cm^2 \approx 192 kN/m^2

La **caratterizzazione sismica** del sito è stata condotta sulla base di una indagine sismica di tipo MASW eseguita in sito (§ 4.1), che hanno permesso di determinare che:

- la velocità media delle onde di taglio nei primi 30 m di profondità V_{s30} ha i seguenti valori:

indagine MASW	$V_{s30}=205 \text{ m/s}$
---------------	---------------------------

- sulla base delle NTC 2018, e tenendo conto dell'indagine sismica sopraccitata, si classifica il terreno di fondazione in oggetto come 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**.

Per la definizione dell'azione sismica in relazione all'intervento in progetto è stato eseguito uno studio di risposta sismica locale in ottemperanza alle NTC 2018 (§ 7.11.3) e D.G.R. 2193/2015 della Regione Emilia Romagna.

Il valore così ottenuto risulta minore rispetto al valore ottenuto mediante l'utilizzo dell'approccio semplificato delle NTC 2018, **pari a $A_{max}=0.204g$** (paragrafo 3.3 della presente relazione). Si ritiene pertanto più cautelativo considerare, ai fini della progettazione antisismica per l'intervento in oggetto, il valore ottenuto con approccio semplificato, così calcolato:

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.42 \cdot 1.0 \cdot 0.184g = 0.261g$$

È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione, considerando una accelerazione massima al suolo **$A_{max} = 0.261g$** e considerando una **magnitudo di riferimento** pari a **$M=6.14$** . I calcoli così eseguiti hanno fornito un valore di **$IL=0.0$** , corrispondente a un **rischio di liquefazione molto basso**.

A disposizione per ulteriori chiarimenti cogliamo l'occasione per porgere distinti saluti.

Modena, 30 aprile 2019

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

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it

Legenda



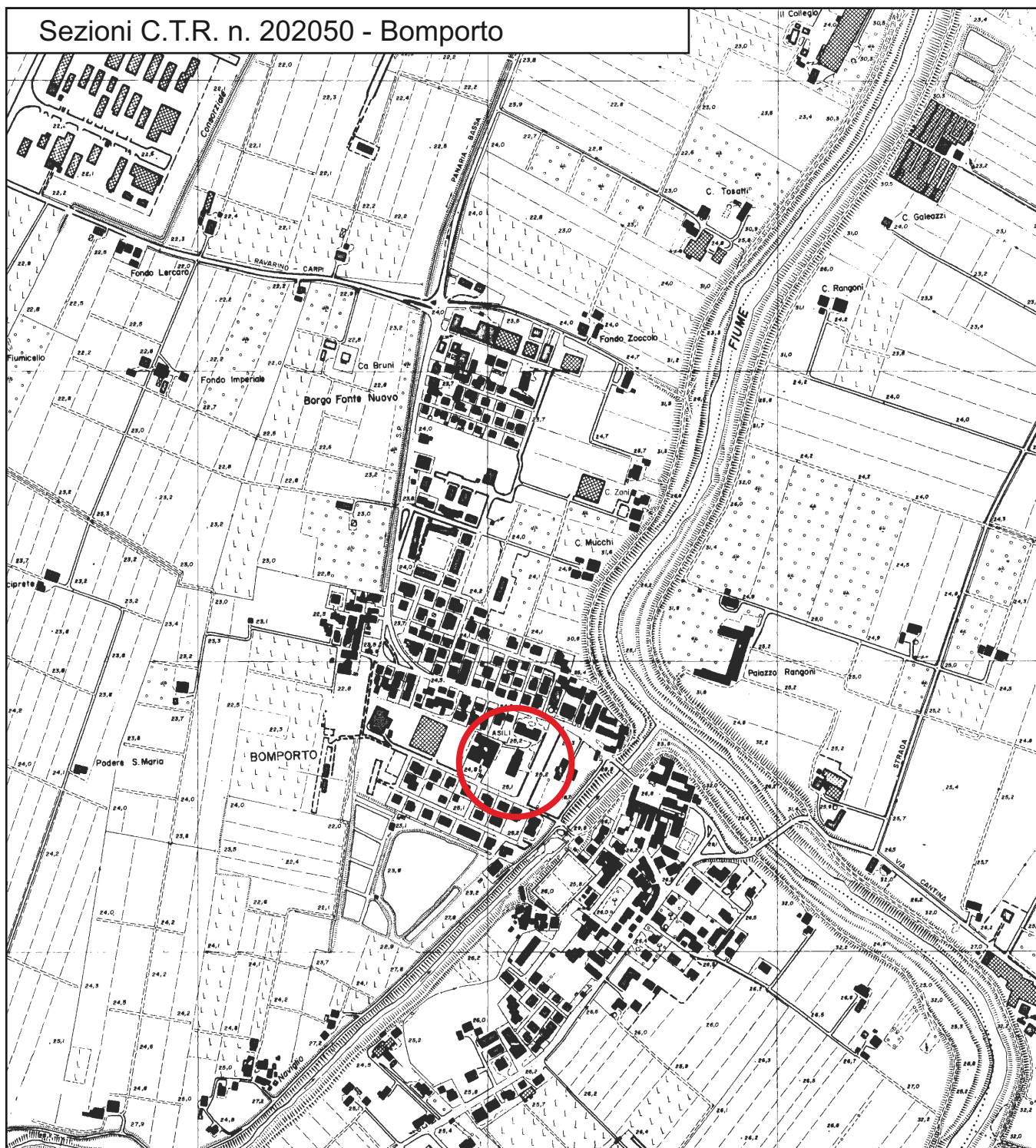
Area di interesse

GEO GROUP S.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it

Sezioni C.T.R. n. 202050 - Bomporto



Tav. n. 2 "Carta topografica"

Scala 1: 10000



Area di interesse

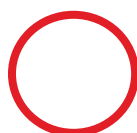
GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche
182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 3 “Ripresa satellitare dell’area di interesse”

(tratta da *Google Maps*)
Scala grafica



Area oggetto di studio

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 4 “Carta della litologia di superficie”

Scala 1:5000



Legenda



Area di interesse

Coperture quaternarie



AES8a - Unità di Modena

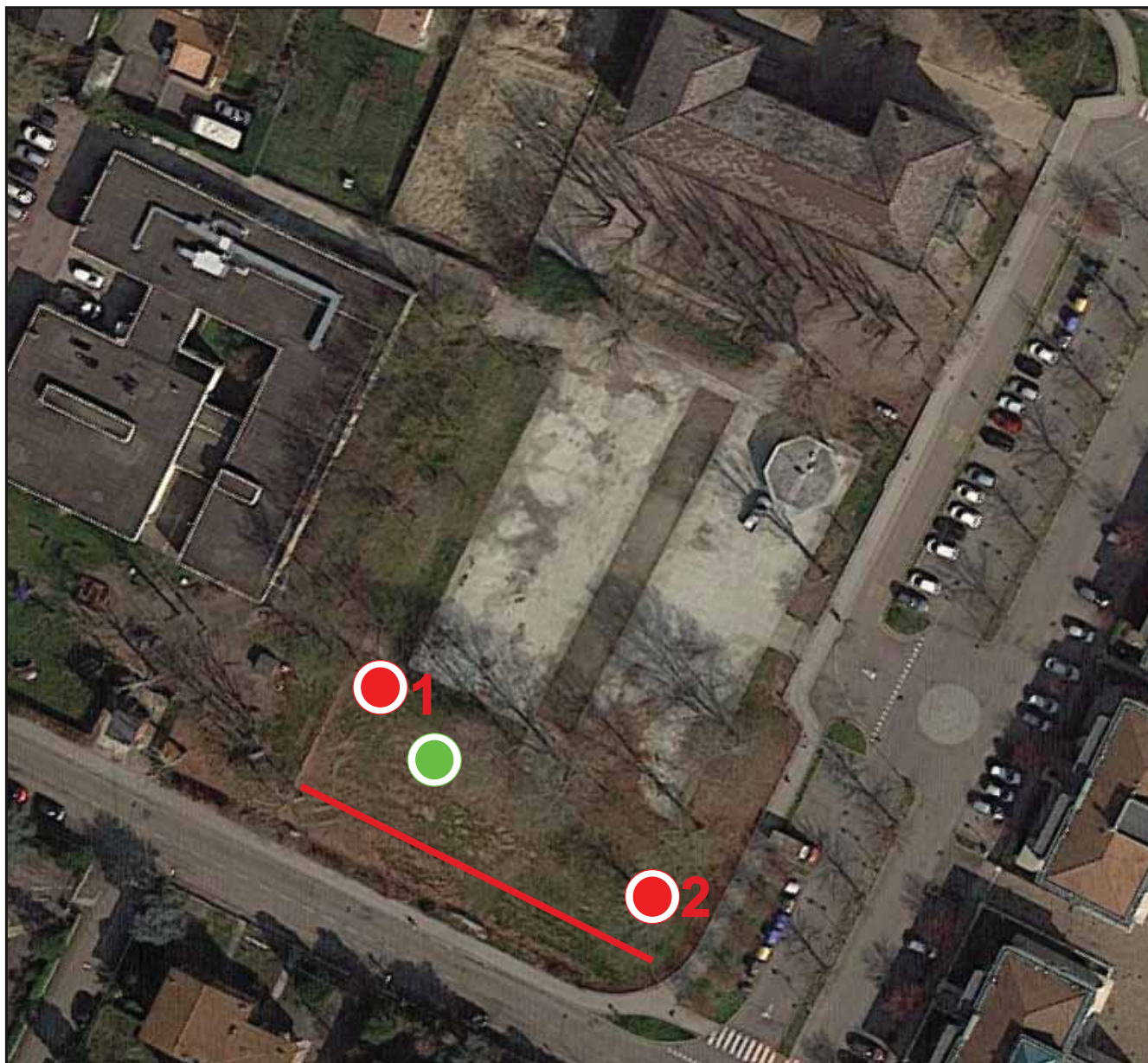
Depositi ghiaiosi e fini. Unità definita dalla presenza di un suolo a bassissimo grado di alterazione, con profilo potente meno di 100 cm, calcarero e grigio-giallastro. Corrisponde al primo ordine dei terrazzi nelle zone intravallive. Nella pianura ricopre resti archeologici di età romana del VI secolo d.C.. Potenza massima di alcuni metri (<10m).

Litofacies: limo sabbioso

GEO GROUP s.r.l.

Indagini geognostiche, geofisiche e consulenze geologiche e geotecniche

182, via C. Costa 41100 Modena - Tel. 059/3967169 - Fax. 059/5960176 - E-mail: info@geogroupmodena.it



Tav. n. 5 “Indagini geognostiche”

(tratta da “Google Maps”)

Scala grafica

Legenda



Prova penetrometrica CPTU



Indagine sismica HVSR



Indagine sismica MASW

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

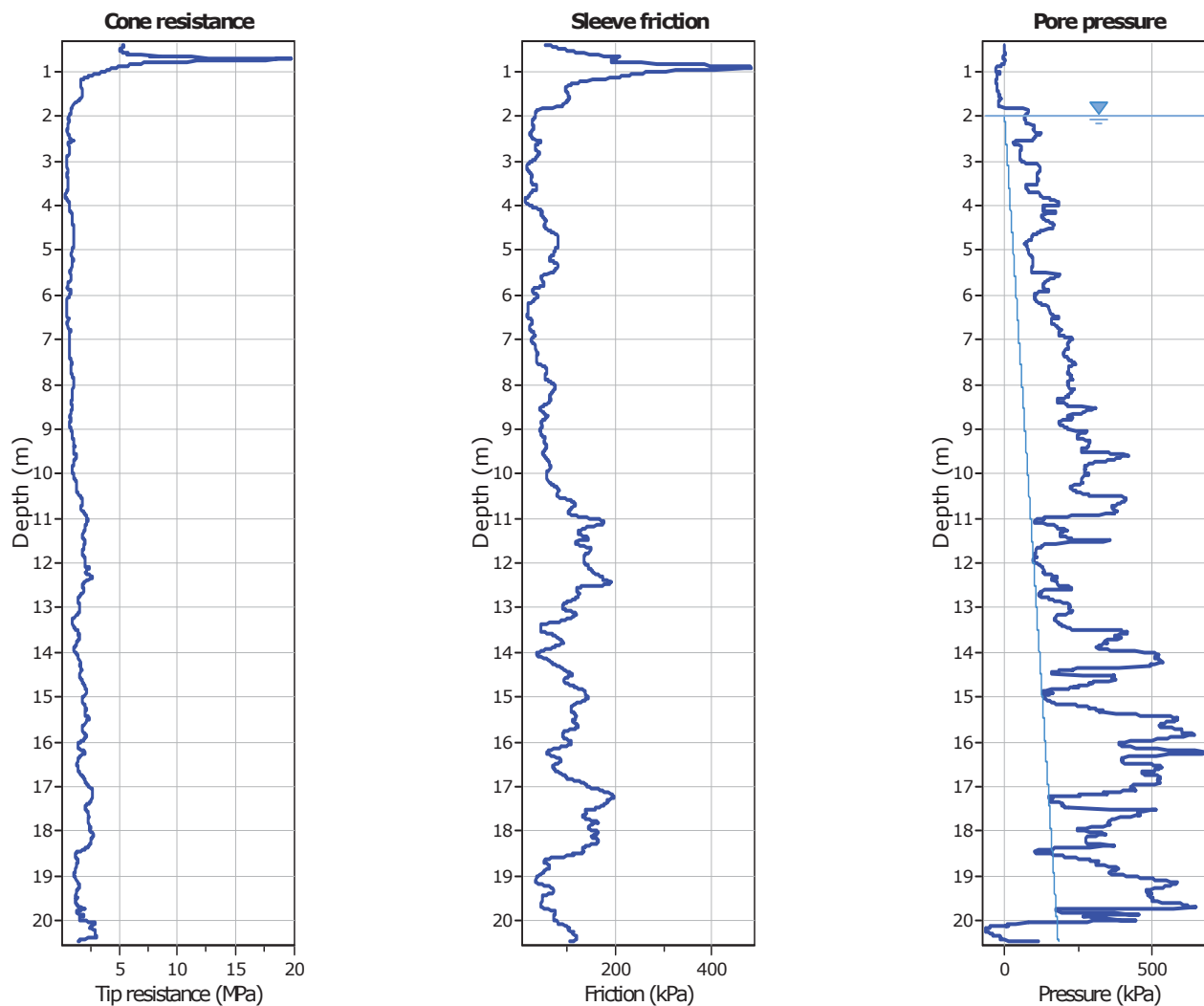
Prove penetrometriche statiche CPTU corredate di interpretazione geotecnica

GEO GROUP s.r.l.

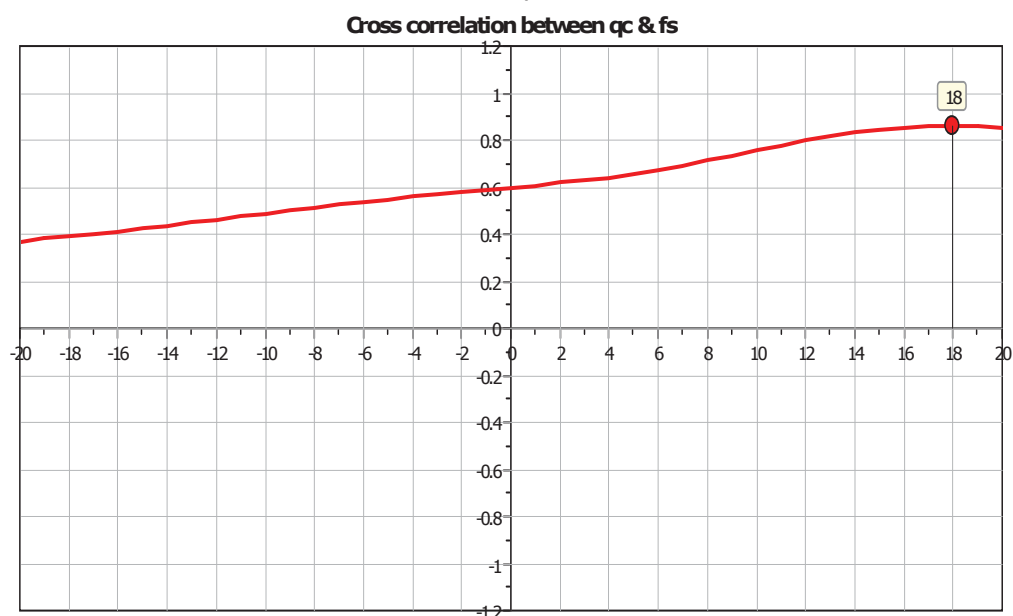
Indagini geognostiche e geofisiche – geologia applicata alle costruzioni – laboratorio geotecnico - idrogeologia
– coltivazione cave– bonifiche – consolidamenti – geologia ambientale – consulenze geologiche e geotecniche

ALLEGATO N° 1

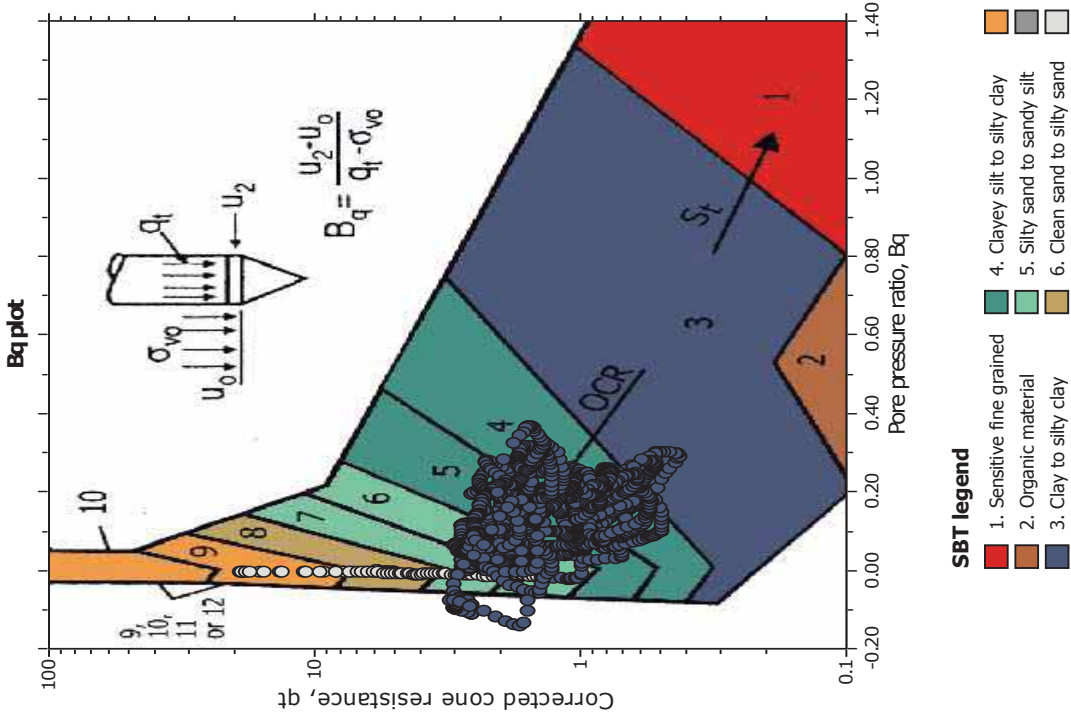
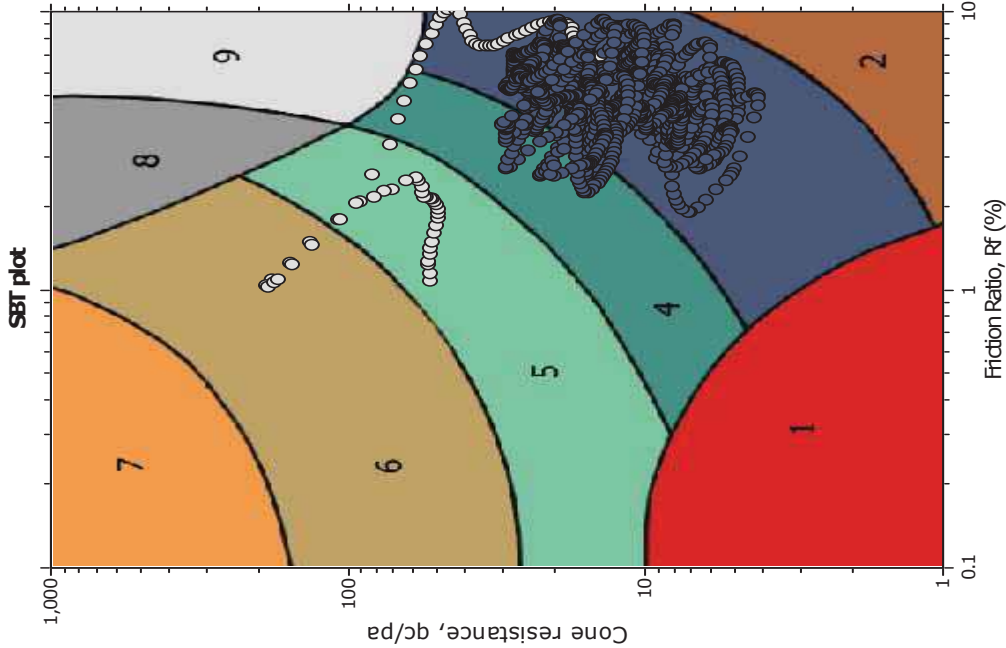
Prove penetrometriche statiche CPTU corredate di interpretazione geotecnica



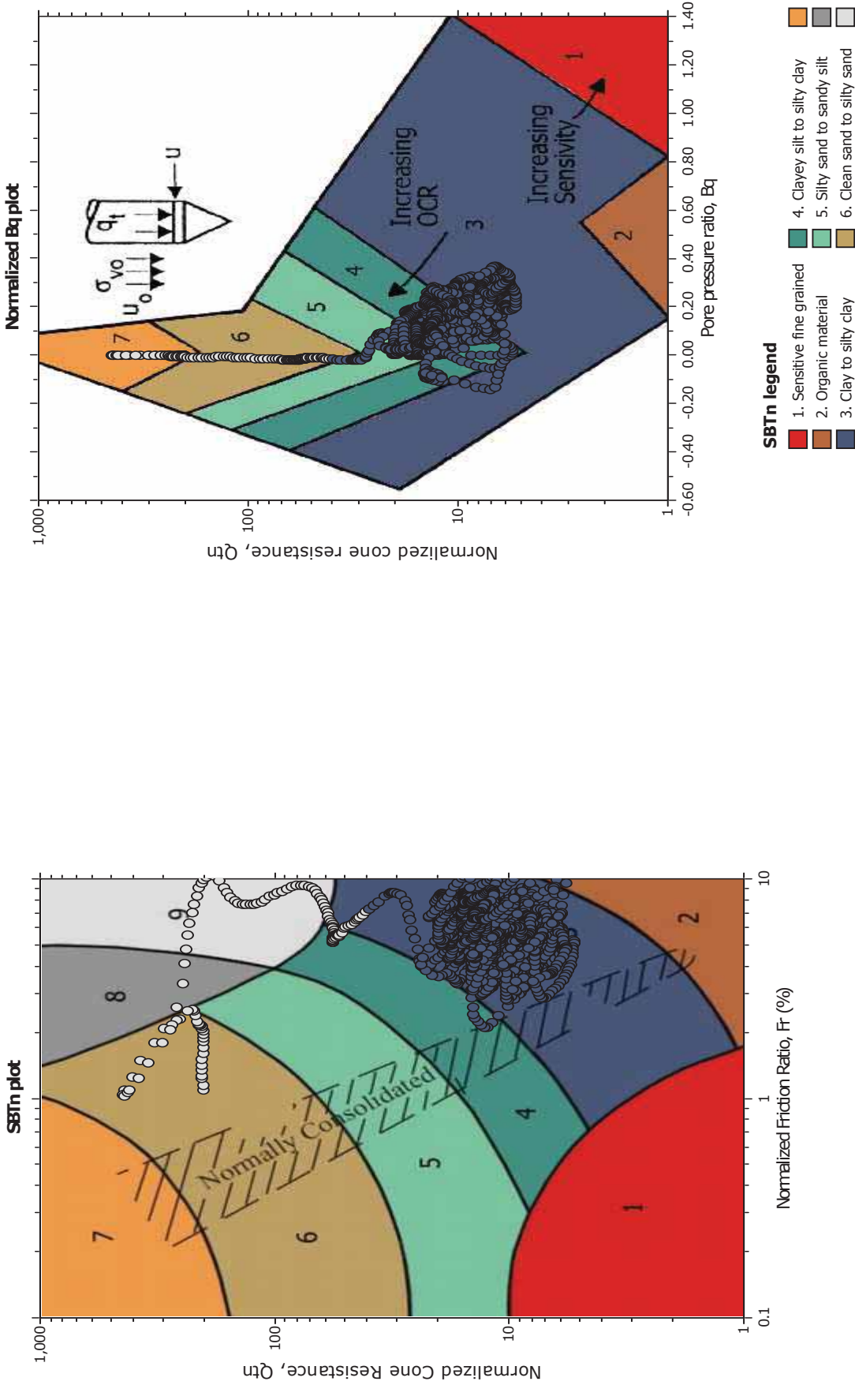
The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

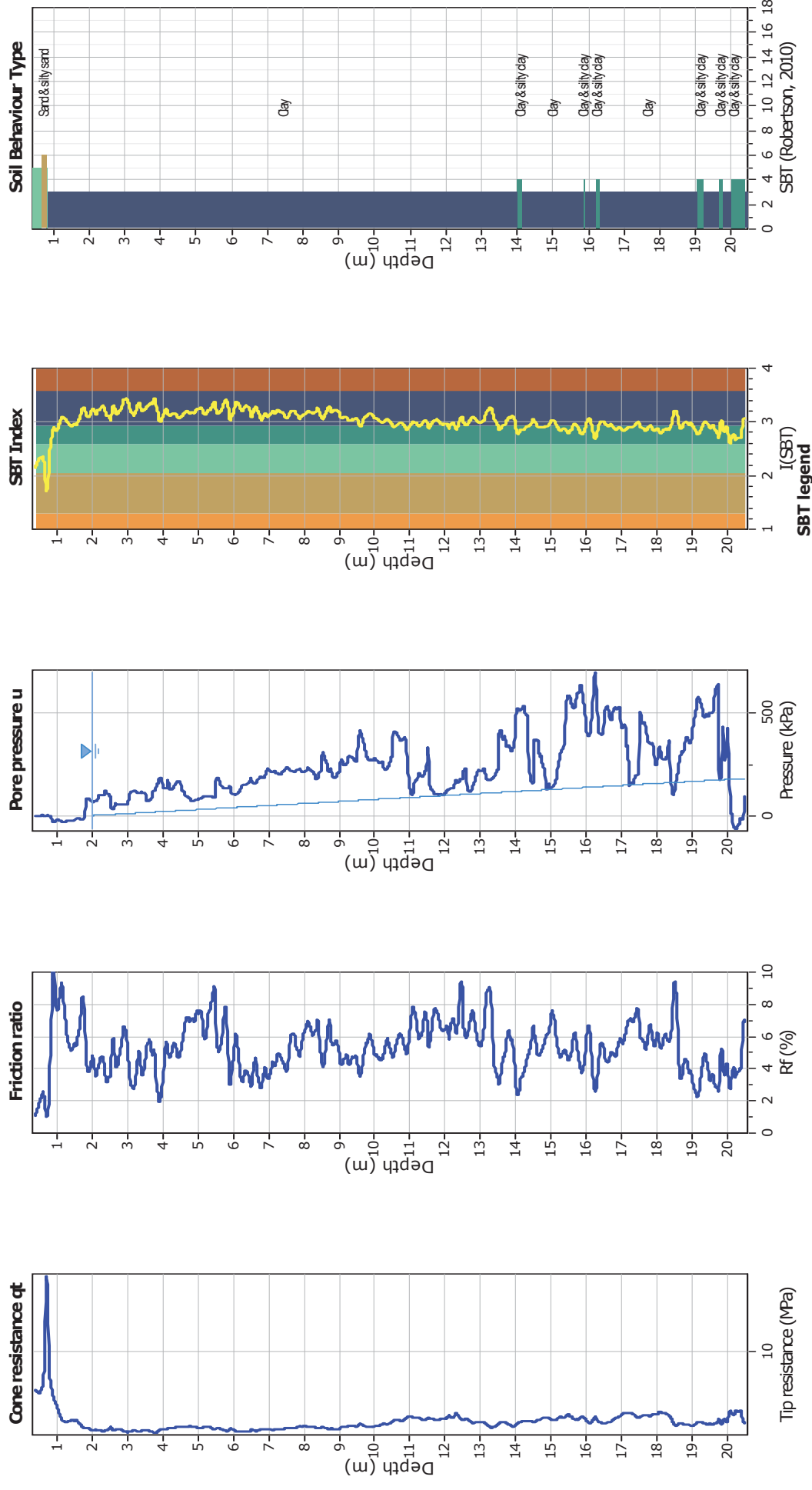


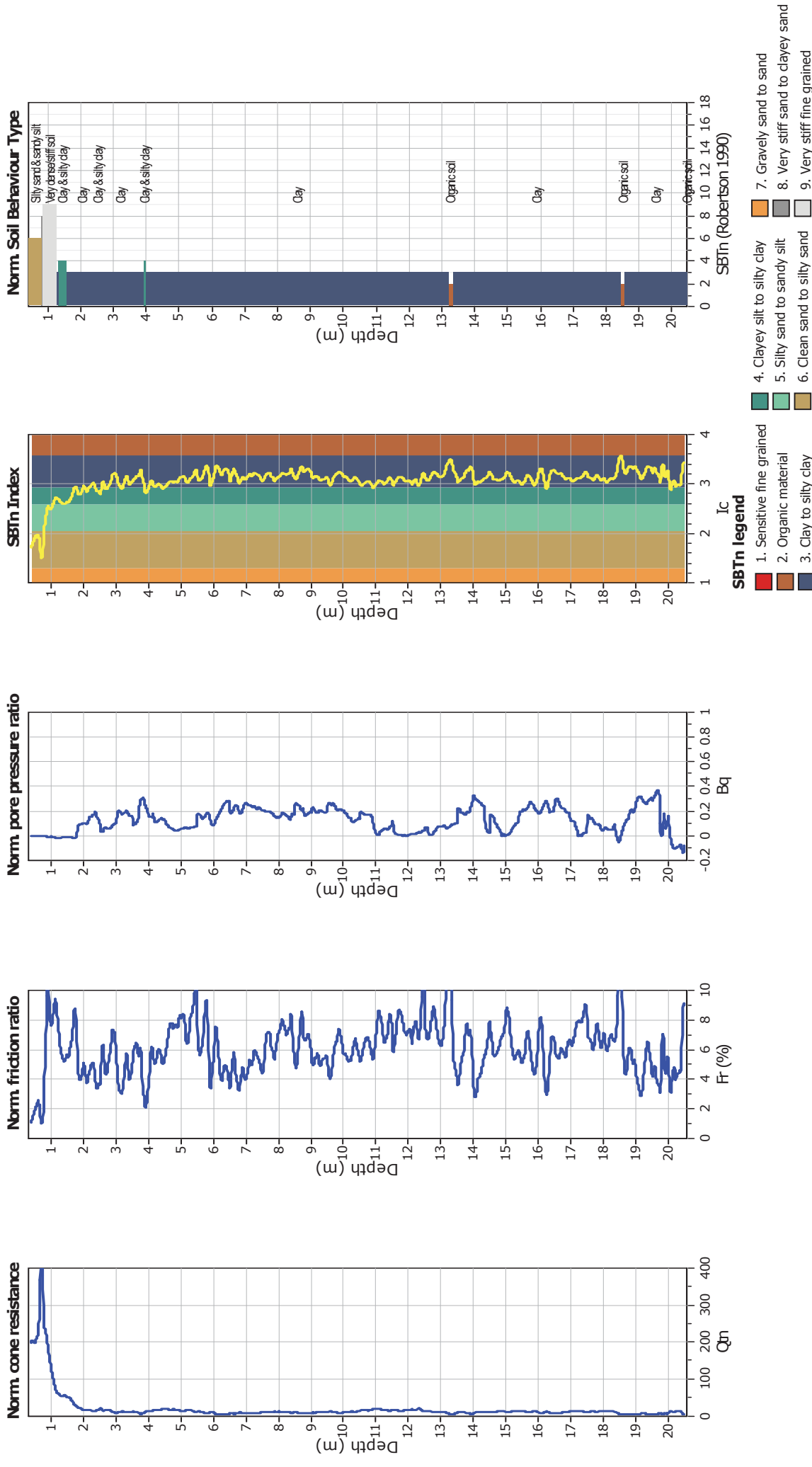
SBT - Bq plots

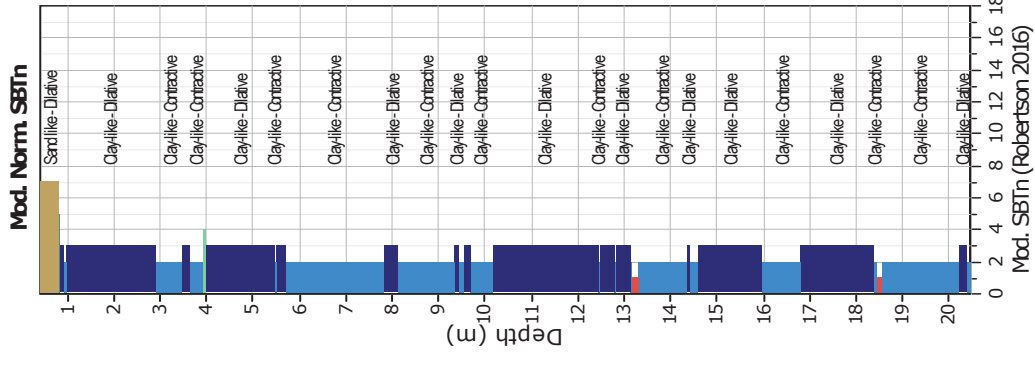
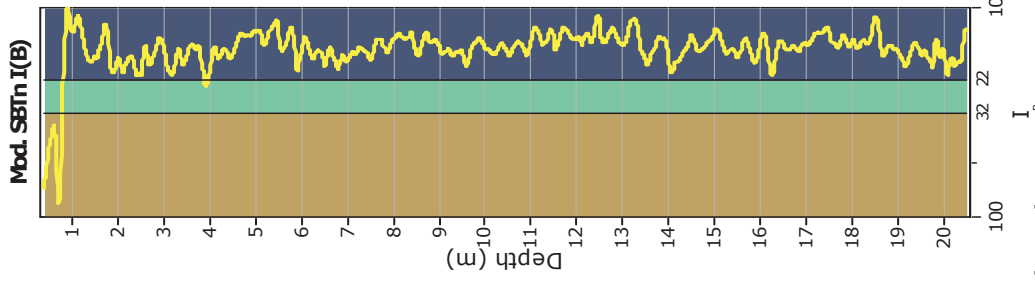
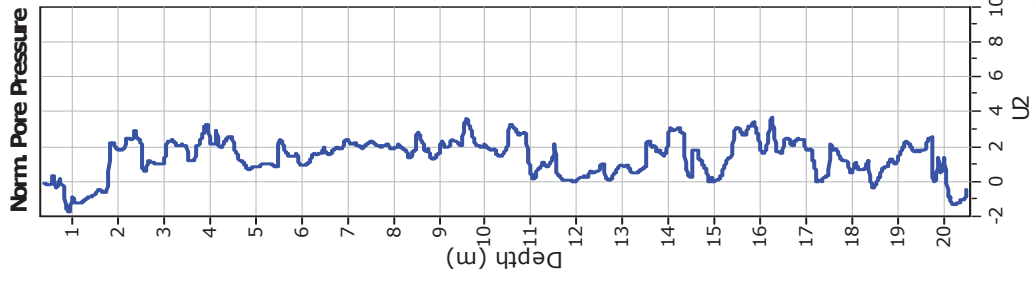
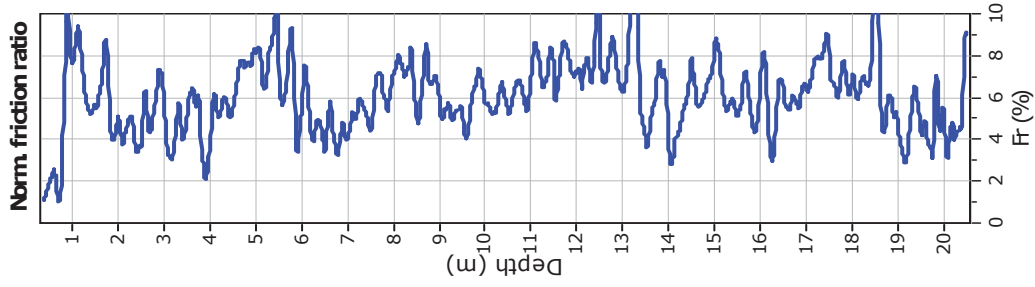
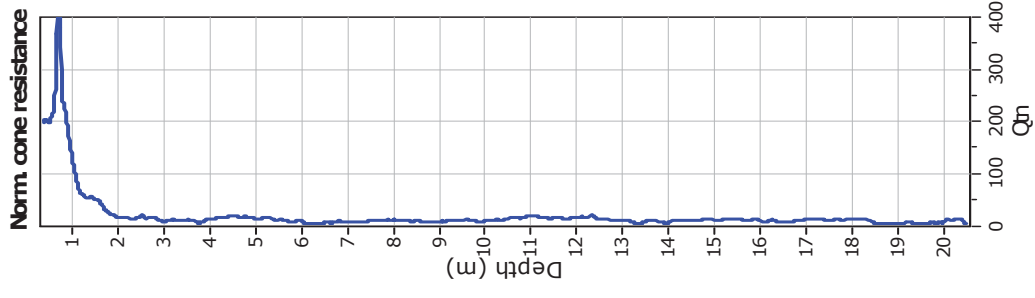


SBT - Bq plots (normalized)





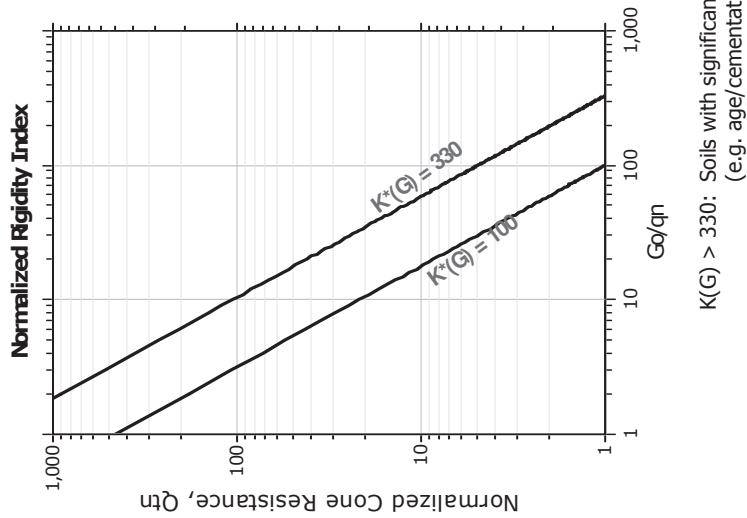
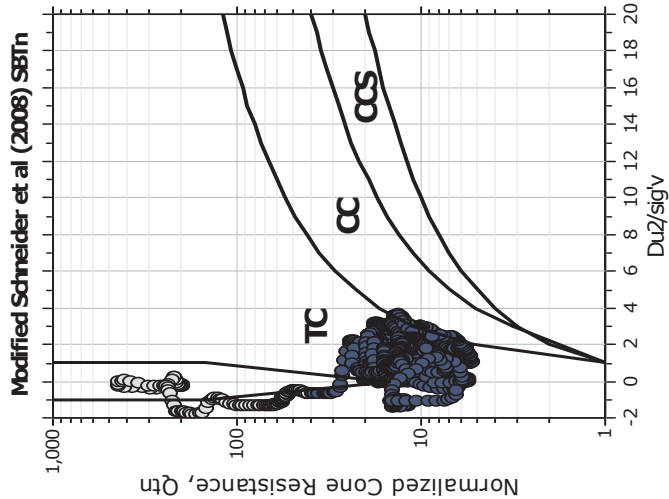
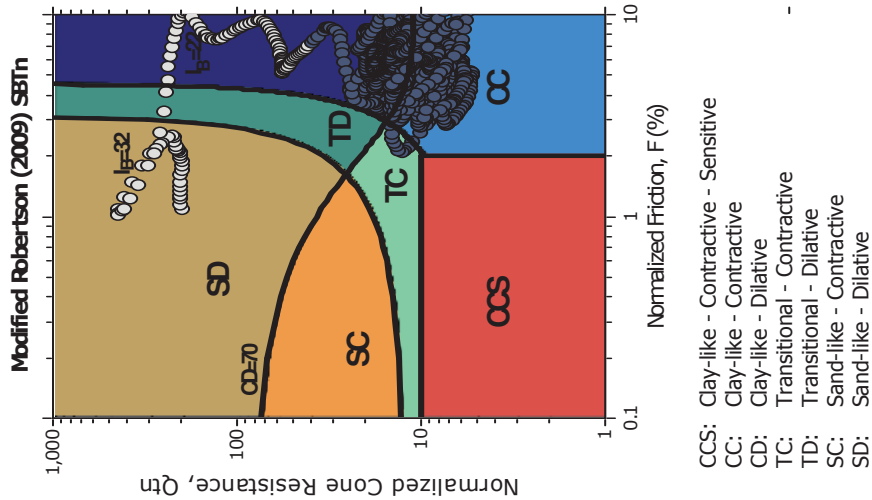


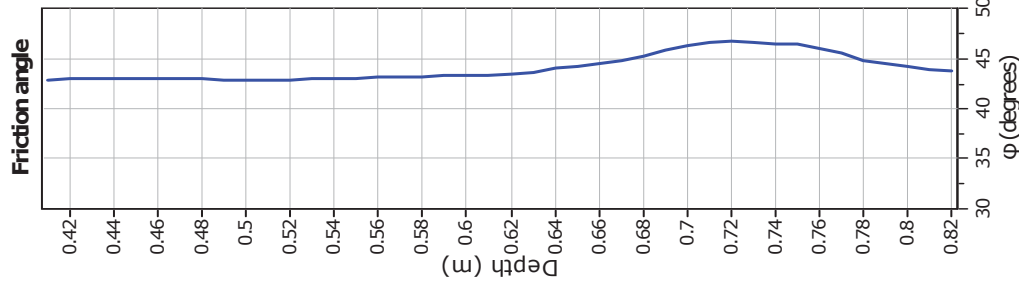
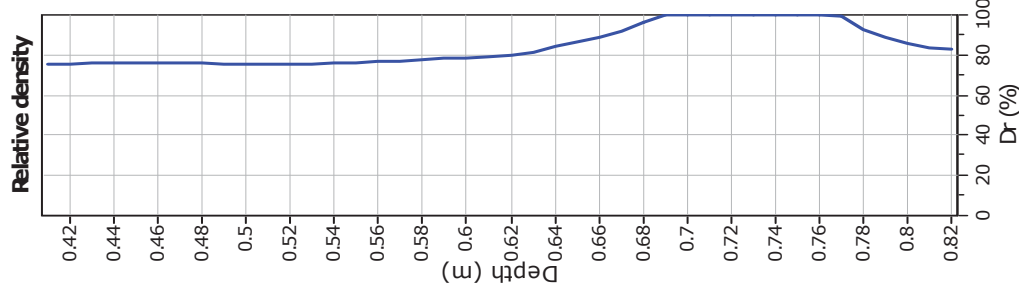
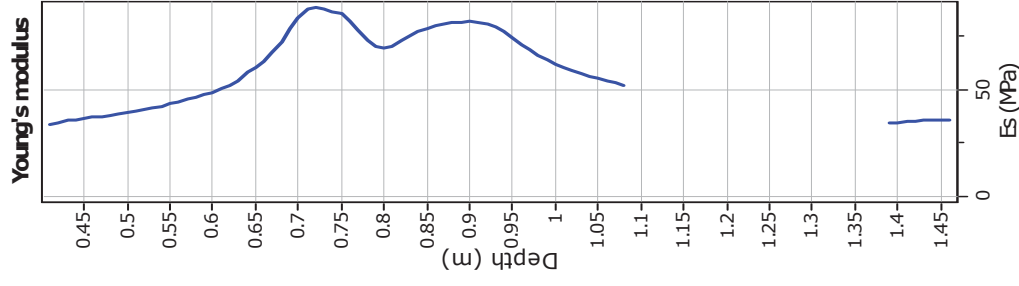
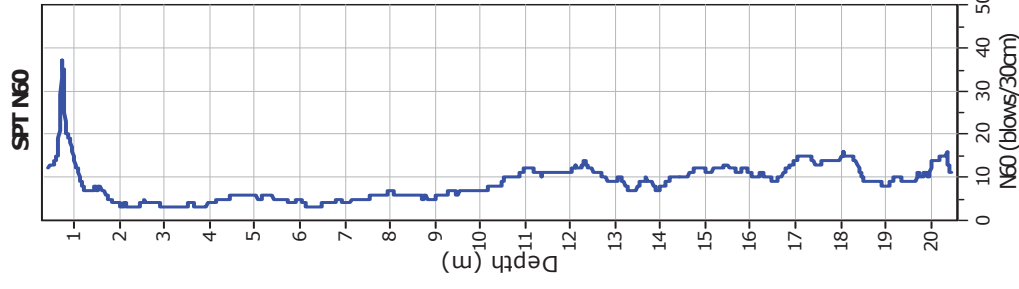
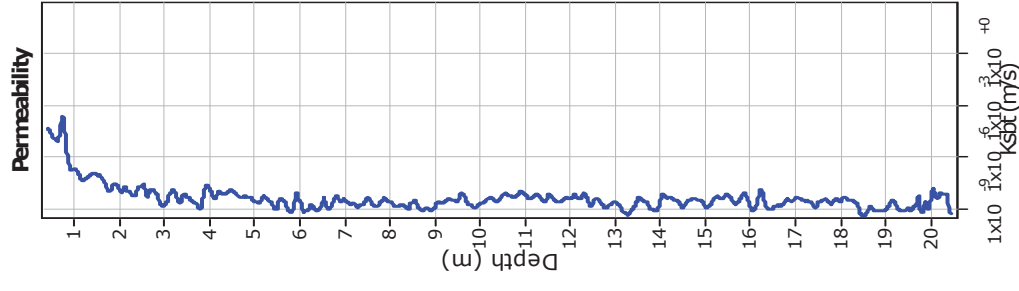


Mod. SBTn legend

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

Updated SBTn plots





Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

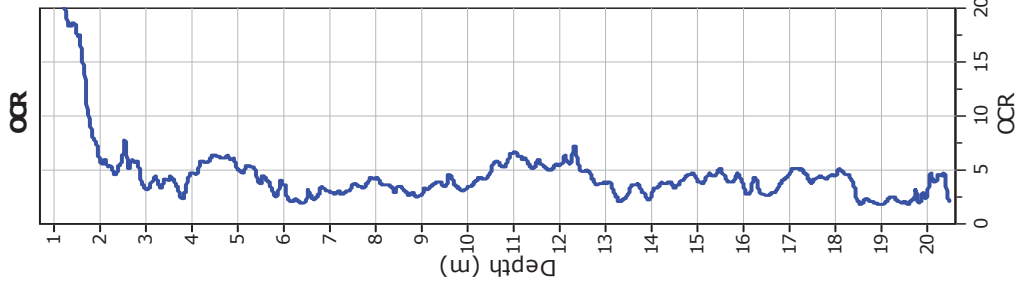
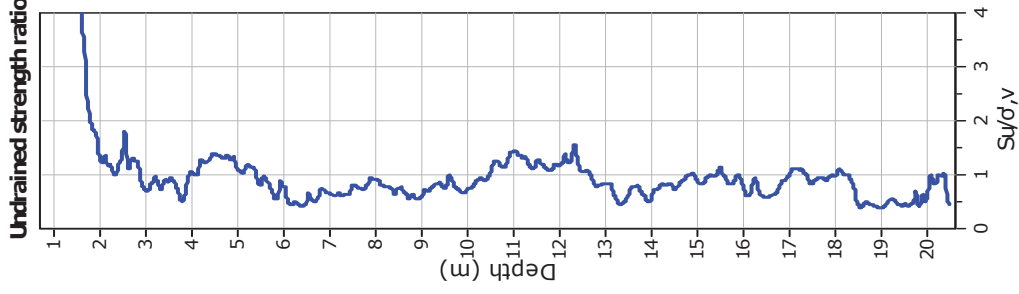
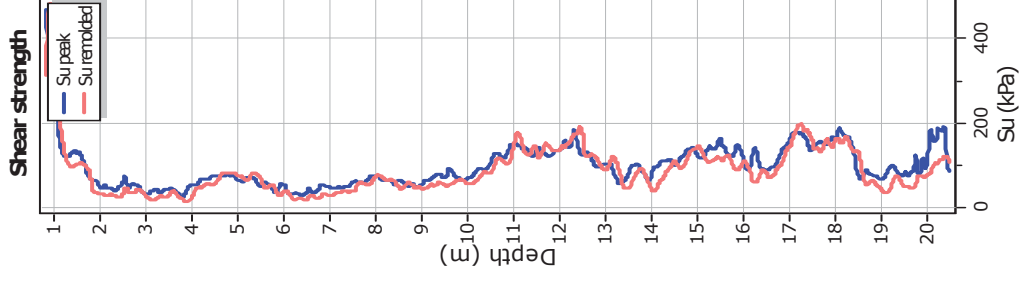
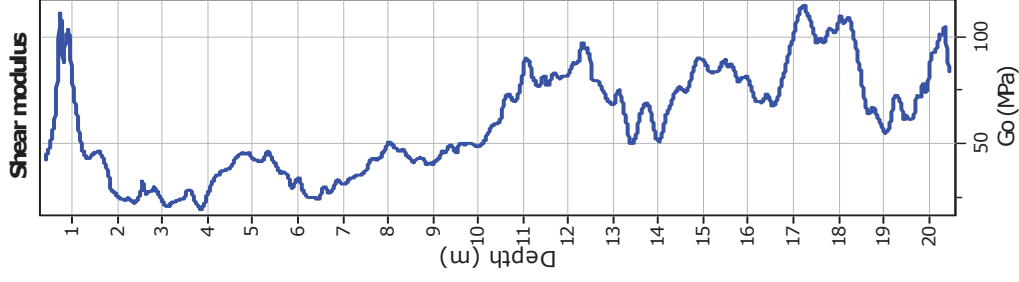
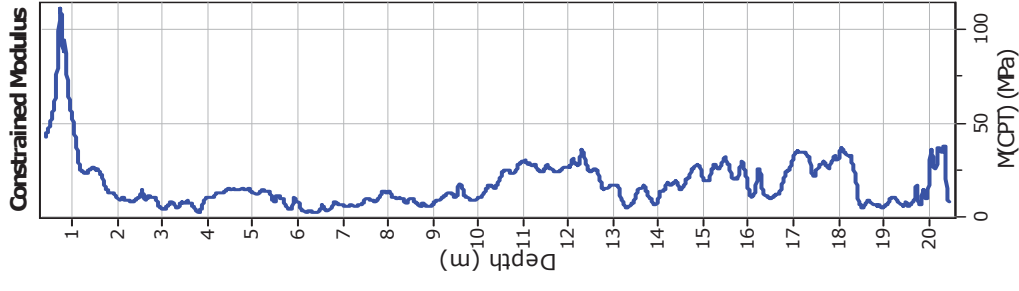
SPT N₆₀: Based on I_c and q_t

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

Relative density constant, C_{or}: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

—●— User defined estimation data



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable $\alpha/\rho/\eta$ using I_c and Q_m (Robertson, 2009)

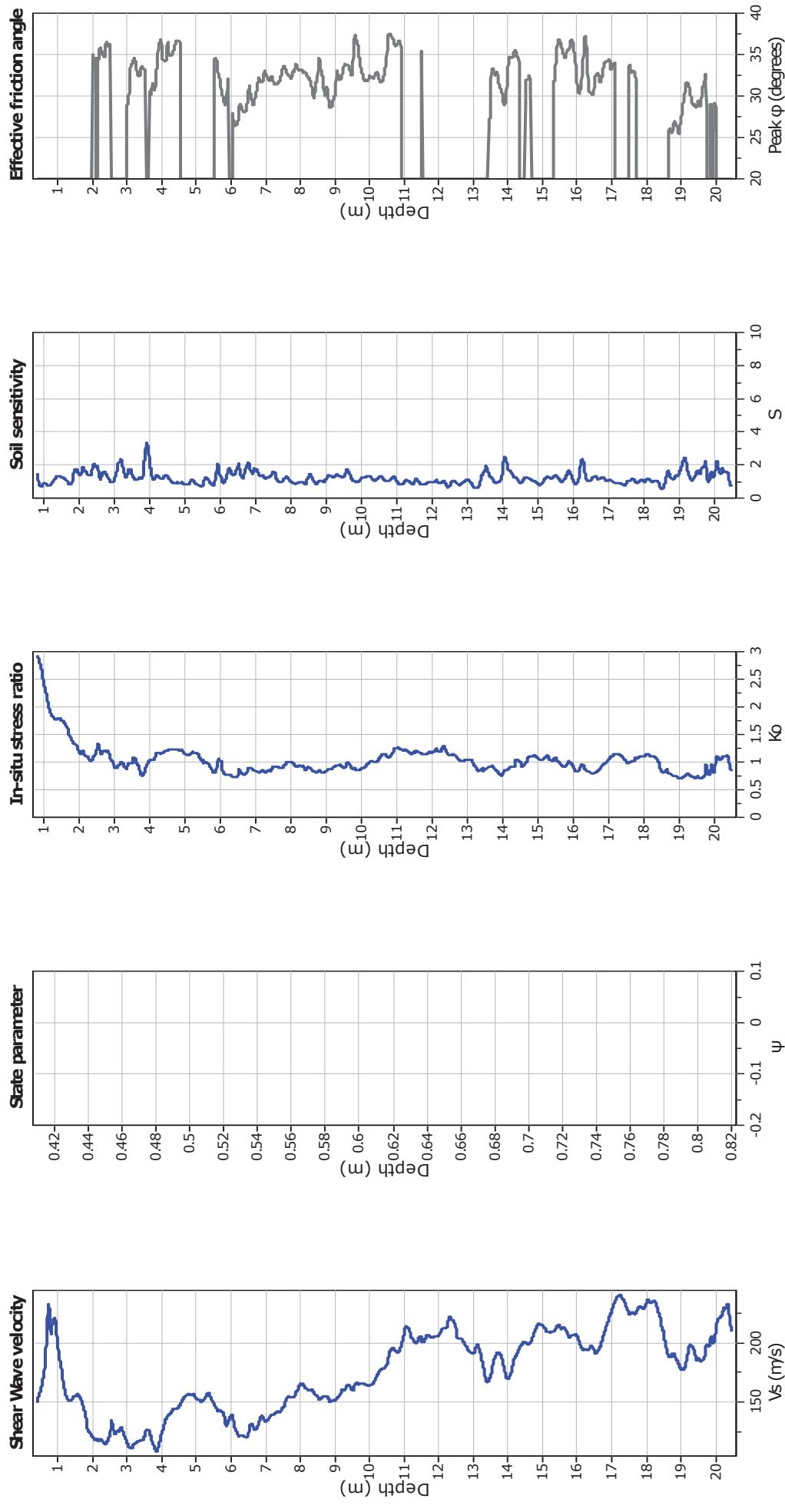
G_o : Based on variable $\alpha/\rho/\eta$ using I_c (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : 14

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

—●— User defined estimation data

—●— Flat Dilatometer Test data



Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 7.00
—●— User defined estimation data

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

Larghezza fondazione	4.0 m
Lunghezza fondazione	4.0 m
Profondità piano di posa	2.0 m
Profondità falda	2.0

STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m³]	Peso unità di volume saturo [kN/m³]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m²]	Coesione non drenata [kN/m²]	Modulo Elastico [kN/m²]	Modulo Edometrico [kN/m²]	Descrizione
1.7	19.0	22.0	25.0	16.0	160.0	22400.0	10000.0	ARGILLA SOVRACONSOLIDATA
5.75	17.5	20.5	21.0	5.0	50.0	7000.0	4000.0	ARGILLA A MEDIO SCARSA CONSISTENZA
3.05	18.0	21.0	23.0	6.0	60.0	8400.0	4500.0	ARGILLA MEDIAMENTE CONSISTENTE
10.5	19.0	22.0	25.0	15.0	150.0	21000.0	10000.0	ARGILLA CONSISTENTE

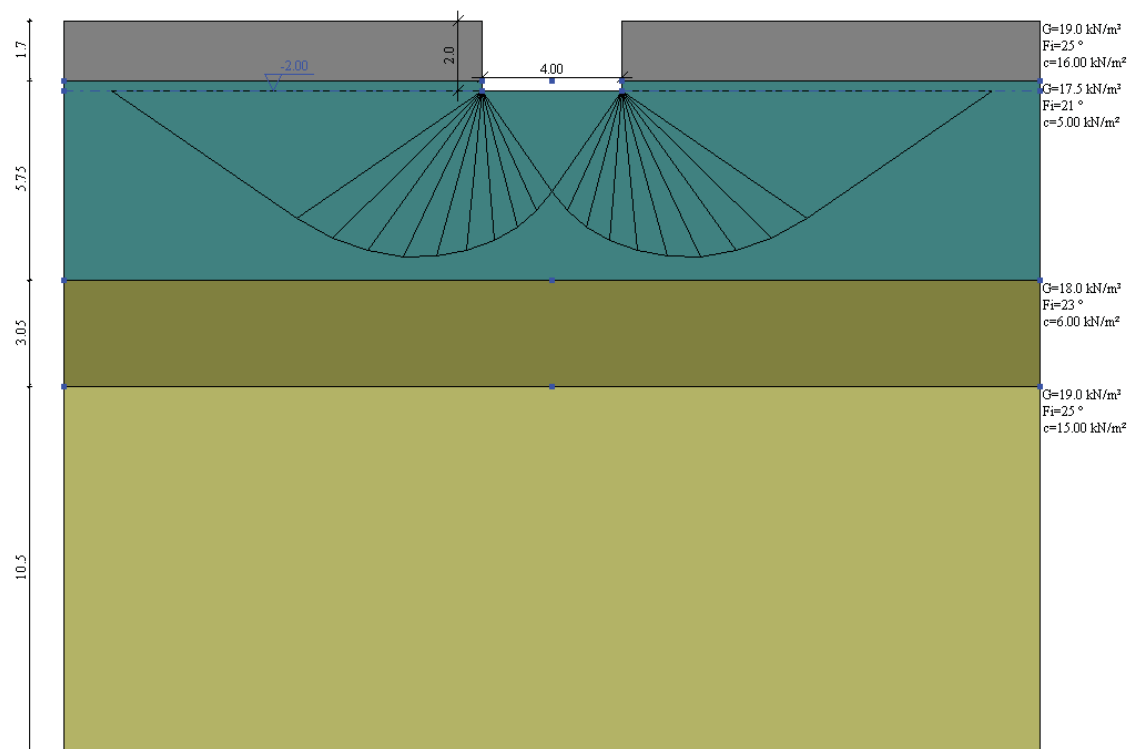
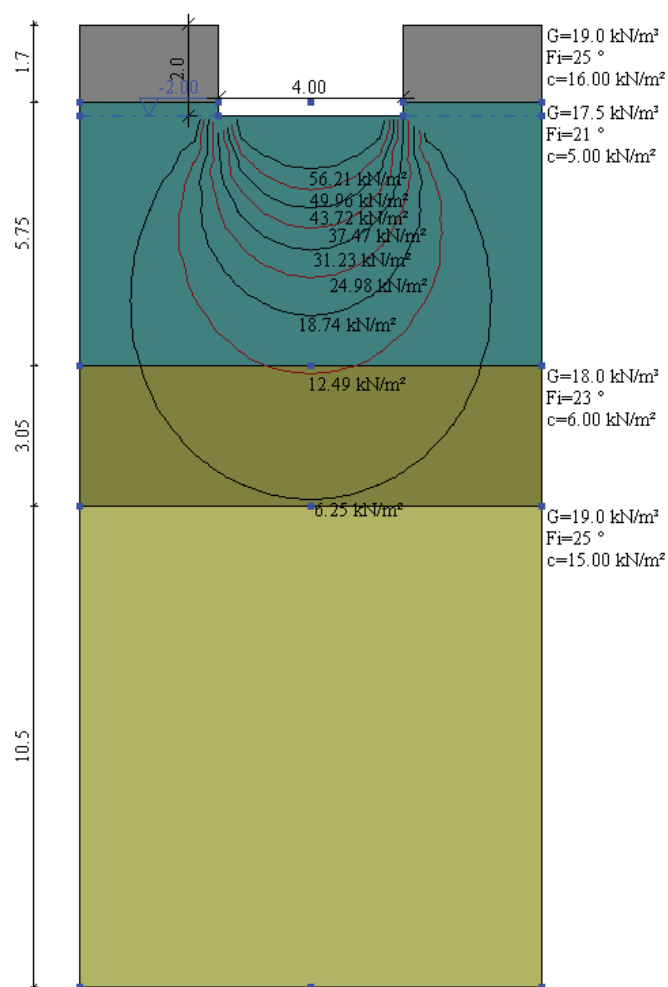
CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	100.0 kN/m²
Cedimento totale	2.518 cm

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4.725	66.688	13.62	Edometrico	1.8558	--	1.8558
3	8.975	112.896	6.344	Edometrico	0.43	--	0.43
4	15.75	193.979	2.215	Edometrico	0.2326	--	0.2326



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

Indagini sismiche



G E O G R O U P s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Località: Bomporto (MO), via Verdi

Lavoro: Realizzazione Palazzo Sport





G E O G R O U P S.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Acquisizione HVSr

Data format: 16 byte

Full scale [mV]: n.a.

Start recording: 17/04/19 10:44:35

End recording: 17/04/19 11:04:35

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00".

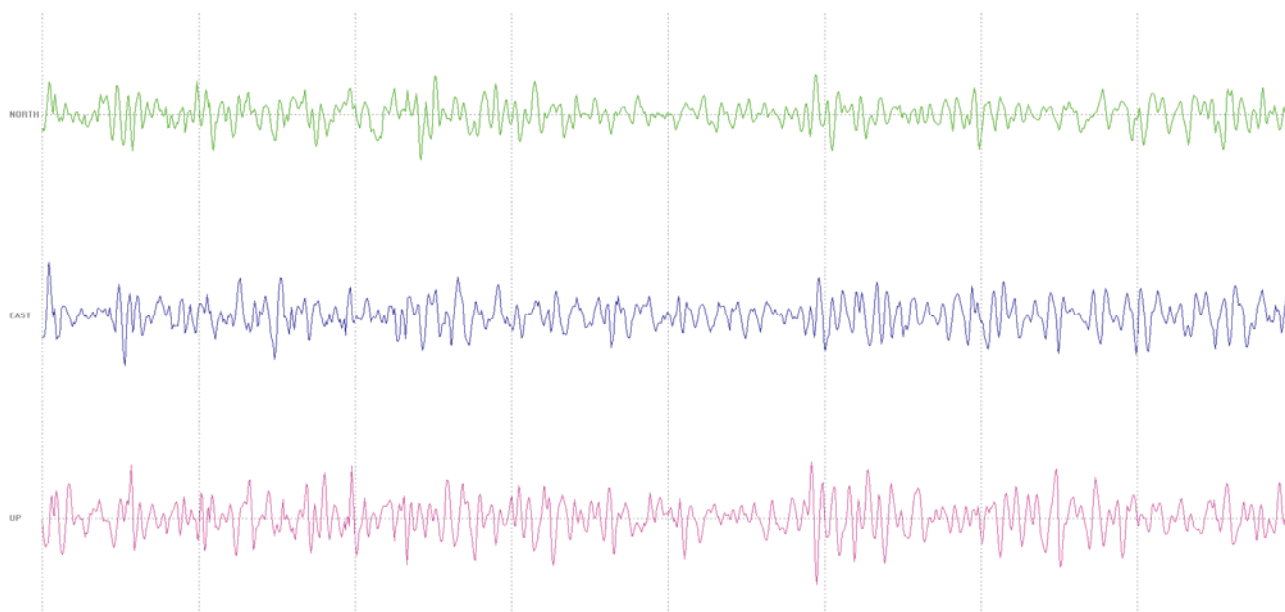
Analyzed 95% trace (manual window selection)

Sampling rate: 100 Hz

Window size: 20 s

Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 10%





GEO GROUP s.r.l.

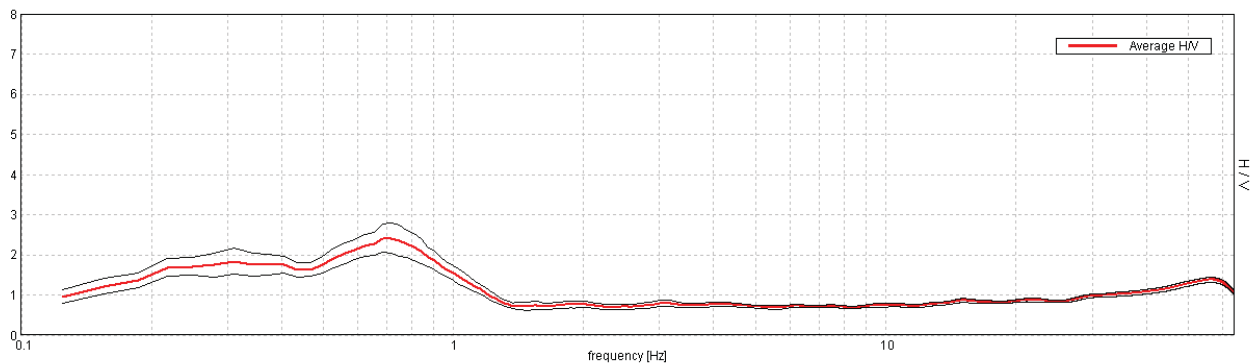
Sede Legale: via C. Costa, 182 - 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 - 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 - www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

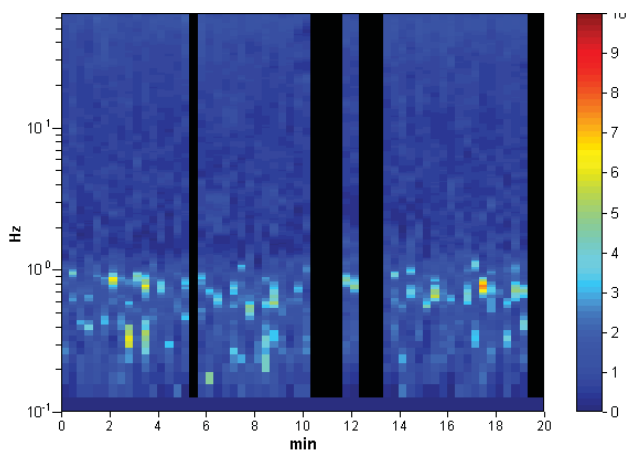
HVSR1

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

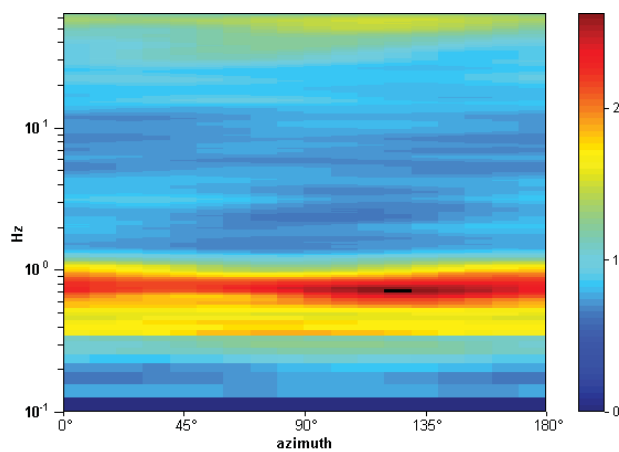
Max. H/V at 0.69 ± 0.14 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).



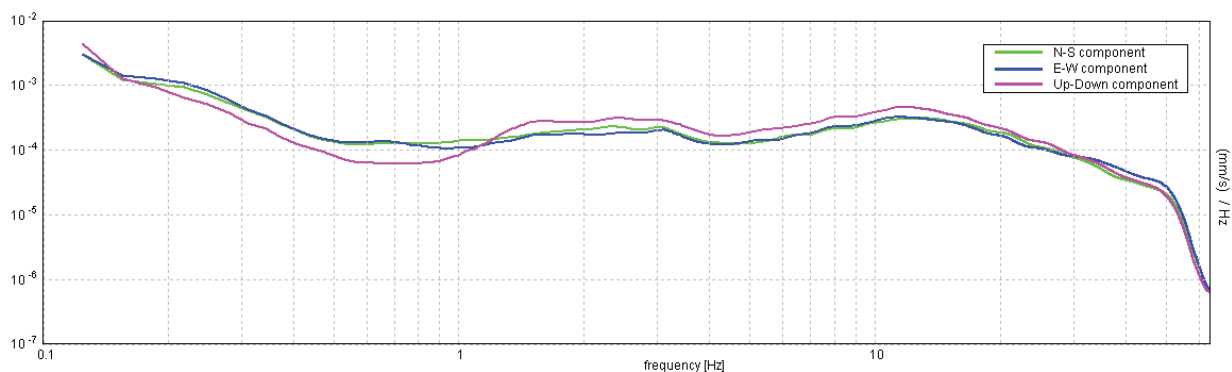
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA





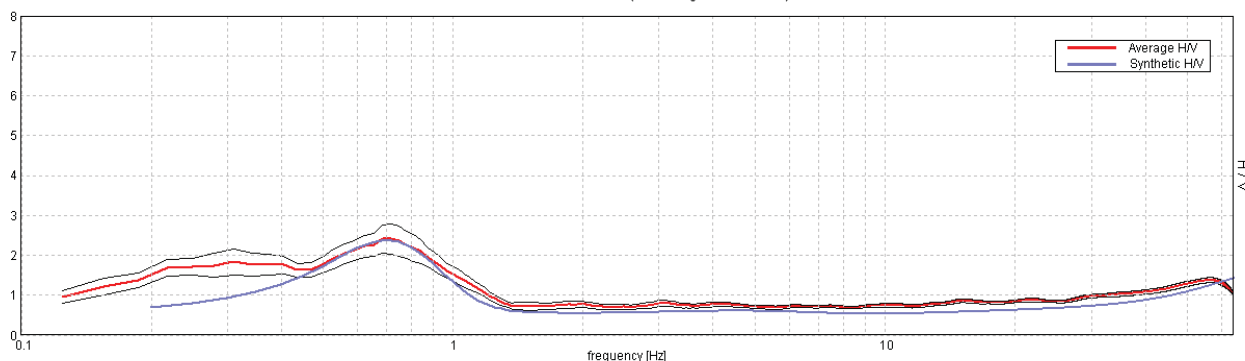
GEO GROUP S.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.69 ± 0.14 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).



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

Max. H/V at 0.69 ± 0.14 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.69 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$687.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 34 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.156 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.41 > 2$	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.21047 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.1447 < 0.10313$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3514 < 2.0$	OK	

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
σ_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 σ_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.

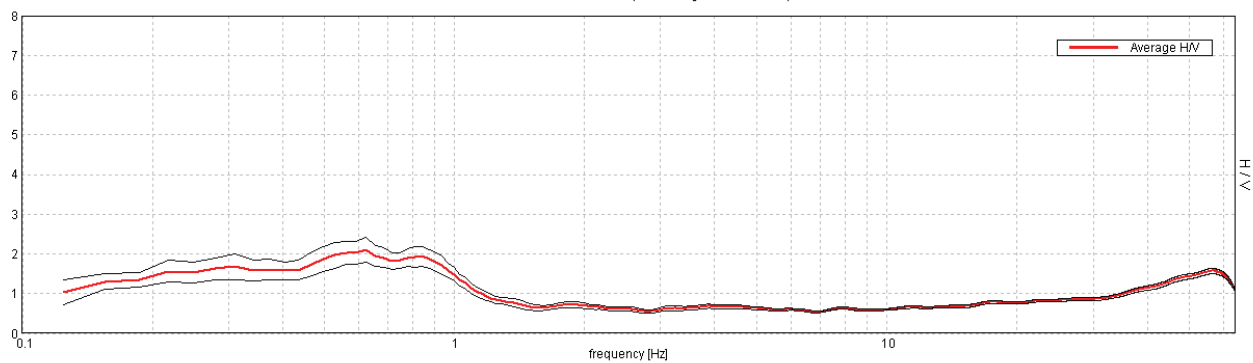
Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

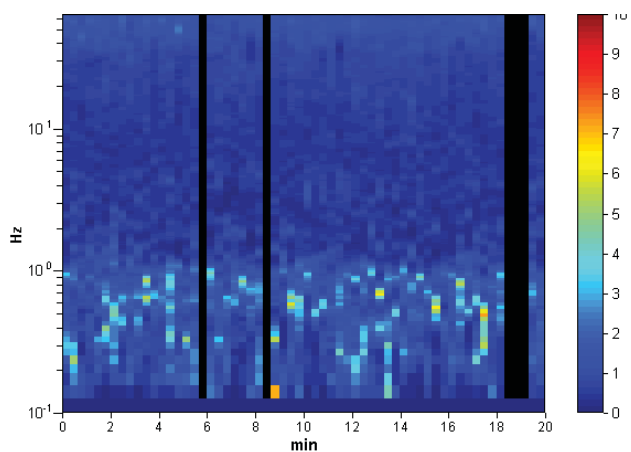
HVSR2

HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

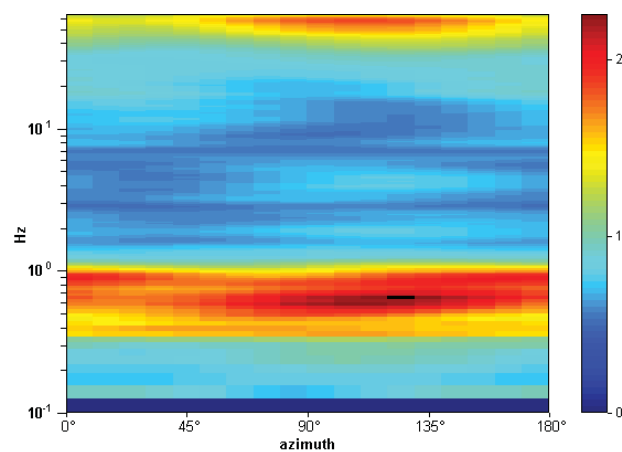
Max. HV at 0.63 ± 0.15 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).



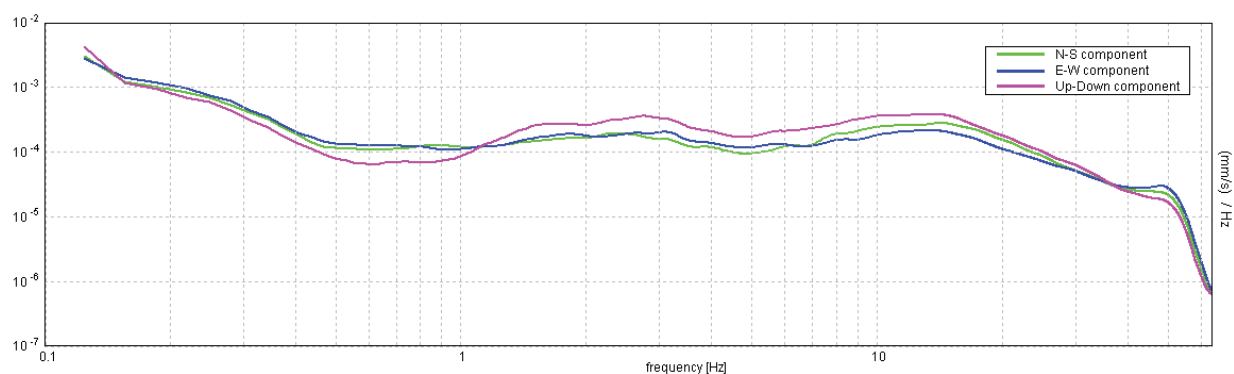
H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



SINGLE COMPONENT SPECTRA





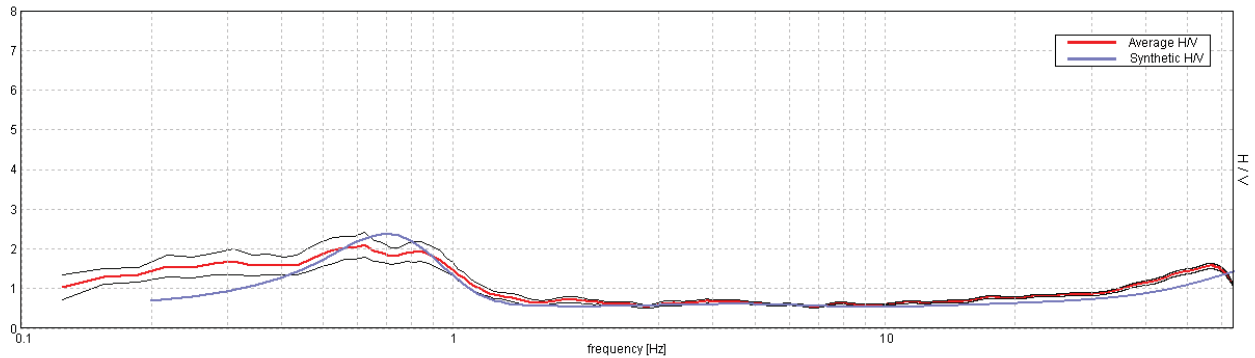
GEO GROUP S.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

Max. H/V at 0.63 ± 0.15 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).



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

Max. H/V at 0.63 ± 0.15 Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).

Criteria for a reliable H/V curve

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.69 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$687.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5$ Hz $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5$ Hz	Exceeded 0 out of 34 times	OK	

Criteria for a clear H/V peak

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

Exists f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Exists f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	1.156 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.41 > 2$	OK	
$f_{peak}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.21047 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.1447 < 0.10313$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.3514 < 2.0$	OK	

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
σ_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 σ_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



G E O G R O U P s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

Acquisizione MASW

Start recording: 17/04/19 10:44:35

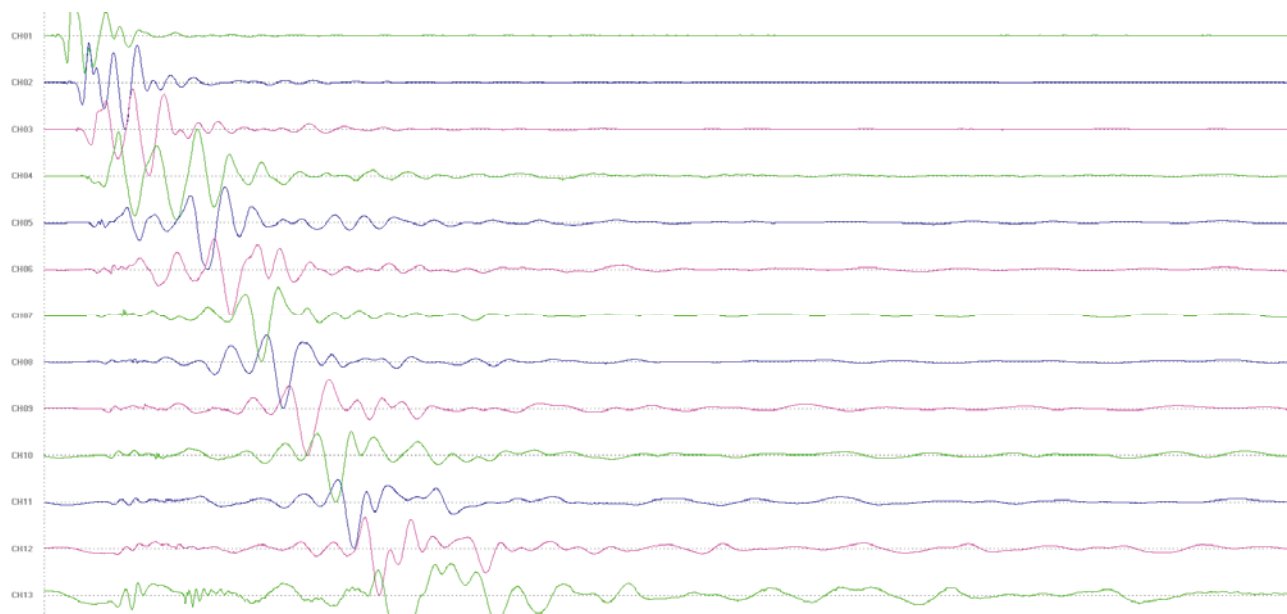
End recording: 17/04/19 11:04:35

Trace length: 0h20'00".

Analyzed 83% trace (manual window selection)

Sampling rate: 128 Hz

Array geometry (x): 0.0 3.0 6.0 9.0 12.0 15.0 18.0 21.0 24.0 27.0 30.0 33.0 36.0 m.



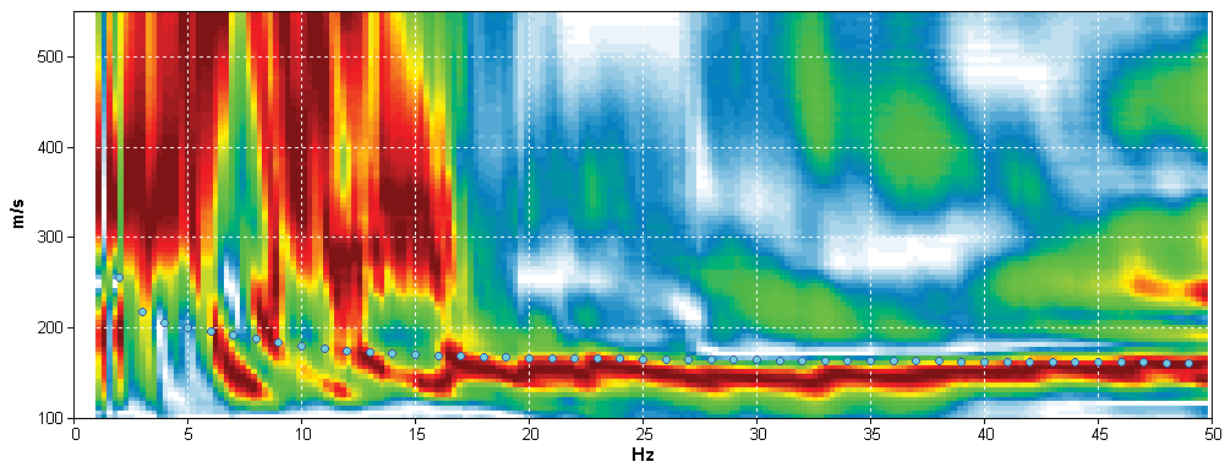


G E O G R O U P s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it

MODELLED RAYLEIGH WAVE PHASE VELOCITY DISPERSION CURVE



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
0.30	0.30	100	0.42
8.30	8.00	180	0.42
36.30	28.00	220	0.42
66.30	30.00	280	0.42
106.30	40.00	350	0.42
151.30	45.00	450	0.42
inf.	inf.	500	0.42

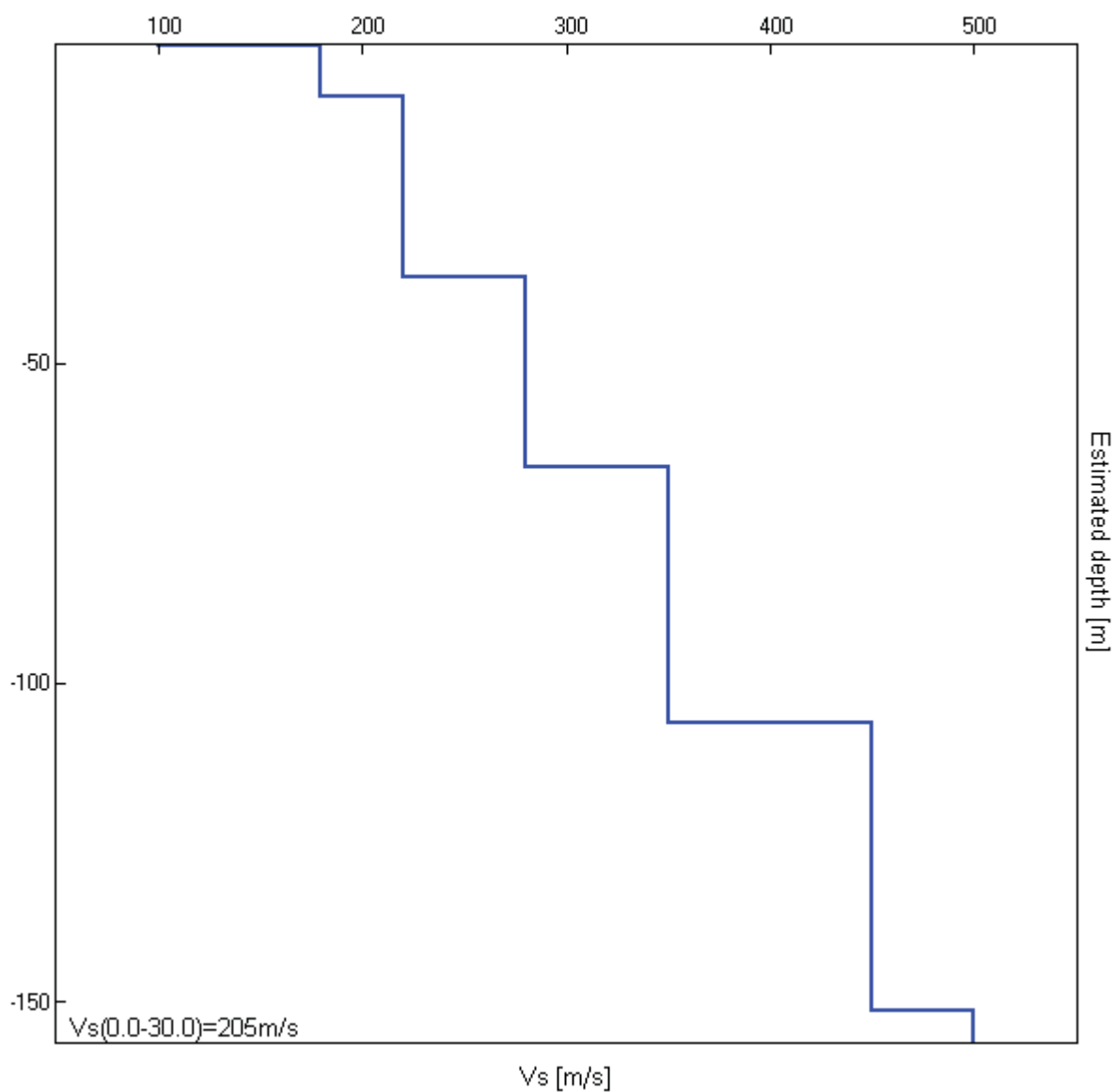
Vs(0.0-30.0)=205 m/s



G E O G R O U P s.r.l.

Sede Legale: via C. Costa, 182 – 41123 Modena Sede operativa: via per Modena, 12 – 41051 Castelnuovo Rangone (MO)

Tel. 059-39.67.169 - Fax . 059-59.60.176 - p.IVA e C.F. 02981500362 – www.geogroupmodena.it - e-mail: info@geogroupmodena.it



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 ANALYSIS REPORT

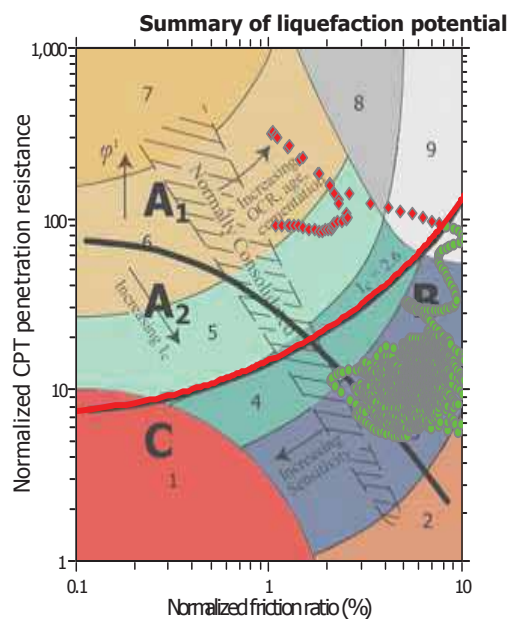
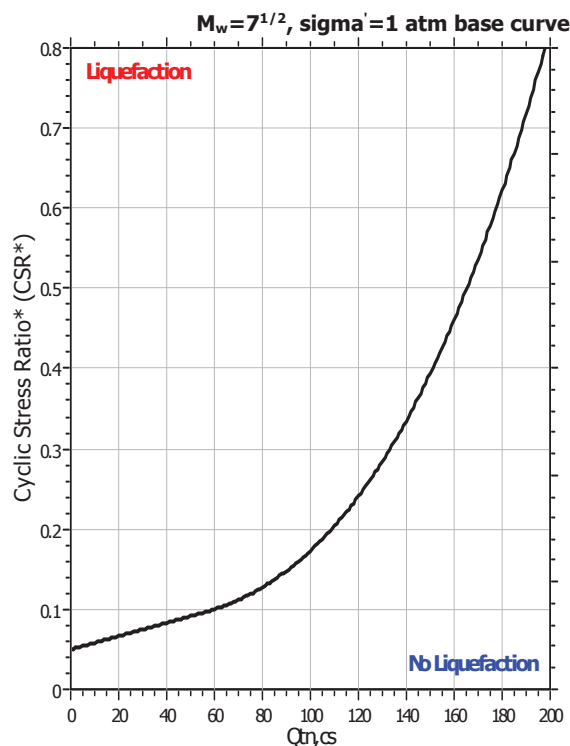
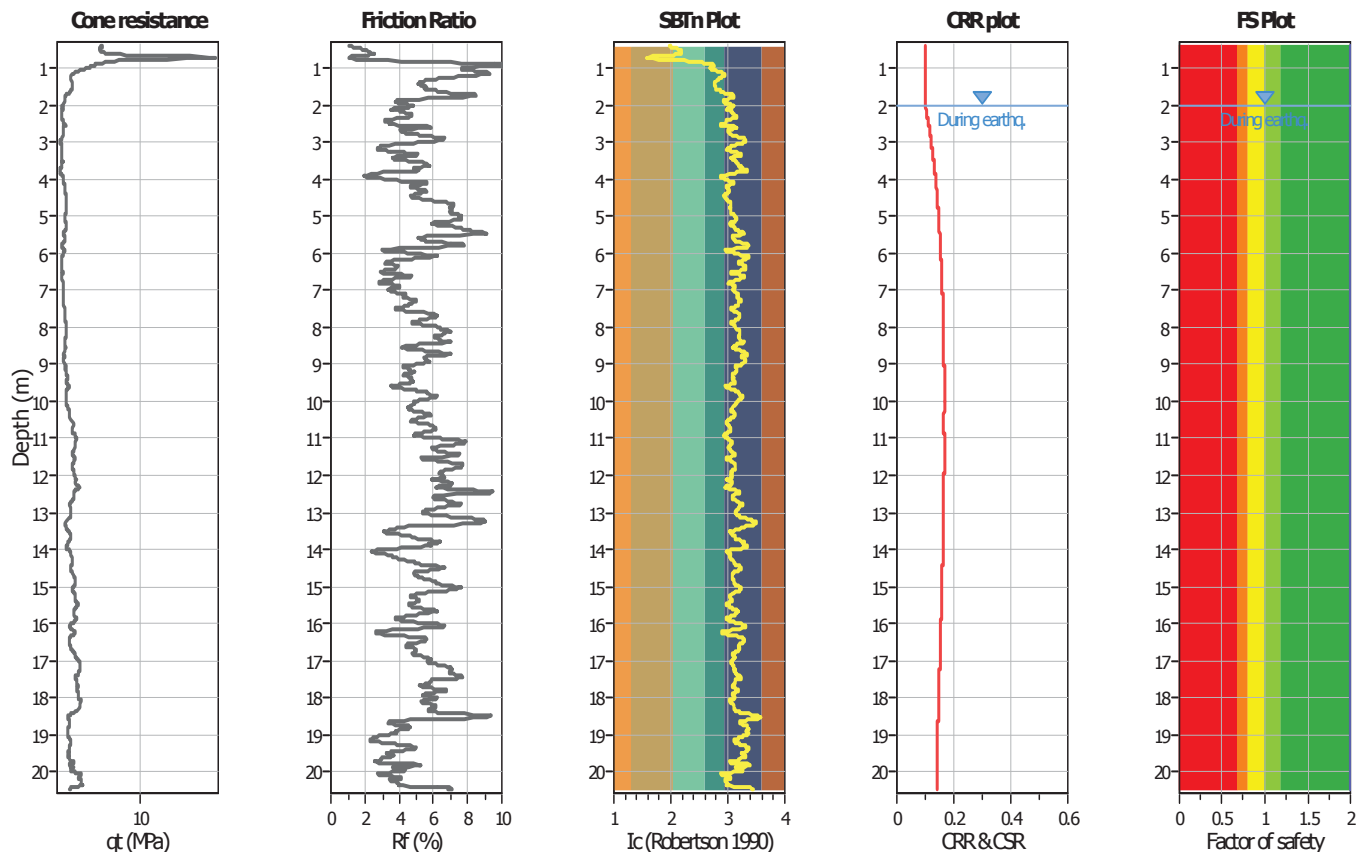
Project title : Studio del terreno di fondazione

Location : Bomporto, Palazzo dello Sport

CPT file : cptu

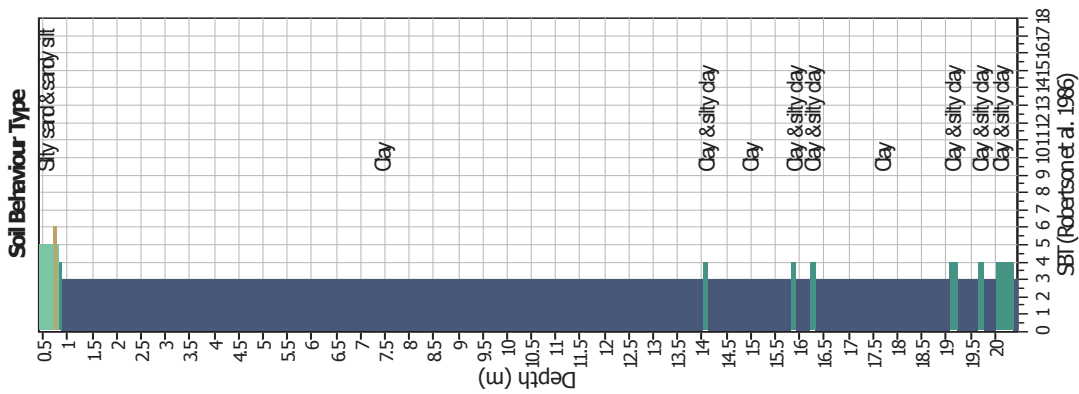
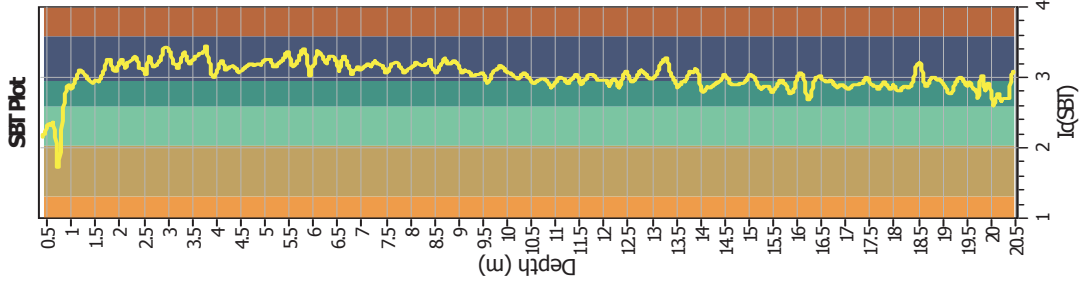
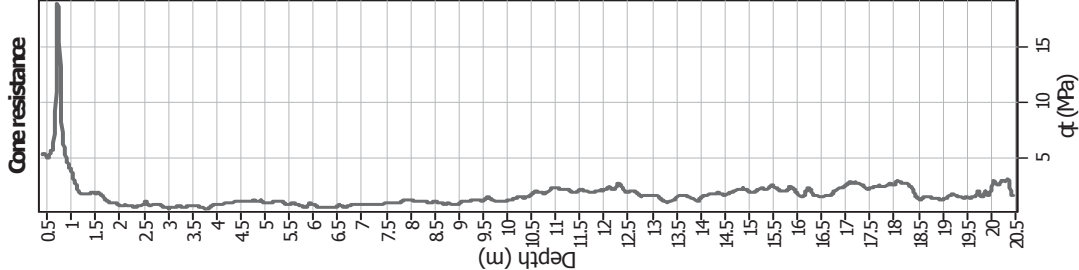
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	applied:	Sands only
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes	MSF method:	Method based



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



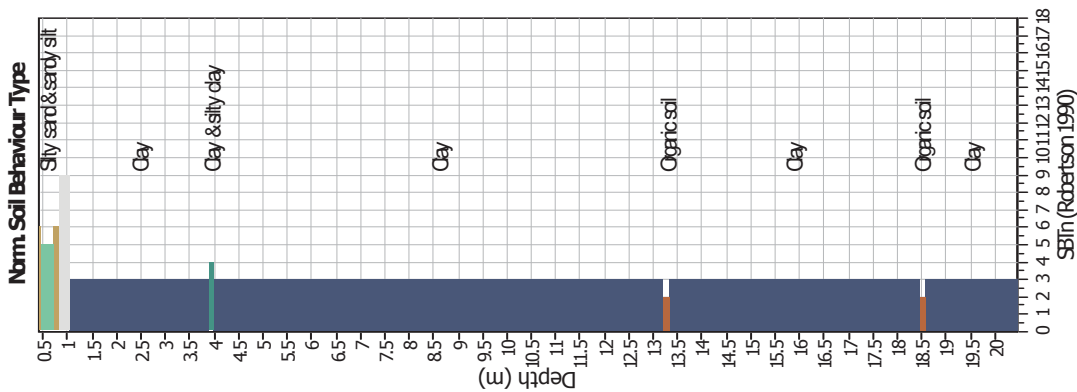
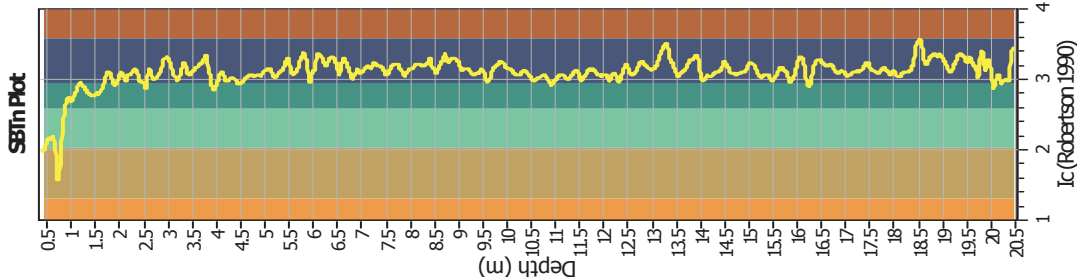
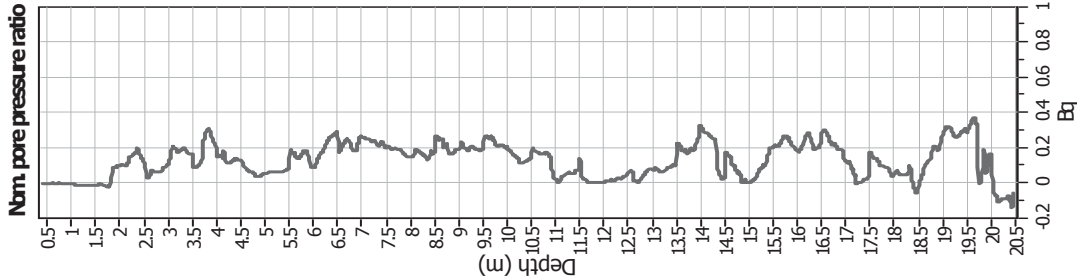
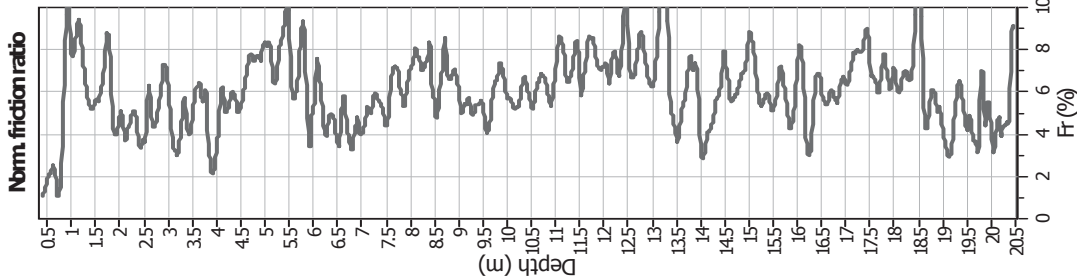
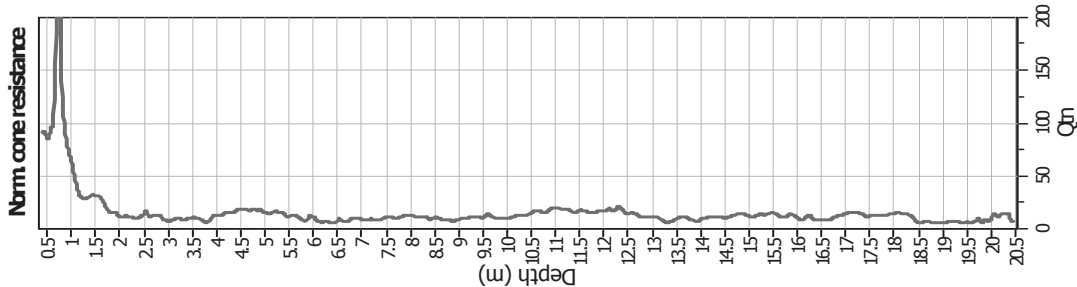
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earth _q):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_r applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)



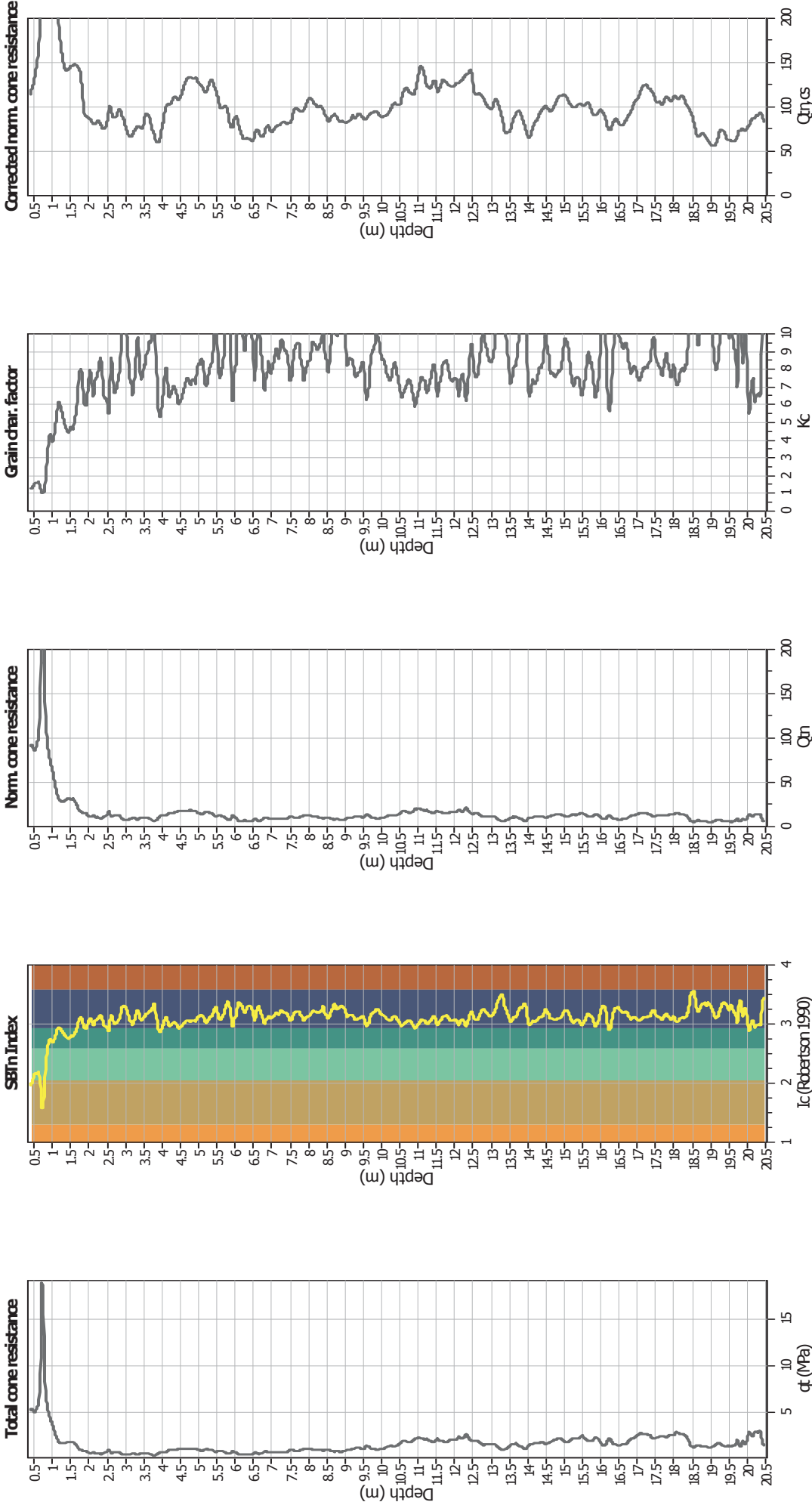
Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K _r applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBTn legend

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

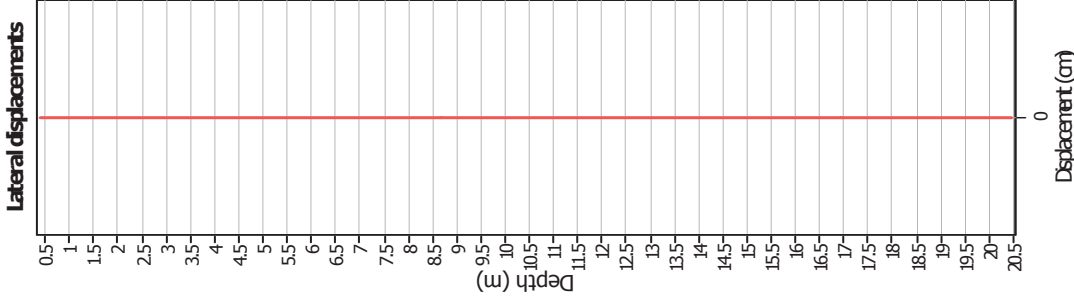
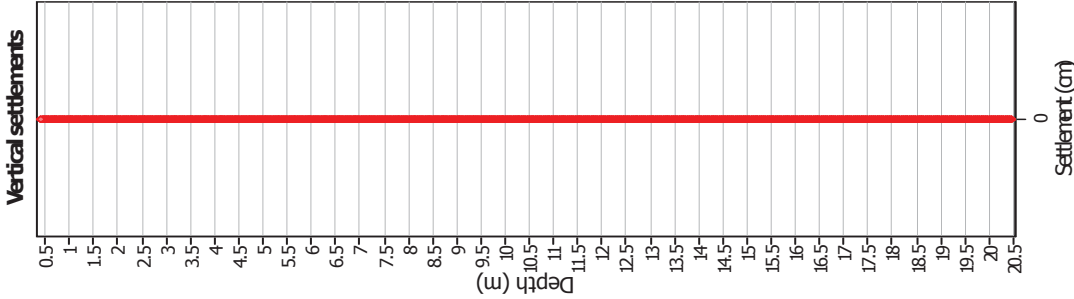
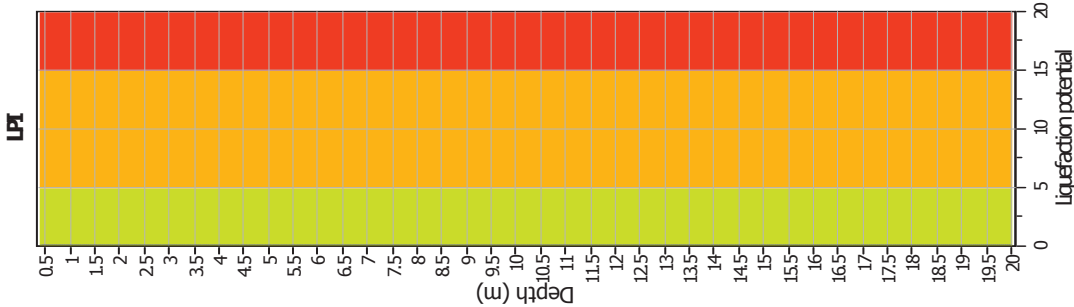
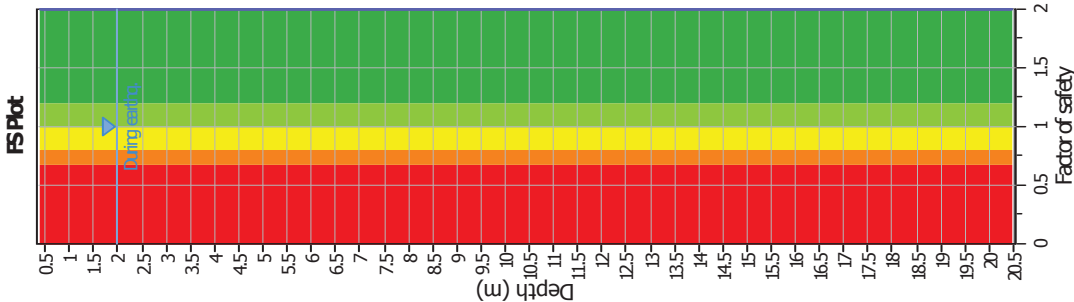
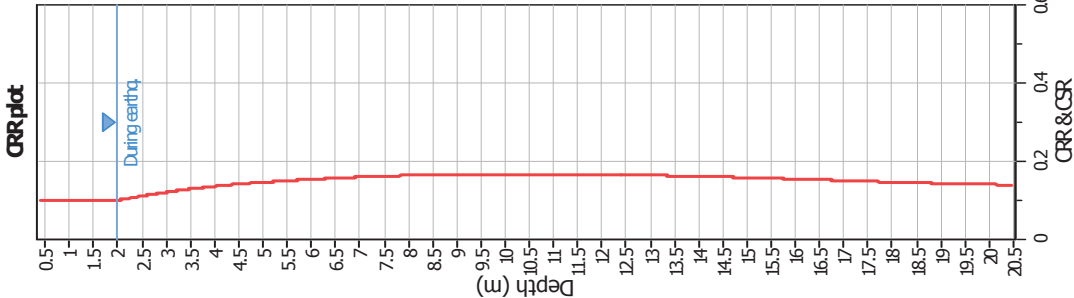
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_r applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (earthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I _c value	I _c cut-off value:	2.60	K _σ applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

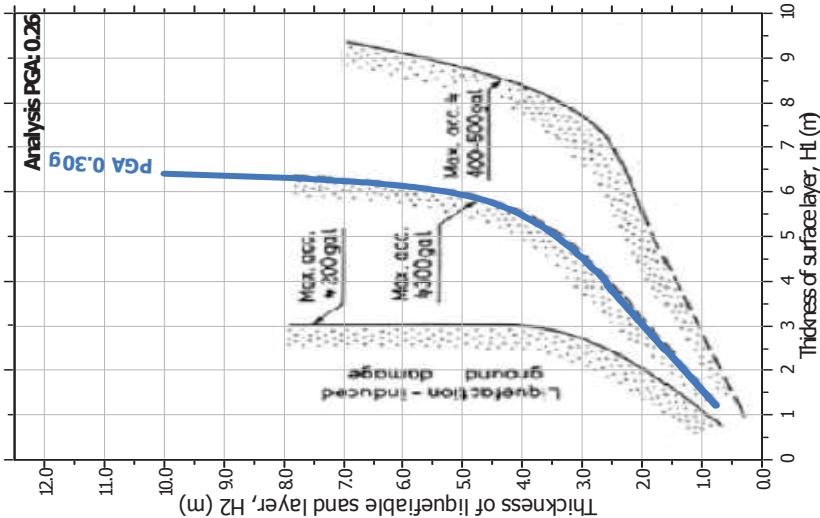
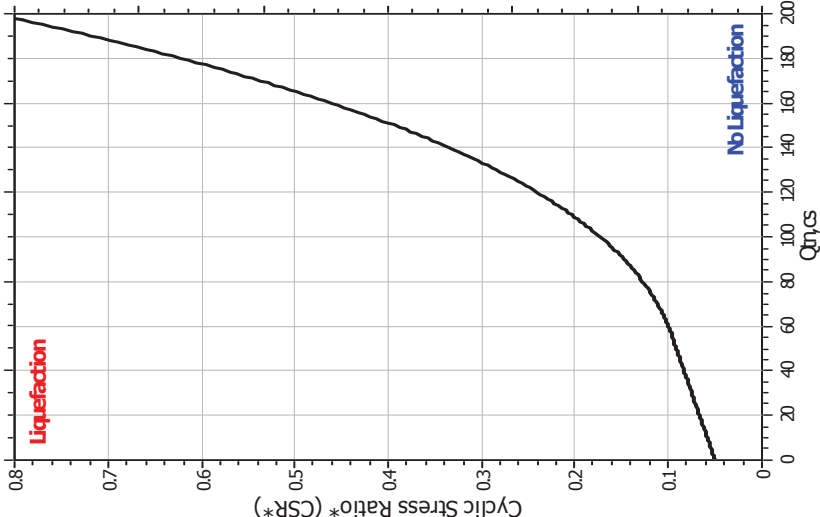
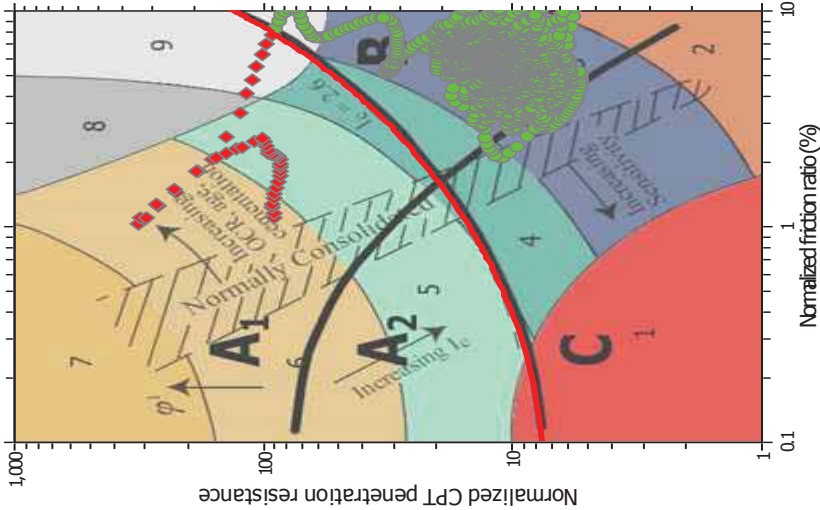
F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally likely	Unlike to liquefy	Almost certain it will not liquefy
Very high risk	High risk	Low risk		

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk

Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	Depth to water table (erthq.):	2.00 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	NCEER (1998)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	Yes
Points to test:	Based on I_c value	I_c cut-off value:	2.60	K_r applied:	Yes
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

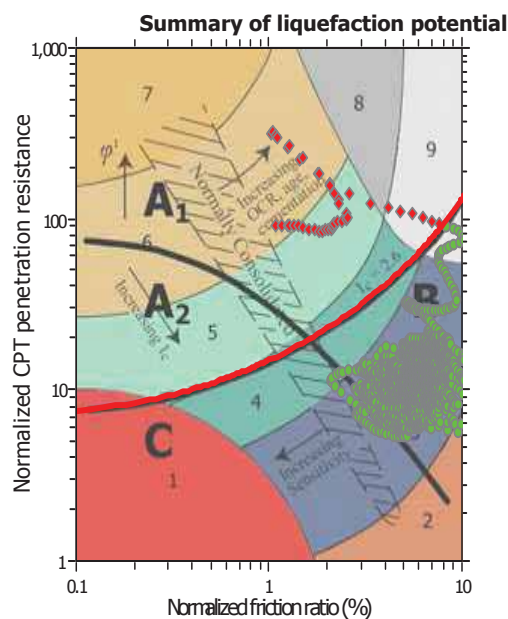
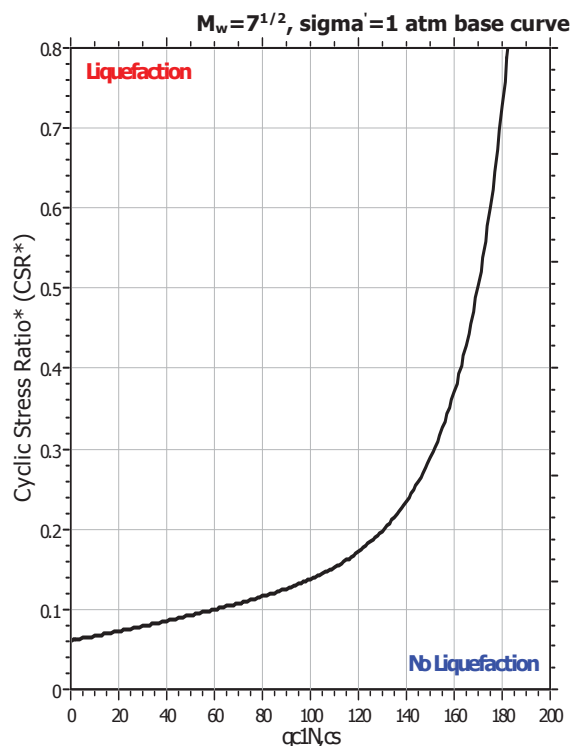
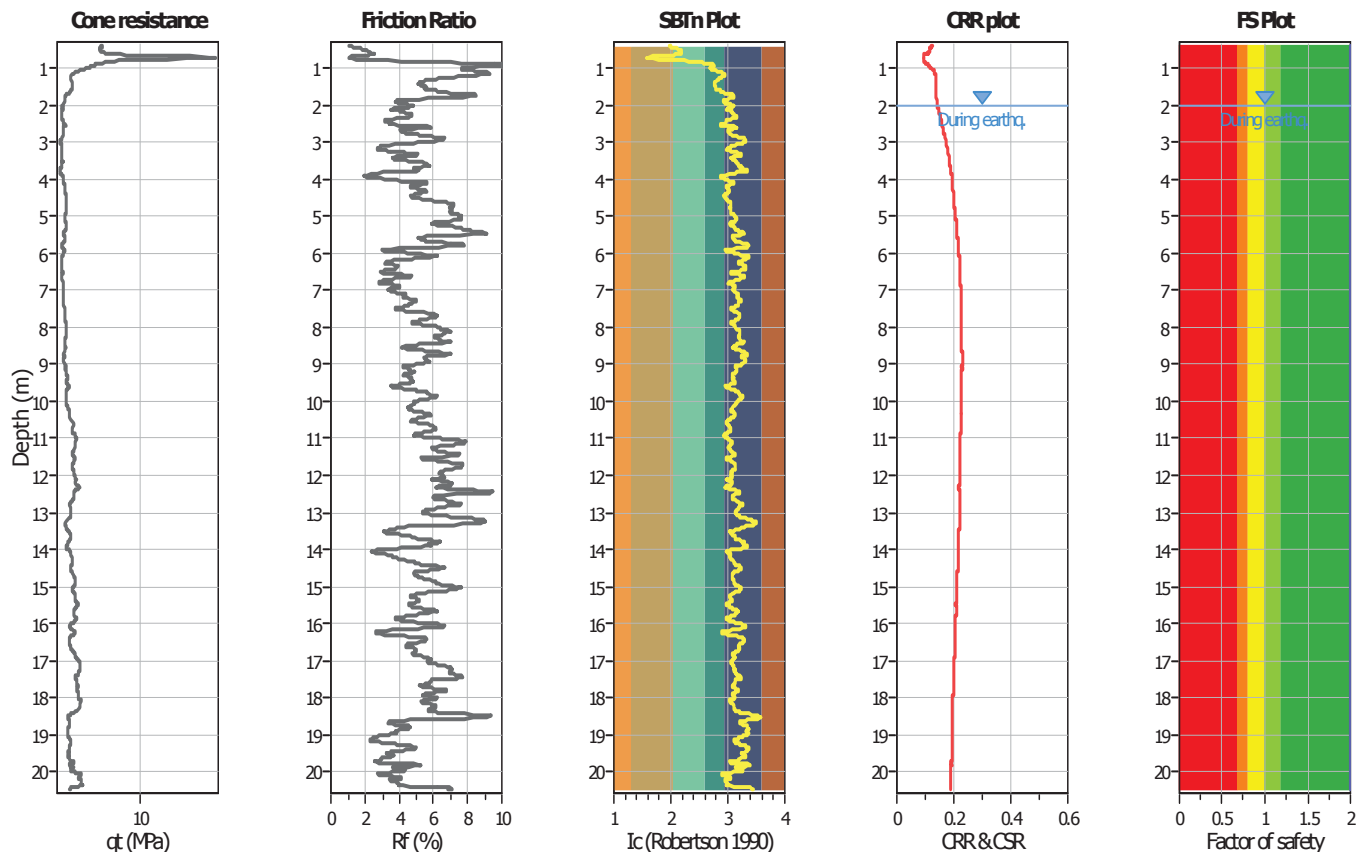
Project title : Studio del terreno di fondazione

Location : Bomporto, Palazzo dello Sport

CPT file : cptu

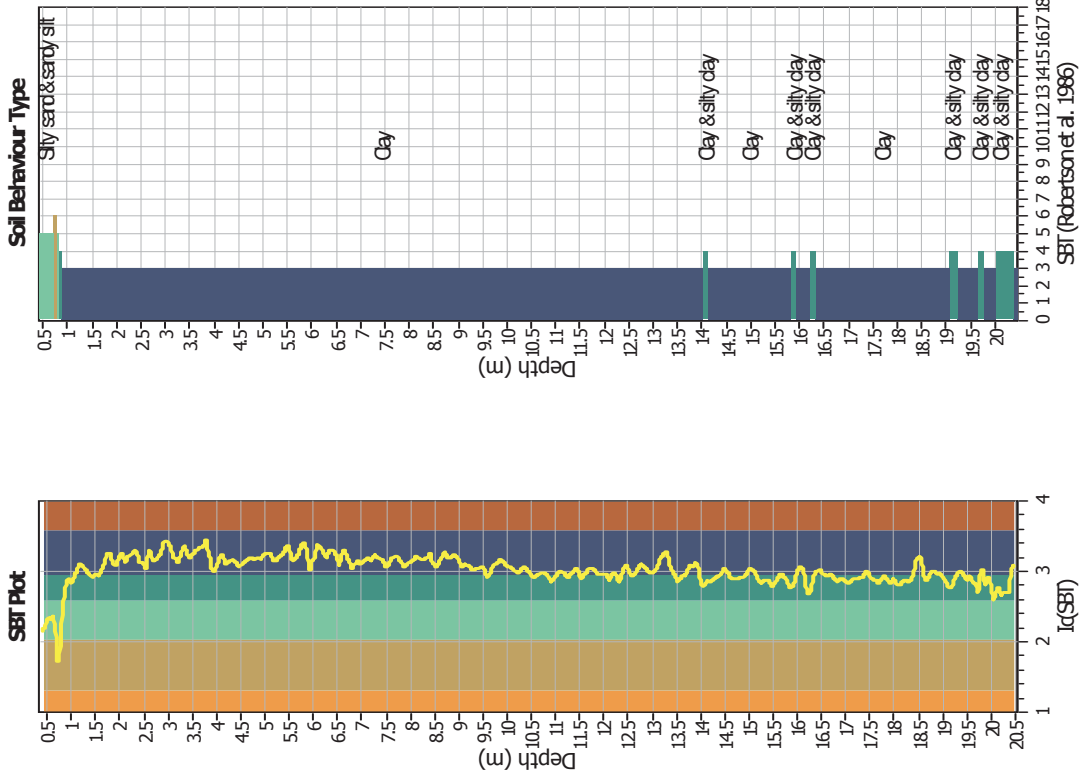
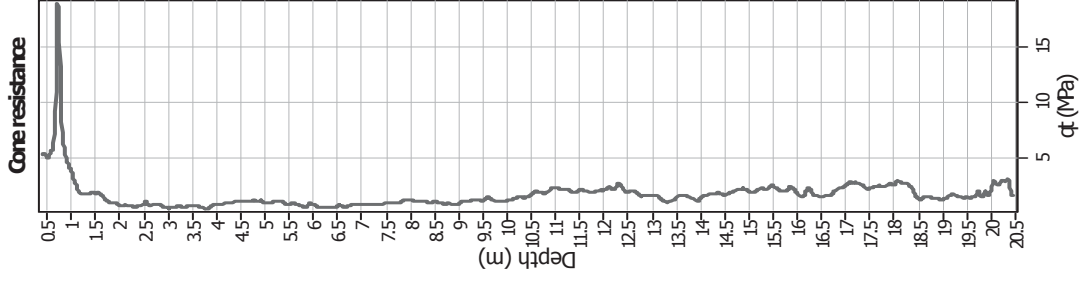
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.26	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_g applied:	Yes		



Zone A₁: Cyclic liquefaction likely depending on size and duration of cyclic loading
 Zone A₂: Cyclic liquefaction and strength loss likely depending on loading and ground geometry
 Zone B: Liquefaction and post-earthquake strength loss unlikely, check cyclic softening
 Zone C: Cyclic liquefaction and strength loss possible depending on soil plasticity, brittleness/sensitivity, strain to peak undrained strength and ground geometry

CPT basic interpretation plots



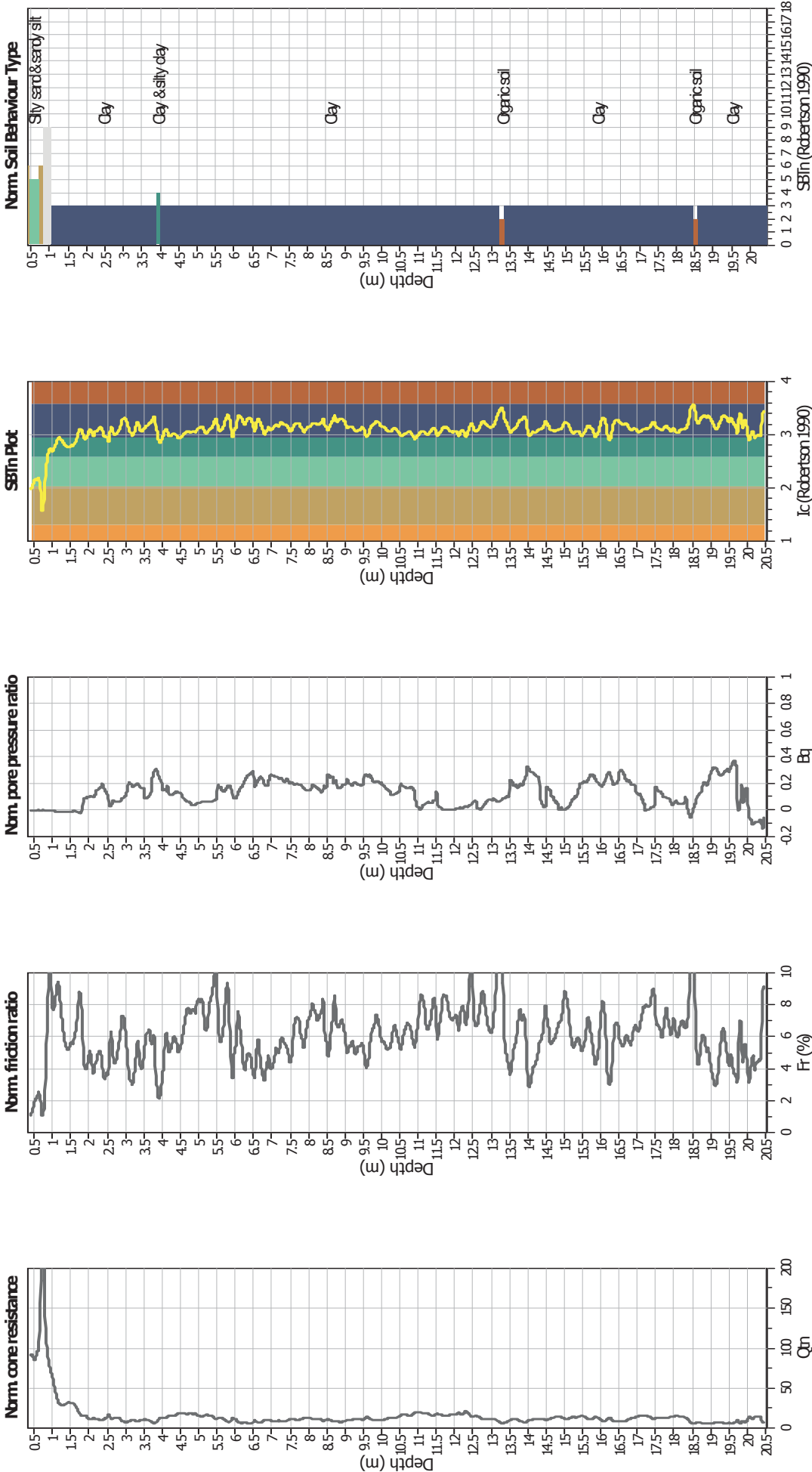
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 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_c value	I_c 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:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBT legend

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

CPT basic interpretation plots (normalized)



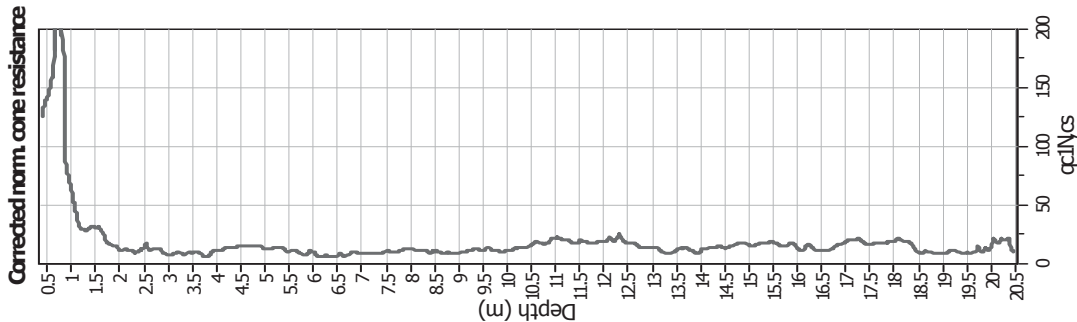
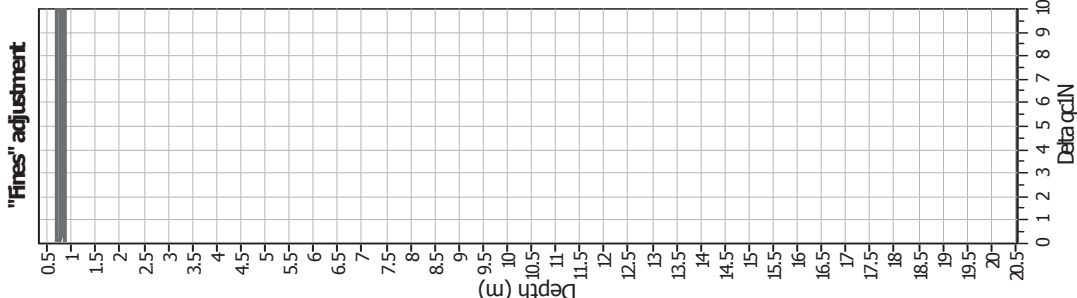
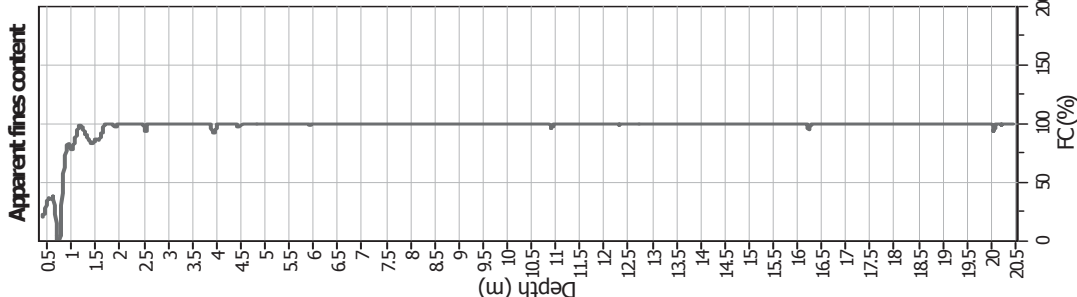
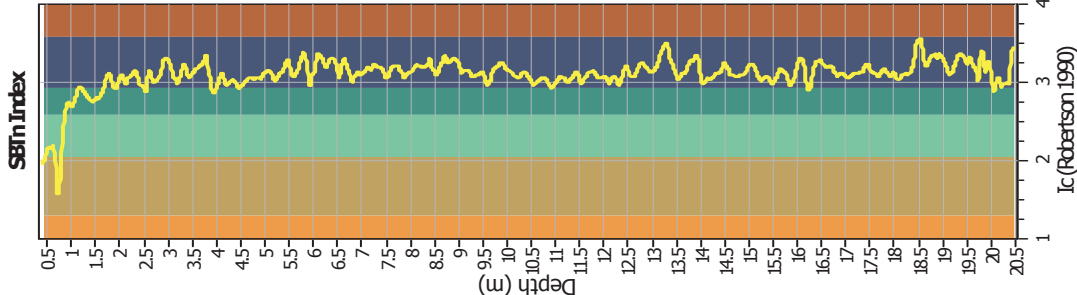
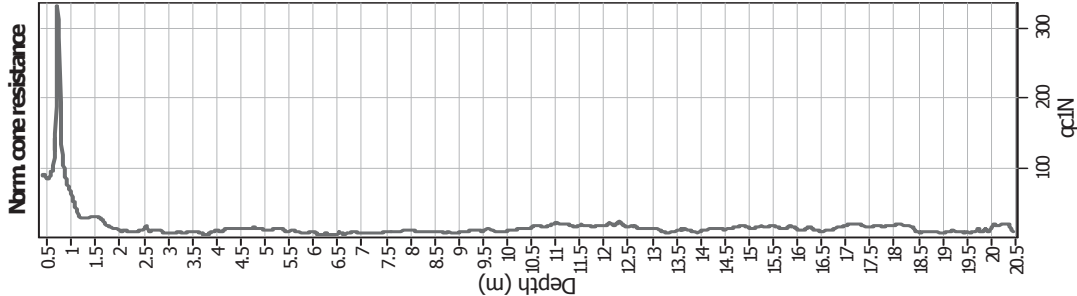
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 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:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

SBTn legend

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

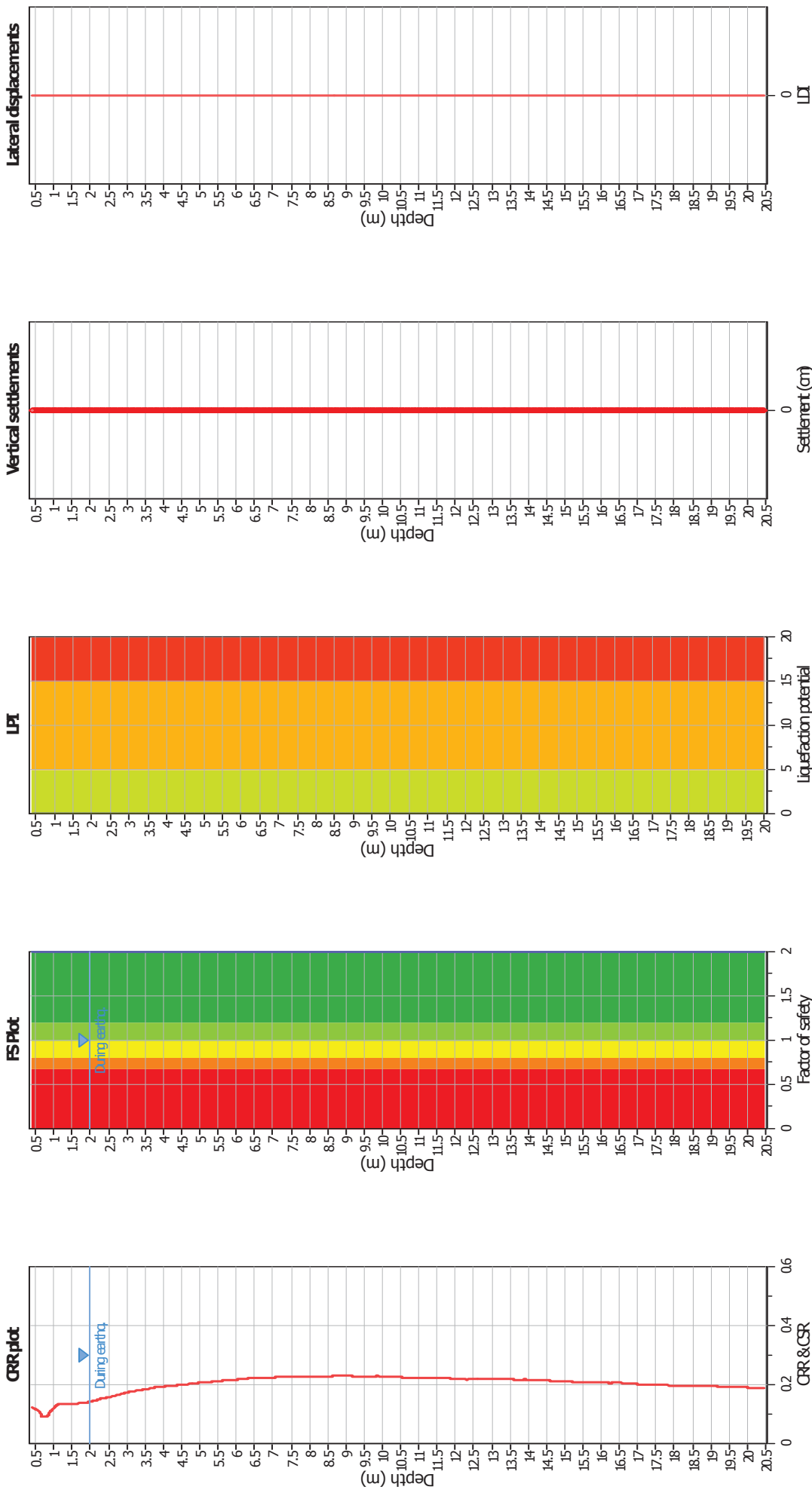
Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60
Earthquake magnitude M_w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A
		Fill weight:	N/A
		Transition detect. applied:	Yes
		K_{α} applied:	Yes
		Clay like behavior applied:	Sands only
		Limit depth applied:	Yes
		Limit depth:	20.00 m

Liquefaction analysis overall plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	2.00 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 _s applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m

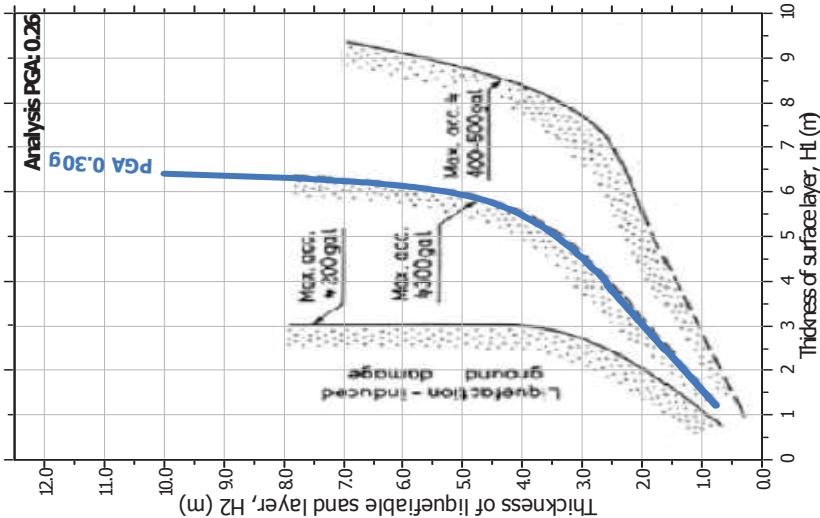
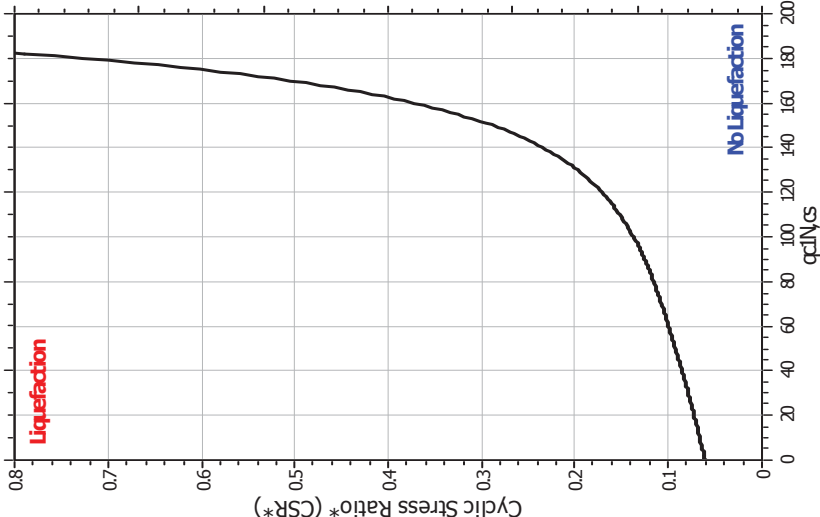
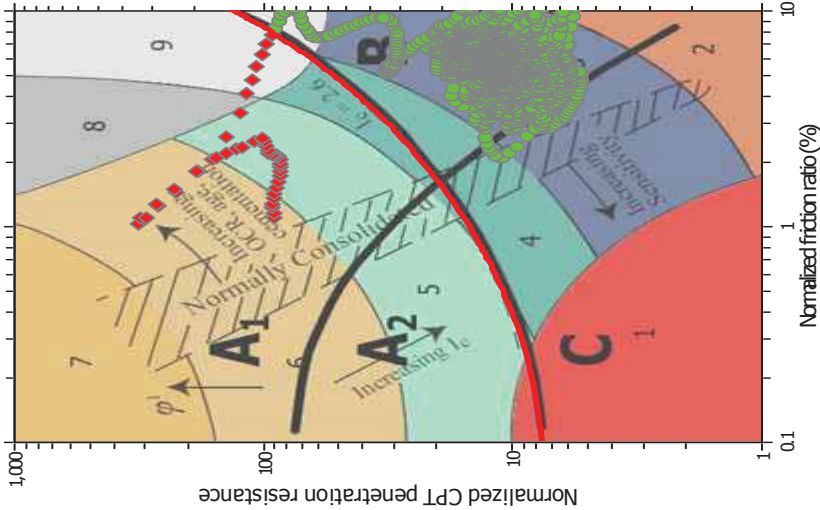
F.S. color scheme

Almost certain it will liquefy	Very likely to liquefy	Liquefaction and no liq. are equally likely	Unlike to liquefy	Almost certain it will not liquefy
Red	Orange	Yellow	Green	Dark Green

LPI color scheme

Very high risk	High risk	Low risk
Red	Orange	Green

Liquefaction analysis summary plots



Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (erthq.):	2.00 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 _u applied:	Yes
Earthquake magnitude M _w :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.26	Use fill:	No	Limit depth applied:	Yes
Depth to water table (insitu):	2.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	20.00 m