

COMUNE DI SOLIERA  
PROVINCIA DI MODENA

REALIZZAZIONE DI CAMPI DA PADEL PRESSO LA PALESTRA  
REBEL - VIA CORTE

RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di  
terreno  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Concernente la "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011)

Dott. Geol Pier Luigi Dallari



CODICE

**RIF. 235/24**

DATA

Marzo 2024

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
0	27/03/2024	RELAZIONE GEOLOGICA GEOTECNICA E SISMICA			

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

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

SEDE LEGALE: via Padova, 160 - 41123 Modena (MO)

059/3967169 - p. Iva e C.F.02981500362

Email: [info@geogroupmodena.it](mailto:info@geogroupmodena.it) Pec:

[geo.group@winpec.it](mailto:geo.group@winpec.it)

Sito: [www.geogroupmodena.it](http://www.geogroupmodena.it)



# COMUNE DI SOLIERA

Provincia di Modena

## CONTENUTI

### RELAZIONE GEOLOGICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione geologica del sito  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

### RELAZIONE GEOTECNICA

Sulle indagini, caratterizzazione e modellazione del volume significativo di terreno  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011);

### RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA

Concernente la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione  
(NTC 2018; DGR RER 1373/2011)

## OGGETTO

REALIZZAZIONE DI CAMPI DA PADEL PRESSO LA PALESTRA REBEL, IN VIA  
CORTE A SOLIERA.

**Rif. n. 235/2024**



## INDICE DEL CONTENUTO

1	PREMESSE.....	3
1.1	Riferimenti normativi.....	4
2	INQUADRAMENTO GENERALE.....	5
2.1	Inquadramento geografico.....	5
2.2	Elementi geologici e geomorfologici .....	6
2.3	Inquadramento sismico .....	7
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	8
3.1	Indagini Geotecniche .....	8
3.1.1	Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT.....	8
3.2	Indagini Geofisiche .....	9
3.2.1	Indagine sismica passiva a stazione singola (analisi HVSR) .....	9
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	10
4.1	Pericolosità sismica di base.....	10
4.2	Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018) .....	12
4.3	Azione sismica e risposta sismica del sito – Approccio semplificato .....	14
4.4	Stabilità nei confronti della liquefazione (§ A2.2. DGR 476/2021) .....	15
5	MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO .....	18
5.1	Modello geotecnico del sottosuolo.....	18
5.2	Tipologia di fondazioni e calcolo della capacità portante .....	18
5.2.1	Verifica nei confronti degli SLU (6.4 NTC 2018) .....	18
5.2.2	Verifica dei cedimenti .....	20
5.2.3	Modulo di sottofondo .....	20
6	CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE.....	21

## TAVOLE

**Tav. n. 1:** "Carta Topografica"

scala 1: 5.000;

**Tav. n. 2:** "Ripresa Satellitare"

scala 1: 5.000;

**Tav. n. 3:** "Ubicazione indagini"

scala 1: 500.

## ALLEGATI

**ALL. n. 1** Prove penetrometriche statiche CPT;

**ALL. n. 2** Verifiche geotecniche;

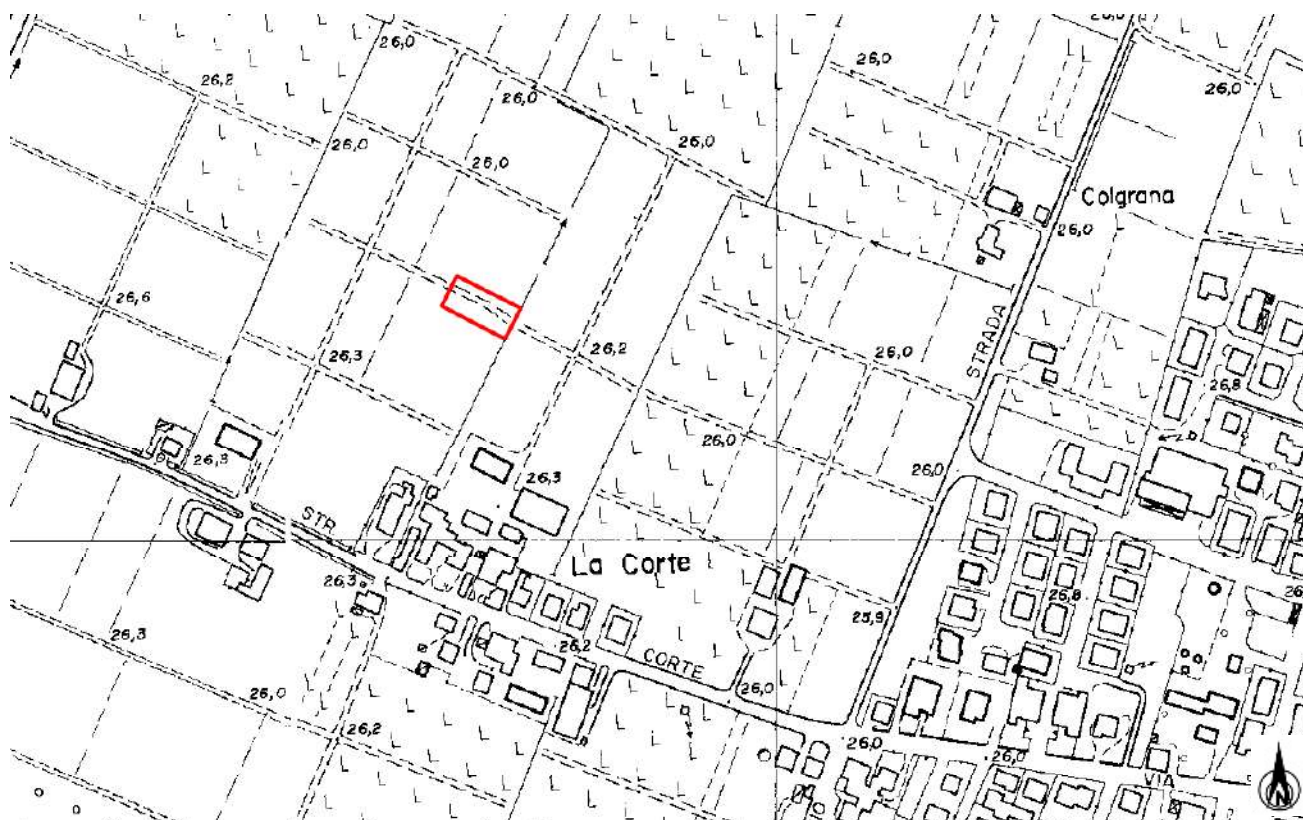
**ALL. n. 3** Indagini sismiche;

**ALL. n. 4** Verifica alla liquefazione.

# 1 PREMESSE

Nel mese di marzo 2024 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente alla realizzazione di campi da padel, in via Corte nel Comune di Soliera (MO) (Fig.1.1).

L'elaborato contiene la modellazione geologica, geotecnica e sismica derivante dalla sintesi dei risultati delle analisi e delle indagini eseguite nell'area di interesse a supporto della progettazione ingegneristica delle opere in progetto, in conformità alla normativa nazionale NTC 2018 e relative normative regionali DGR 630/19 e DGR 476/21.



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



## 1.1 Riferimenti normativi

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

- **OPCM 3274/2003** - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- **D.M. 17.01.2018** - Norme Tecniche per le Costruzioni 2018;
- **Circolare 21 gennaio 2019 n. 7/C.S.LL.PP.** - Circolare esplicativa delle NTC 2018;
- **D.G.R. 476/2021**– Aggiornamento dell'”Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica (artt. 22 e 49, L.R. n. 24/2017)” di cui alla deliberazione della Giunta regionale 29 aprile 2019 n. 630.

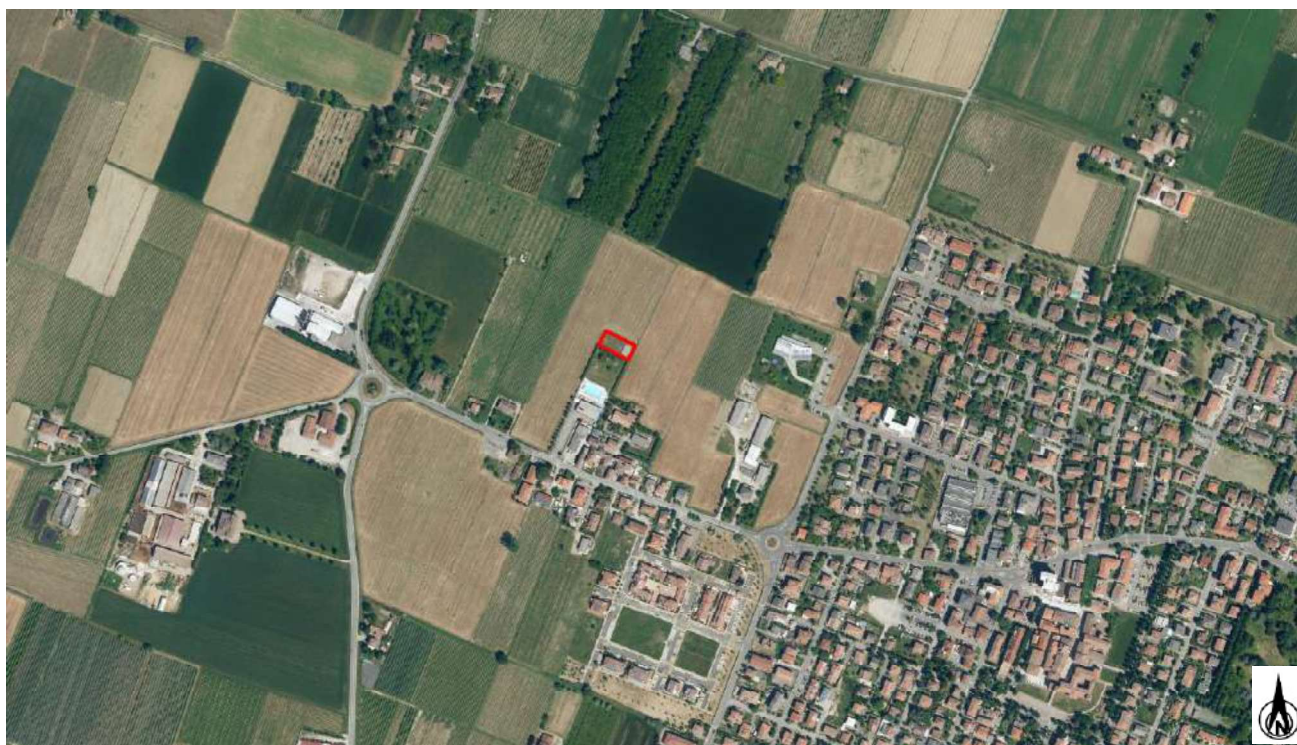
## 2 INQUADRAMENTO GENERALE

### 2.1 Inquadramento geografico

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

SITO IN ESAME	
COORDINATE GEOGRAFICHE ED50	
LATITUDINE	LONGITUDINE
44.743418	10.918200

Tali coordinate sono state stimate grossomodo al centro del sedime di intervento, e successivamente utilizzate per il calcolo dei parametri dell'azione sismica di base in relazione al reticolo sismico da INGV.



**Fig.2.1 – Ubicazione geografica del sito in studio.**

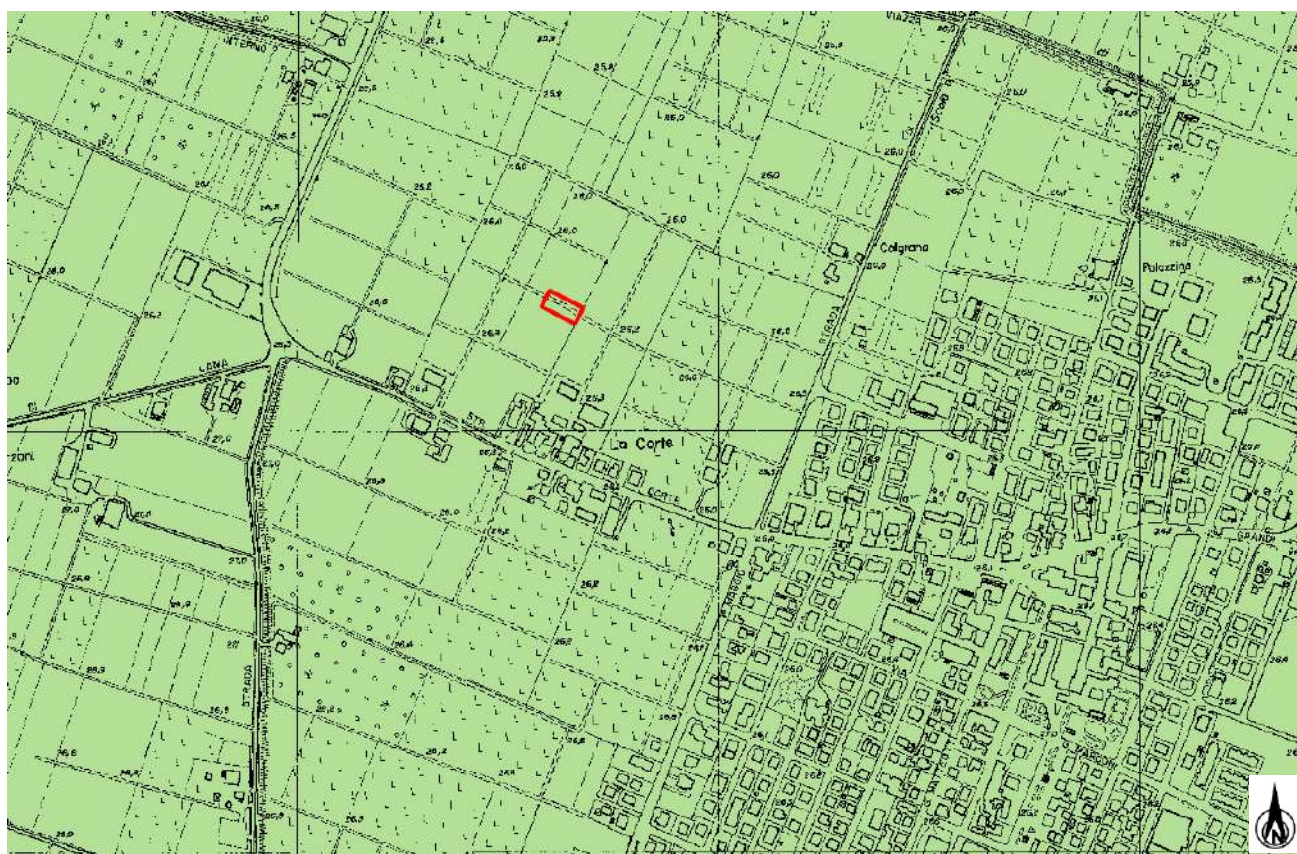
Per un completo inquadramento geografico dell'area si rimanda alla cartografia allegata alla presente relazione, in particolare alla "Carta topografica" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 1) e alla "Ripresa satellitare" alla scala 1: 5.000 (tav. n. 2).



## 2.2 Elementi geologici e geomorfologici

Dalla consultazione della carta delle coperture, si evidenzia come l'area in studio sia caratterizzata da **limo**, tipico di un ambiente alluvionale di piana inondabile.

In particolare l'area in studio è caratterizzata dal **Subsistema di Ravenna AES8**, caratterizzata da ghiaie e ghiaie sabbiose, passanti a sabbie e limi organizzate in numerosi ordini di terrazzi alluvionali. Limi prevalenti nelle fasce pedecollinari di interconoide. A tetto suoli a basso grado di alterazione con fronte di alterazione potente fino a 150 cm e parziale decarbonatazione; orizzonti superficiali di colore giallo-bruno. Contengono frequenti reperti archeologici di età del Bronzo, del Ferro e Romana. Potenza fino a oltre 25 m (Fig. 2.2).



*Fig.2.2 – Estratto della carta di litologia di superficie.*

## 2.3 Inquadramento sismico

A supporto dell'analisi sismica e della valutazione della stabilità del sito, successivamente descritta nei paragrafi seguenti, per quel che concerne i fenomeni co-sismici è stata preliminarmente consultata la cartografia relativa allo studio di Microzonazione Sismica del Comune di Soliera (MO), ed in particolare dalla "Carta di microzonazione sismica MOPS", un cui estratto è riportato in figura (Fig. 2.3), si nota come l'area in studio ricada in zona stabile suscettibile di amplificazione locale.

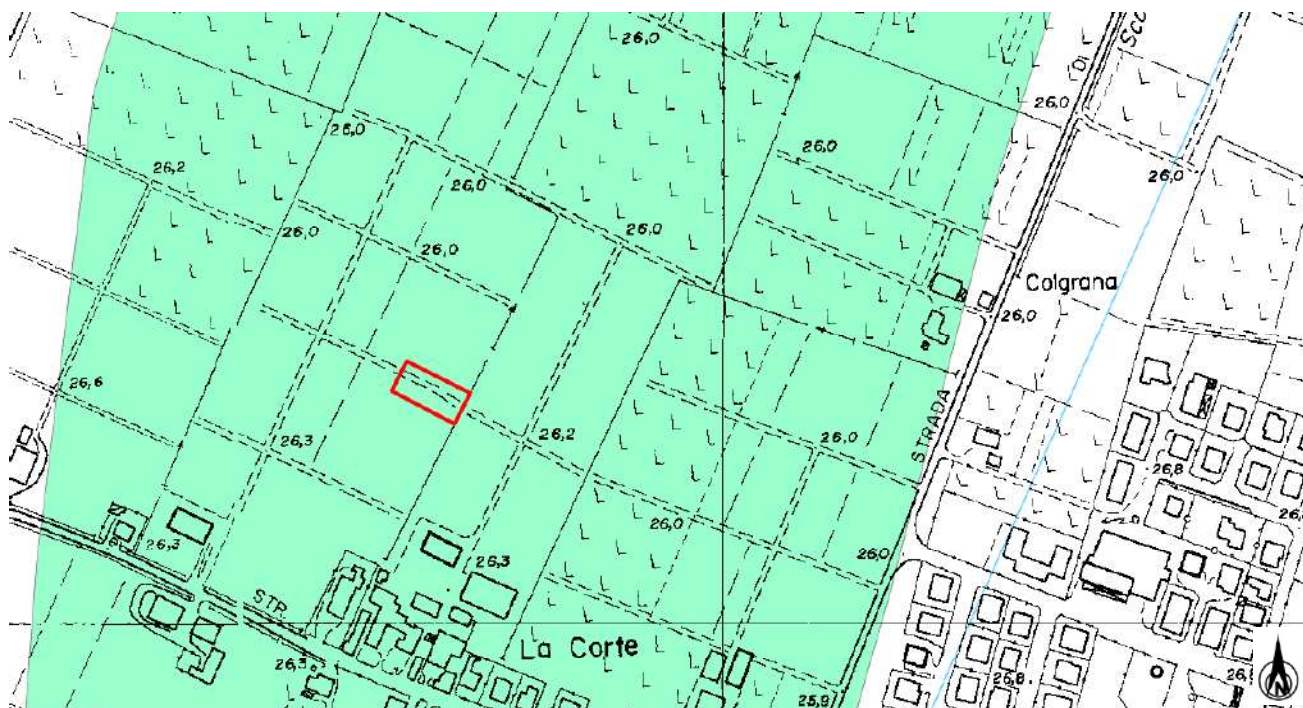


Fig.2.3 – Estratto della "Carta delle microzonazione sismica" – Microzonazione Sismica del Comune di Soliera (MO).

## 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

### 3.1 Indagini Geotecniche

In relazione alla litologia presente nell'area e in base alla tipologia di intervento in progetto, sono state eseguite le seguenti indagini geognostiche:

- **n. 2 prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT.**

I risultati delle suddette indagini sono riportati nell'allegato n. 1.

#### 3.1.1 Prove penetrometriche statiche con punta meccanica CPT

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

<b>Spinta</b>	S	100 kN
<b>Punta conica meccanica</b>		
Diametro	$\Phi$	35.7 mm
Area punta	A	10 cm <sup>2</sup>
Angolo di apertura	$\alpha$	60°
<b>Manicotto laterale di attrito</b>		
Diametro	$\Phi$	35.7 mm
Altezza	h	133 mm
Area	A	150 cm <sup>2</sup>
<b>Velocità di avanzamento costante</b>	V	2 cm/sec
<b>Intervallo di misura</b>		20 cm

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

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

Coesione non drenata (terreni coesivi) *C<sub>u</sub>*

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

Modulo di deformazione non drenato *E<sub>u</sub>*

DUNCAN-BUCHIGANI 1976

Modulo edometrico *M<sub>o</sub>*

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

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

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

Velocità delle onde di taglio *V<sub>s</sub>*

YOSHIDA MOTONORI 1988



## 3.2 Indagini Geofisiche

Per la caratterizzazione sismica dell'area in studio, è stata eseguita la seguente indagine geofisica:

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

I risultati dell'indagine sismica sopra citata sono riportati integralmente nell'**allegato n. 3**.

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

La misura sismica passiva a stazione singola è stata eseguita mediante un tomografo digitale dotato di tre canali velocimetrici, modello Tromino® prodotto da Moho srl (Marghera (VE), Italia). Per l'acquisizione è stata adottata una frequenza di campionamento di 128 Hz per una durata totale di 20 minuti.

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

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

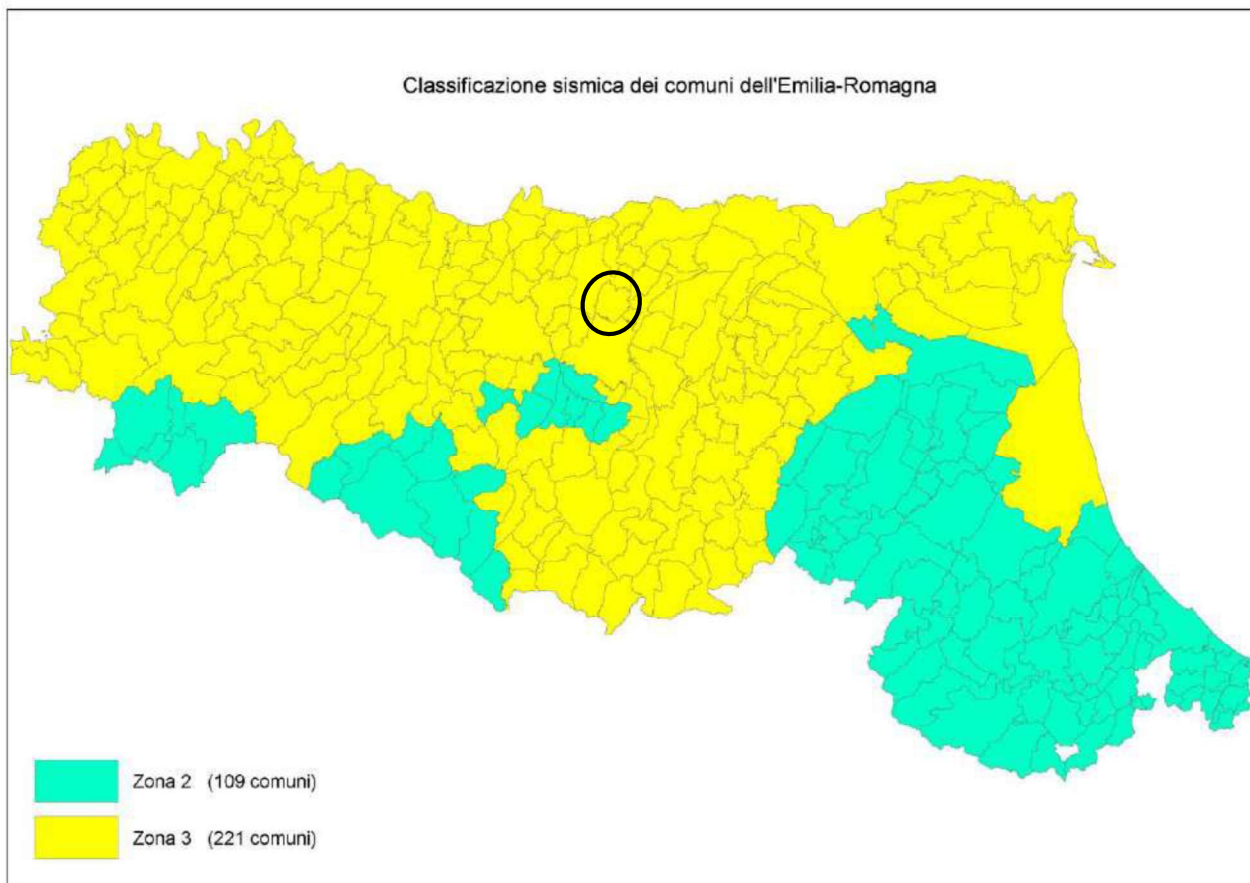
dove  $h$  è lo spessore dello strato.



## 4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

### 4.1 Pericolosità sismica di base

Secondo la classificazione sismica del territorio nazionale proposta a partire dall'O.P.C.M. n. 3274/2003 e successive modifiche, il **Comune di Soliera (MO)** risulta appartenente alla **classe di sismicità 3** (Fig. 4.1).



**Fig.4.1 - Classificazione sismica dei comuni della Regione Emilia-Romagna (DGR 146/23).**


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

Per ciascuna area in oggetto, in relazione a un periodo di riferimento  $T_R$  stimato di 475 anni, è stato definito un parametro di accelerazione massima attesa  $a_g$  definita in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido e con superficie topografica orizzontale. L'accelerazione  $a_g$  rappresenta uno dei parametri principali che definisce la **pericolosità sismica di base**, insieme ai parametri  $F_0$  e  $T_c^*$  dello spettro di risposta elastico, desumibili nelle tabelle riportate sotto (Tab. 4.1).

### Stati limite

 Classe Edificio  
 II. Affollamento normale. Assenza di funz. pubbliche e sociali...


 Vita Nominale 50

 Interpolazione Media ponderata

**CU = 1**


Stato Limite	Tr [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	30	0.045	2.489	0.252
Danno (SLD)	50	0.056	2.505	0.267
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.157	2.573	0.272
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.209	2.524	0.279
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			


### Coefficienti sismici

 Tipo Stabilità dei pendii e fondazioni

Muri di sostegno che non sono in grado di subire spostamenti.

H (m) 1 us (m) 0.1

 Cat. Sottosuolo C

 Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,50	1,50	1,46	1,38
CC Coeff. funz categoria	1,66	1,62	1,61	1,60
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

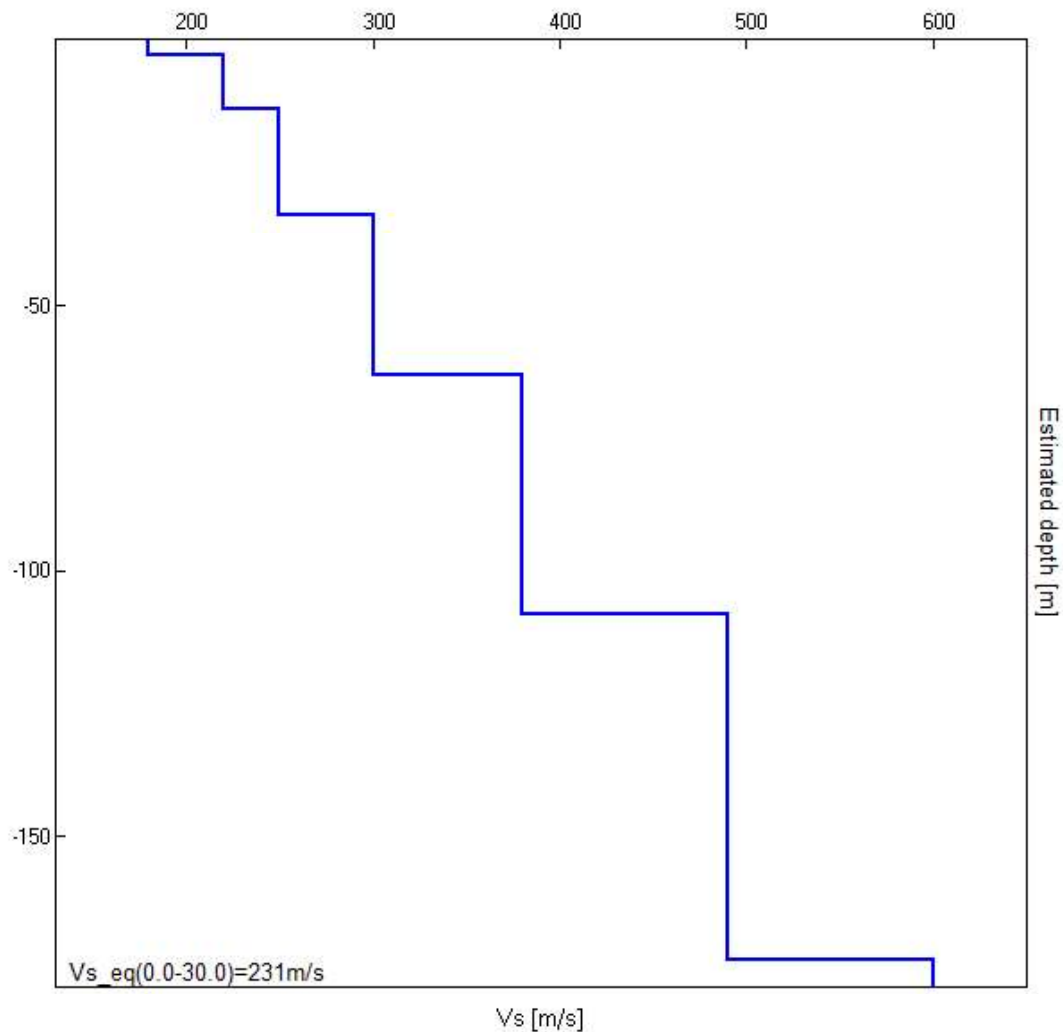
Acc.ne massima attesa al sito [m/s<sup>2</sup>] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.017	0.055	0.081
kv	0.007	0.008	0.028	0.040
Amax [m/s <sup>2</sup> ]	0.657	0.825	2.251	2.832
Beta	0.200	0.200	0.240	0.280

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

## 4.2 Categoria di sottosuolo (§ 3.2.2 NTC2018)

Si illustrano successivamente i risultati ottenuti dall'interpretazione dell'indagine eseguita in sito (Fig. 4.2) – (Tab.4.2).



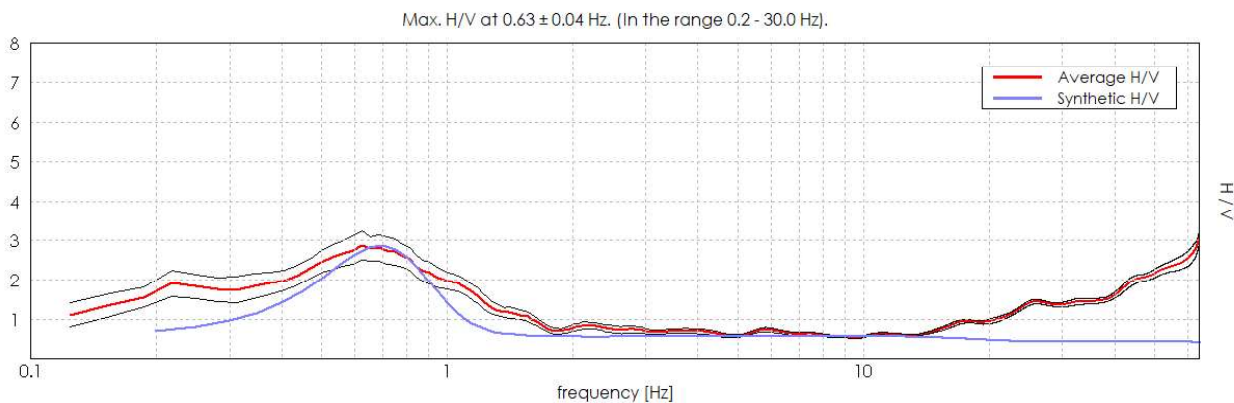
**Fig.4.2 – Sintesi del modello di velocità ottenuto dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR.**

Il modello di velocità ricavato è il seguente:

Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	180	0.45
13.00	10.00	220	0.44
33.00	20.00	250	0.44
63.00	30.00	300	0.44
108.00	45.00	380	0.43
173.00	65.00	490	0.43
inf.	inf.	600	0.42

**Tab.4.2 – Modello geofisico ottenuto dall'elaborazione dell'indagine sismica HVSR.**

Sulla scorta delle velocità derivate dall'elaborazione dall'indagine sismica appena illustrata e in riferimento a quanto illustrato nel paragrafo 3.2.2 delle NTC 2018 è possibile definire come le indagini riconducano il terreno a una categoria di **sottosuolo C**, **Vs30 = 231 m/s**. Dall'analisi delle curve HVSR è emersa una frequenza fondamentale di sito a 0.63 Hz (Fig. 4.3).



**Fig.4.3 - Curva HVSR che identifica un picco a 0.63Hz.**

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

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

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

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

dove:

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

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

Categoria topografica	Ubicazione opera/intervento	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 si riportano in tabella i parametri della pericolosità di base.

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI BASE			
Tr (anni)	ag(g)	Fo	Tc*(s)
475	0.157	2.573	0.272

PARAMETRI PERICOLOSITÀ DI SITO	
$S_s$	$S_T$
1.46	1.00

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

$$A_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 1.46 \cdot 1.0 \cdot 0.157 = 0.229g$$

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

In accordo con la normativa regionale DGR 476/21 si è proceduto alla verifica della liquefazione per la verticale di prova CPT2.

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

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

Dove:

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

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

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

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

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

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

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M]$$
$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.73} + 5.133\right)$$
$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \cdot \text{sen}\left(\frac{z}{11.28} + 5.142\right)$$

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

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



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

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

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

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

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

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

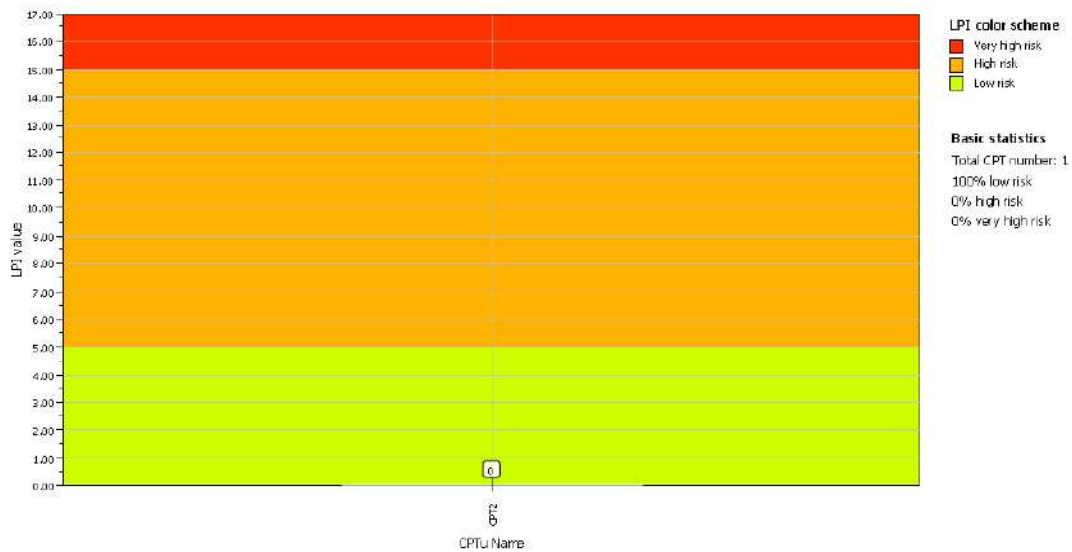
Si illustra successivamente il valore di LPI derivato dalla verticale di prova CPT2 considerando un'accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.229g$  approssimata a **0.23g** (calcolata secondo l'approccio semplificato NTC18), la soggiacenza **della falda freatica è stata considerata alla profondità  $D_w = -1.30$  m (misurata in data 15/03/2024)** e una magnitudo di riferimento pari a  $M = 6.14$ .

A seguito della verifica, in riferimento alla verticale CPT2, è stato ottenuto il seguente valore di LPI:

INDAGINE	INDICE DI LIQUEFAZIONE	RISCHIO
CPT2	0.0	NULLO

Project title : VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE  
Location : SOLIERA - VIA CORTE

Overall Liquefaction Potential Index report



Valore di LPI

## 5 MODELLAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA DEL SITO

### 5.1 Modello geotecnico del sottosuolo

Sulla base dei dati emersi dall'elaborazione delle indagini geotecniche e litostratigrafiche, si può riassumere il seguente modello geotecnico schematico del terreno investigato.

Modello geotecnico medio											
Profondità	Spessore	Deposito	$\gamma_{NAT} / \gamma_{SAT}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi'$	$E_s$	$M$	$D_w$	
A	0.0 – 6.2	6.2	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	22	7000	4000	-1.20
B	6.2 – 11.4	5.2	Argilla limosa a media elevata consistenza	18.0/20.0	6.0	60.0	/	23	8400	4500	
C	11.4 – 20.0	8.6	Argilla limosa a elevata consistenza	18.5/20.5	7.5	75.0	/	24	10500	5500	
M da p.c.		m	Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesion e efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
				(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m da p.c.)

La quota zero del presente modello corrisponde al piano campagna, dove sono state eseguite le prove penetrometriche.

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

Per il calcolo della capacità portante del terreno si sono considerati cautelativamente i parametri geotecnici emersi dall'elaborazione delle prove penetrometriche eseguite in sito. Al fine di calcolare la capacità portante del terreno si sono ipotizzate fondazioni superficiali su **platea in c.a.**

larghezza della fondazione	<b>B</b>	=	10.0 m
lunghezza della fondazione	<b>B'</b>	=	20.0 m
profondità della quota di imposta	<b>D</b>	=	-0.8 m da p.c.

#### Parametri di resistenza e deformabilità:

Modello geotecnico medio											
Profondità	Spessore	Deposito	$\gamma_{NAT} / \gamma_{SAT}$	$c'$	$C_u$	$D_r$	$\phi'$	$E_s$	$M$	$D_w$	
A	0.0 – 6.2	6.2	Argilla limosa a media consistenza	18.0/20.0	5.0	50.0	/	22	7000	4000	-1.20
M da p.c.		m	Descrizione litologica	Peso di volume naturale e saturo	Coesion e efficace	Coesione non drenata	Densità relativa	Angolo d'attrito efficace di picco	Modulo di Young	Modulo edometrico	Soggiacenza
				(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(%)	(°)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(m da p.c.)

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

In relazione a quanto esposto nella normativa tecnica nazionale NTC 2018, si procede alla verifica nei confronti degli stati limite ultimi (SLU) di resistenza del terreno (GEO) relativamente alle opere di fondazione in oggetto, di **tipo superficiale**, fornendo il valore di resistenza offerta dal sistema geotecnico ( $R_{dGEO}$ ). Il valore di progetto della resistenza  $R_d$  può essere determinato:

a) in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale  $\gamma_M$  specificato nella Tab. 6.2.II (NTC 2018) e tenendo conto, ove necessario, dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  specificati nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

b) in modo analitico, con riferimento a correlazioni con i risultati di prove in sito, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera;

c) sulla base di misure dirette su prototipi, tenendo conto dei coefficienti parziali  $\gamma_R$  riportati nelle tabelle contenute nei paragrafi relativi a ciascun tipo di opera.

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

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

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

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

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

- $a_{MAX}$  (ag/g): **0.229g** (NTC 2018, relativa a SLV; Tr = 475 anni);
- coefficiente intensità sismica del terreno  $K_h$ : 0.055.

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

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

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI NON DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU - F.S. = 2.3
D= -0.8 m da p.c.	B= 10.0 m X L= 20.0 m	1.30 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 130 kN/m <sup>2</sup>

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:  $tg\phi'd = tg\phi'k / 1.0$ , dove  $\phi'd$  è l'angolo d'attrito di progetto, ne deriva, essendo  $\phi'k = \phi'd$ . Quindi secondo la formula di Terzaghi si ottiene, per l'intervento in progetto uno stato limite ultimo pari a:

CONDIZIONE STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D= -0.8 m da p.c.	B= 10.0 m X L= 20.0 m	3.11 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 311 kN/m <sup>2</sup>

CONDIZIONE PSEUDO-STATICA – CONDIZIONI DRENATE – A1+M1+R3		
Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico limite ultimo SLU F.S. = 2.3
D= - 0.8 m da p.c.	B= 10.0 m X L= 20.0 m	<b>2.96 kg/cm<sup>2</sup> ≈ 296 kN/m<sup>2</sup></b>

## 5.2.2 Verifica dei cedimenti

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

Profondità di imposta	Larghezza della fondazione	Carico considerato	Cedimento per consolidazione
D= - 0.8 m da p.c.	B= 10.0 m X L= 20.0 m	60 kN/m <sup>2</sup>	<b>1.44 cm</b>

## 5.2.3 Modulo di sottofondo

Il modello di Winkler considera il terreno come formato da una distribuzione di vincoli semplici bilaterali elastici. La relazione che ne regola il comportamento è di tipo lineare tra il cedimento ( $w$ ) e la pressione di contatto ( $p$ ):  $p = kw$ . Il parametro  $k$  è detto costante di sottofondo. Come è noto,  $k$  non dipende solo dal terreno ma anche dai carichi applicati, dalle proprietà del terreno, dalla forma e le dimensioni della fondazione. Utilizzando la Formula di Bowles (1974):

$$k \text{ (kN/mc)} = Q_{lim} / 2.54$$

2.54 cm è il cedimento della fondazione.

Il modulo di sottofondo o costante di Winkler è risultato pari a  **$K = 1.17 \text{ kg/cm}^3 \approx 11771 \text{ kN/m}^3$** .

## 6 CONSIDERAZIONI CONCLUSIVE

Nel mese di marzo 2024 è stato eseguito il presente studio geologico, geotecnico e sismico inerente alla realizzazione di campi da padel, in via Corte nel Comune di Soliera (MO).

L'elaborato contiene la modellazione geologica, geotecnica e sismica derivante dalla sintesi dei risultati delle analisi e delle indagini eseguite nell'area di interesse a supporto della progettazione ingegneristica delle opere in progetto, in conformità alla normativa nazionale NTC 2018 e relative normative regionali DGR 630/19 e DGR 476/21.

Sulla base dei dati emersi dall'indagine geotecnica eseguita (§ 3.1), si fornisce per il terreno di fondazione indagato, il modello geotecnico medio riportato nel § 5.1 della presente relazione. La quota zero di tale modello corrisponde al piano campagna, dove sono state eseguite le prove penetrometriche.

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

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

I risultati sono visibili nel § 5.3.1.

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

Verifica nei confronti degli SLU		
APPROCCIO 2 – COMBINAZIONE 1		
CONDIZIONE NON DRENATE	CONDIZIONI DRENATE	CONDIZIONI SISMICHE DRENATE Paolucci & Pecker
1.30 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 130 kN/m <sup>2</sup>	3.11 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 311 kN/m <sup>2</sup>	2.96 kg/cm <sup>2</sup> ≈ 296 kN/m <sup>2</sup>

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

Per la definizione dell'azione sismica, è stato eseguito l'approccio semplificato delle NTC 2018. Dall'analisi così eseguita si sono ottenuti i seguenti risultati:

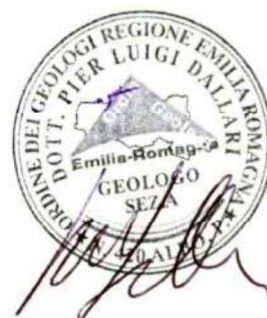
	Approccio semplificato NTC18	
ag	FA	Amax (g)
0.157	1.46	0.229



È stata eseguita la verifica della suscettibilità al fenomeno della liquefazione sulla base della prova penetrometrica CPT2 eseguita nel sito in studio, considerando una accelerazione massima al suolo  $A_{max} = 0.229g$  approssimata a  $0.23g$  (approccio semplificato NTC18), la soggiacenza della falda freatica è stata considerata alla profondità  $Dw = -1.30$  m da p.c., e una **magnitudo di riferimento** pari a  $M = 6.14$ . Dalle analisi delle suscettibilità nei confronti del fenomeno della liquefazione così eseguita si è ottenuto un valore di LPI corrispondente a un **rischio di liquefazione nullo** (§ 4.4).

Modena, 27 marzo 2024

**Dott. Geol. Pier Luigi Dallari**



# TAVOLE



TAVOLA N.1  
Carta Topografica  
Scala 1:5.000





TAVOLA N.2  
Ripresa Satellitare  
Scala 1:5.000





CPT2

HVSR

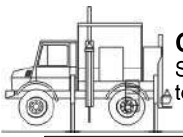
CPT1

TAVOLA N.3  
Ubicazione Indagini  
Scala 1:500

# ALLEGATO 1

## PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CPT





## LEGENDA VALORI DI RESISTENZA FATTORI DI CONVERSIONE

**Strumento utilizzato:**  
**SP100 - GeoDeepDrill**

Caratteristiche:

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

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

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

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

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

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

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

### CONVERSIONI

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

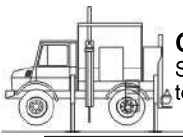
1 MN (megaNewton) = 1.000 kN = 1.000.000 N  $\approx$  100 t

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

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

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

1 t = 1000 kg  $\approx$  10 kN



## LEGENDA VALUTAZIONI LITOLOGICHE CORRELAZIONI GENERALI

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

Begemann 1965 - Raccomandazioni A.G.I. 1977

Valide in via approssimata per terreni immersi in falda :

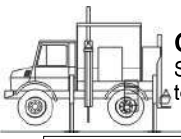
$F = q_c / f_s$	NATURA LITOLOGICA	PROPRIETA'
$F \leq 1470 \text{ kPa}$	TORBE ED ARGILLE ORGANICHE	COESIVE
$1470 \text{ kPa} < F \leq 2940 \text{ kPa}$	LIMI ED ARGILLE	COESIVE
$2940 \text{ kPa} < F \leq 5880 \text{ kPa}$	LIMI SABBIOSI E SABBIE LIMOSE	GRANULARI
$F > 5880 \text{ kPa}$	SABBIE E SABBIE CON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

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

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

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

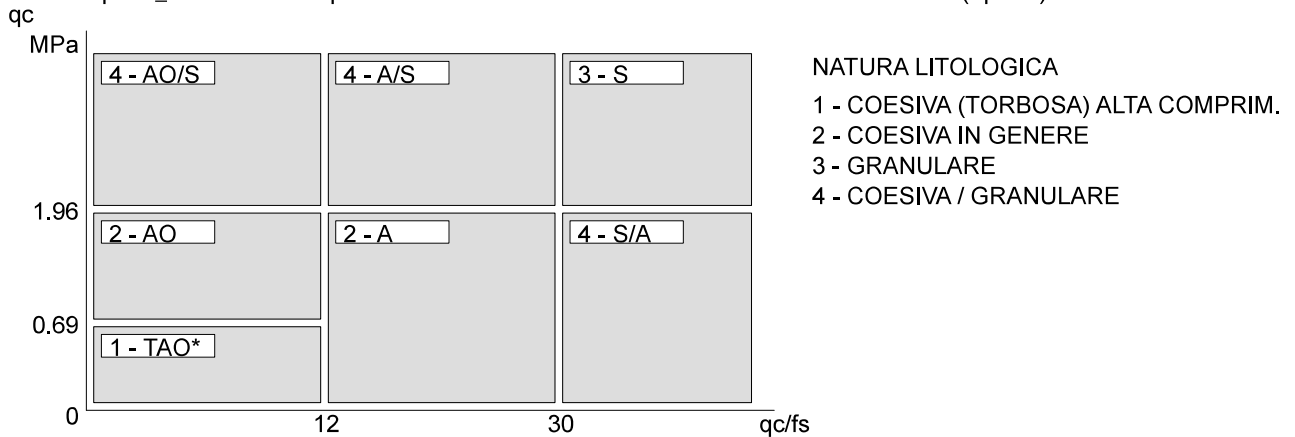
- $1/3 \pm 1/2$  di quello misurato , per depositi sabbiosi
- quello misurato ( inalterato ) , per depositi coesivi.



## LEGENDA PARAMETRI GEOTECNICI SPECIFICHE TECNICHE

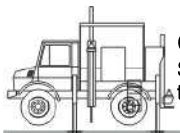
Le scelte litologiche vengono effettuate in base al rapporto  $qc / fs$  (Begemann 1965 - A.G.I. 1977) prevedendo altresì la possibilità di casi dubbi :

$qc \leq 1.96 \text{ MPa}$  : possibili terreni COESIVI                      anche se ( $qc / fs$ ) > 30  
 $qc \geq 1.96 \text{ MPa}$  : possibili terreni GRANULARI                    anche se ( $qc / fs$ ) < 30



PARAMETRI GEOTECNICI ( validità orientativa ) - simboli - correlazioni - bibliografia

- $\gamma'$  = peso dell' unità di volume (efficace) del terreno immerso in falda [ correlaz.:  $\gamma' - qc - natura$  ] ( Terzaghi & Peck 1967 - Bowles 1982 )
- $\sigma'_{vo}$  = tensione verticale geostatica (efficace) del terreno ( valutata in base ai valori di  $\gamma'$  )
- Cu = coesione non drenata (terreni coesivi ) [ correlazioni : Cu - qc ]
- OCR = grado di sovra consolidazione (terreni coesivi ) [ correlazioni : OCR - Cu -  $\sigma'_{vo}$  ] ( Ladd et al. 1972 / 1974 / 1977 - Lancellotta 1983 )
- Eu = modulo di deformazione non drenato (terreni coesivi) [ correl. : Eu - Cu - OCR -  $I_p$   $I_p = \text{ind.plast.}$  ]  
Eu50 - Eu25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (Duncan & Buchigani 1976 )
- E' = modulo di deformazione drenato (terreni granulari) [ correlazioni : E' - qc ]  
E'50 - E'25 corrispondono rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50-25% (coeff. di sicurezza F = 2 - 4 rispettivamente )  
Schmertmann 1970 / 1978 - Jamiolkowski ed altri 1983 )
- Mo = modulo di deformazione edometrico (terreni coesivi e granulari) [ correl. : Mo - qc - natura ]  
Sanglerat 1972 - Mitchell & Gardner 1975 - Ricceri et al. 1974 - Holden 1973 )
- Dr = densità relativa (terreni granulari N. C. - normalmente consolidati)  
[ correlazioni : Dr - Rp -  $\sigma'_{vo}$  (Schmertmann 1976 ) ]
- $\emptyset'$  = angolo di attrito interno efficace (terreni granulari N.C. ) [ correl. :  $\emptyset' - Dr - qc \sigma'_{vo}$  ]  
 $\emptyset'_{Ca}$  - Caquot (1948)                       $\emptyset'_{Ko}$  - Koppejan (1948)  
 $\emptyset'_{DB}$  - De Beer (1965)                       $\emptyset'_{Sc}$  - Schmertmann (1978)  
 $\emptyset'_{DM}$  - Durgunoglu & Mitchell (1975) (sabbie N.C.)       $\emptyset'_{Me}$  - Meyerhof (1956 / 1976) (sabbie limose)
- F.L. = fattore di liquefazione (F.L.1 = Sabbie Pulite, F.L.2 = Sabbie Limose)
- Vs = velocità di propagazione delle onde sismiche ( Iyisan 1996 )

**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI****CPT****1**

Riferimento

**019-2024**Committente **STUDIO TECNICO**  
Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
Località **SOLIERA - VIA CORTE**U.M.: **MPa**

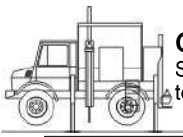
Data esec. 15/03/2024

Pagina 1/17  
Elaborato

Falda -1.20 m

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	10.00	20.00		0.98	73.00	14	7.3								
0.40	20.00	31.00		1.96	113.00	18	5.7								
0.60	19.00	36.00		1.86	93.00	20	4.9								
0.80	13.00	27.00		1.27	107.00	12	8.2								
<b>1.00</b>	17.00	33.00		1.67	100.00	17	5.9								
1.20	15.00	30.00		1.47	80.00	19	5.3								
1.40	12.00	24.00		1.18	67.00	18	5.6								
1.60	10.00	20.00		0.98	60.00	17	6.0								
1.80	10.00	19.00		0.98	67.00	15	6.7								
<b>2.00</b>	10.00	20.00		0.98	47.00	21	4.7								
2.20	8.00	15.00		0.78	40.00	20	5.0								
2.40	11.00	17.00		1.08	40.00	28	3.6								
2.60	11.00	17.00		1.08	73.00	15	6.6								
2.80	14.00	25.00		1.37	67.00	21	4.8								
<b>3.00</b>	16.00	26.00		1.57	80.00	20	5.0								
3.20	14.00	26.00		1.37	93.00	15	6.6								
3.40	15.00	29.00		1.47	80.00	19	5.3								
3.60	16.00	28.00		1.57	67.00	24	4.2								
3.80	10.00	20.00		0.98	60.00	17	6.0								
<b>4.00</b>	12.00	21.00		1.18	53.00	23	4.4								
4.20	12.00	20.00		1.18	67.00	18	5.6								
4.40	11.00	21.00		1.08	47.00	23	4.3								
4.60	12.00	19.00		1.18	60.00	20	5.0								
4.80	13.00	22.00		1.27	67.00	19	5.2								
<b>5.00</b>	11.00	21.00		1.08	40.00	28	3.6								
5.20	9.00	15.00		0.88	47.00	19	5.2								
5.40	10.00	17.00		0.98	53.00	19	5.3								
5.60	10.00	18.00		0.98	53.00	19	5.3								
5.80	12.00	20.00		1.18	60.00	20	5.0								
<b>6.00</b>	11.00	20.00		1.08	60.00	18	5.5								
6.20	11.00	20.00		1.08	40.00	28	3.6								
6.40	13.00	19.00		1.27	47.00	28	3.6								
6.60	12.00	19.00		1.18	47.00	26	3.9								
6.80	16.00	23.00		1.57	67.00	24	4.2								
<b>7.00</b>	17.00	27.00		1.67	67.00	25	3.9								
7.20	18.00	28.00		1.76	67.00	27	3.7								
7.40	10.00	20.00		0.98	53.00	19	5.3								
7.60	13.00	21.00		1.27	33.00	39	2.5								
7.80	5.00	10.00		0.49	60.00	8	12.0								
<b>8.00</b>	12.00	21.00		1.18	67.00	18	5.6								
8.20	10.00	20.00		0.98	67.00	15	6.7								
8.40	11.00	21.00		1.08	60.00	18	5.5								
8.60	14.00	23.00		1.37	80.00	18	5.7								
8.80	12.00	24.00		1.18	60.00	20	5.0								
<b>9.00</b>	9.00	18.00		0.88	60.00	15	6.7								
9.20	12.00	21.00		1.18	67.00	18	5.6								
9.40	16.00	26.00		1.57	93.00	17	5.8								
9.60	19.00	33.00		1.86	93.00	20	4.9								
9.80	18.00	32.00		1.76	100.00	18	5.6								
<b>10.00</b>	19.00	34.00		1.86											

H = profondità  
L1 = prima lettura (punta)  
L2 = seconda lettura (punta + laterale)  
Lt = terza lettura (totale)  
CT = 10.00 costante di trasformazioneqc = resistenza punta  
fs = resistenza laterale  
alla stessa quota di qc  
F = rapporto Begemann (qc / fs)  
Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

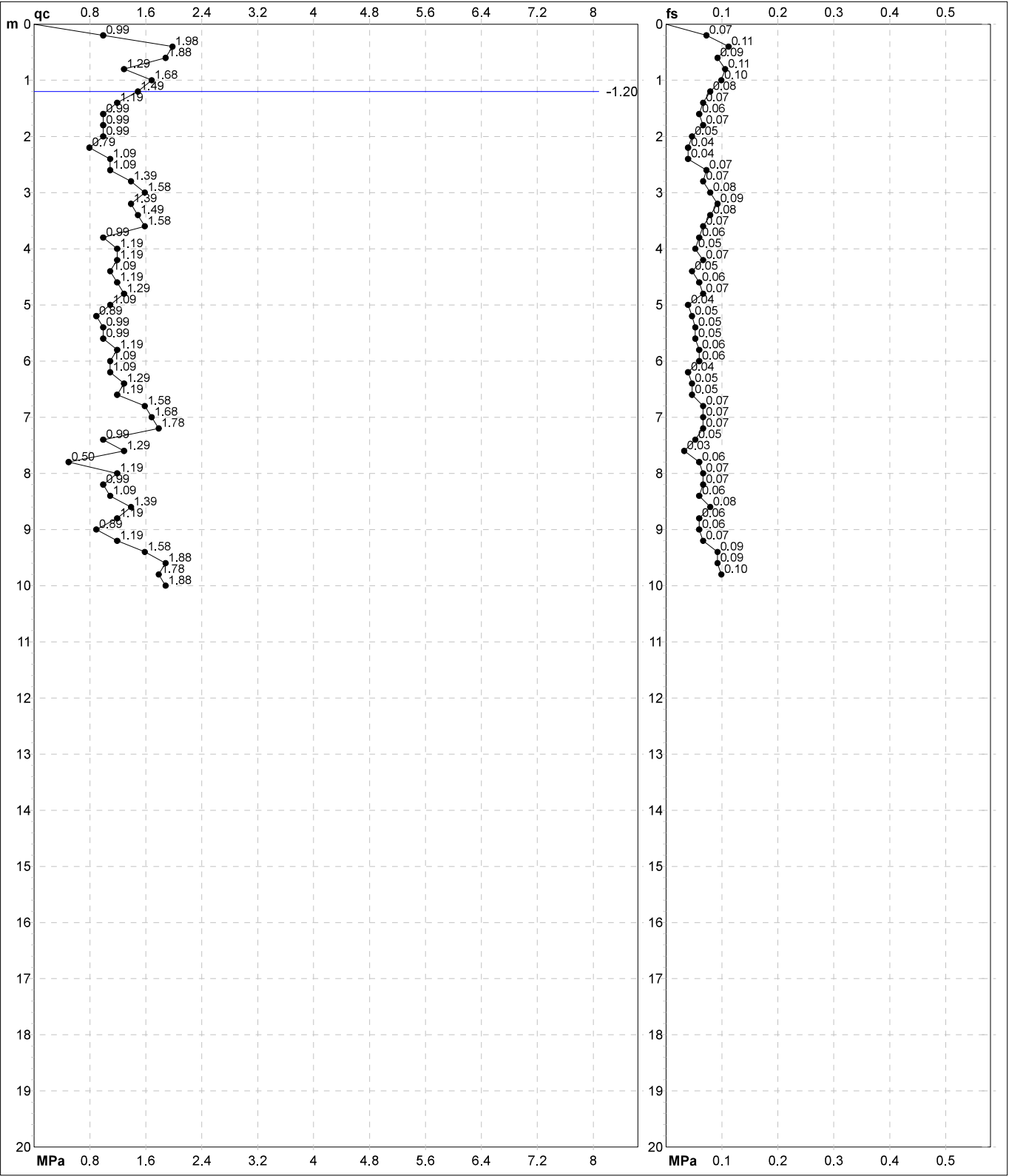


# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

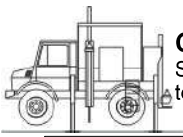
<b>CPT</b>	<b>1</b>
Riferimento	<b>019-2024</b>

Committente **STUDIO TECNICO**  
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
 Località **SOLIERA - VIA CORTE**

U.M.: **MPa**      Data eseg. 15/03/2024  
 Scala: 1:100  
 Pagina 2/17      Quota inizio:  
 Elaborato      Falda -1.20 m



		Penetrometro: SP100	preforo m
		Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
		Assistente:	Cod. tip:

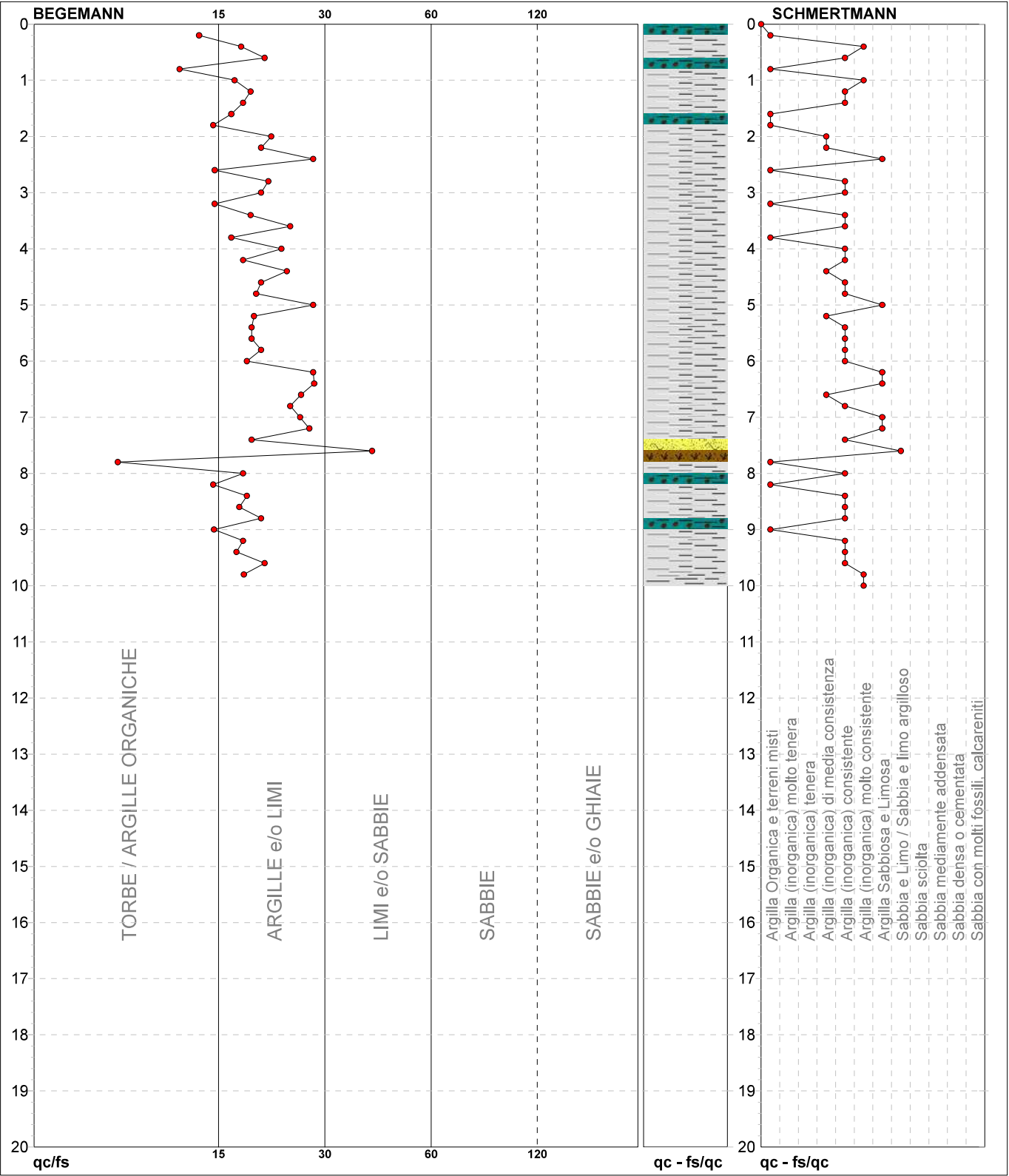


**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI LITOLOGIA**

<b>CPT</b>	<b>1</b>
Riferimento	<b>019-2024</b>

Committente **STUDIO TECNICO**  
Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
Località **SOLIERA - VIA CORTE**

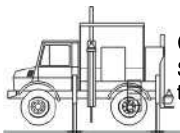
U.M.: **MPa**      Data eseg. **15/03/2024**  
Scala: **1:100**  
Pagina **3/17**  
Elaborato **Falda -1.20 m**



TORBE / ARGILLE OR	6 punti, 12.00%	Argilla Organica e terreni misti	10 punti, 20.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	6 punti, 12.00%
ARGILLE e/o LIMI	42 punti, 84.00%	Argilla (inorganica) di media consistenza	5 punti, 10.00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	1 punto, 2.00%
LIMI e/o SABBIE	1 punto, 2.00%	Argilla (inorganica) consistente	24 punti, 48.00%		
		Argilla (inorganica) molto consistente	3 punti, 6.00%		





**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**LETTURE CAMPAGNA E VALORI TRASFORMATI****CPT****2**

Riferimento

**019-2024**Committente **STUDIO TECNICO**  
Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
Località **SOLIERA - VIA CORTE**U.M.: **MPa**

Data esec. 15/03/2024

Pagina 1/17  
Elaborato

Falda -1.30 m

H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %	H m	L1 -	L2 -	Lt -	qc MPa	fs kPa	F -	Rf %
0.20	10.00	18.00		0.98	47.00	21	4.7	15.20	19.00	33.00		1.86	107.00	18	5.6
0.40	9.00	16.00		0.88	73.00	12	8.1	15.40	30.00	46.00		2.94	140.00	21	4.7
0.60	11.00	22.00		1.08	80.00	14	7.3	15.60	22.00	43.00		2.16	127.00	17	5.8
0.80	12.00	24.00		1.18	87.00	14	7.3	15.80	19.00	38.00		1.86	113.00	17	5.9
<b>1.00</b>	13.00	26.00		1.27	67.00	19	5.2	<b>16.00</b>	20.00	37.00		1.96	107.00	19	5.4
1.20	9.00	19.00		0.88	73.00	12	8.1	16.20	19.00	35.00		1.86	93.00	20	4.9
1.40	12.00	23.00		1.18	67.00	18	5.6	16.40	16.00	30.00		1.57	93.00	17	5.8
1.60	11.00	21.00		1.08	40.00	28	3.6	16.60	14.00	28.00		1.37	67.00	21	4.8
1.80	10.00	16.00		0.98	47.00	21	4.7	16.80	10.00	20.00		0.98	87.00	11	8.7
<b>2.00</b>	11.00	18.00		1.08	33.00	33	3.0	<b>17.00</b>	13.00	26.00		1.27	93.00	14	7.2
2.20	12.00	17.00		1.18	33.00	36	2.8	17.20	14.00	28.00		1.37	120.00	12	8.6
2.40	12.00	17.00		1.18	33.00	36	2.8	17.40	23.00	41.00		2.25	93.00	25	4.0
2.60	10.00	15.00		0.98	67.00	15	6.7	17.60	14.00	28.00		1.37	73.00	19	5.2
2.80	12.00	22.00		1.18	67.00	18	5.6	17.80	13.00	24.00		1.27	67.00	19	5.2
<b>3.00</b>	13.00	23.00		1.27	80.00	16	6.2	<b>18.00</b>	13.00	23.00		1.27	80.00	16	6.2
3.20	15.00	27.00		1.47	80.00	19	5.3	18.20	24.00	36.00		2.35	160.00	15	6.7
3.40	14.00	26.00		1.37	80.00	18	5.7	18.40	27.00	51.00		2.65	147.00	18	5.4
3.60	12.00	24.00		1.18	47.00	26	3.9	18.60	22.00	44.00		2.16	133.00	17	6.0
3.80	14.00	21.00		1.37	73.00	19	5.2	18.80	20.00	40.00		1.96	160.00	13	8.0
<b>4.00</b>	11.00	22.00		1.08	40.00	28	3.6	<b>19.00</b>	38.00	62.00		3.72	53.00	72	1.4
4.20	12.00	18.00		1.18	53.00	23	4.4	19.20	18.00	26.00		1.76	80.00	23	4.4
4.40	8.00	16.00		0.78	47.00	17	5.9	19.40	24.00	36.00		2.35	120.00	20	5.0
4.60	9.00	16.00		0.88	40.00	23	4.4	19.60	18.00	36.00		1.76	113.00	16	6.3
4.80	11.00	17.00		1.08	87.00	13	7.9	19.80	17.00	34.00		1.67	120.00	14	7.1
<b>5.00</b>	24.00	37.00		2.35	27.00	89	1.1	<b>20.00</b>	19.00	37.00		1.86			
5.20	15.00	19.00		1.47	47.00	32	3.1								
5.40	10.00	17.00		0.98	47.00	21	4.7								
5.60	13.00	20.00		1.27	60.00	22	4.6								
5.80	11.00	20.00		1.08	73.00	15	6.6								
<b>6.00</b>	14.00	25.00		1.37	53.00	26	3.8								
6.20	16.00	24.00		1.57	53.00	30	3.3								
6.40	11.00	19.00		1.08	40.00	28	3.6								
6.60	12.00	18.00		1.18	53.00	23	4.4								
6.80	18.00	26.00		1.76	60.00	30	3.3								
<b>7.00</b>	17.00	26.00		1.67	67.00	25	3.9								
7.20	13.00	23.00		1.27	60.00	22	4.6								
7.40	9.00	18.00		0.88	40.00	23	4.4								
7.60	11.00	17.00		1.08	60.00	18	5.5								
7.80	13.00	22.00		1.27	53.00	25	4.1								
<b>8.00</b>	9.00	17.00		0.88	67.00	13	7.4								
8.20	12.00	22.00		1.18	60.00	20	5.0								
8.40	13.00	22.00		1.27	87.00	15	6.7								
8.60	14.00	27.00		1.37	80.00	18	5.7								
8.80	12.00	24.00		1.18	73.00	16	6.1								
<b>9.00</b>	11.00	22.00		1.08	67.00	16	6.1								
9.20	15.00	25.00		1.47	100.00	15	6.7								
9.40	16.00	31.00		1.57	100.00	16	6.3								
9.60	18.00	33.00		1.76	113.00	16	6.3								
9.80	17.00	34.00		1.67	100.00	17	5.9								
<b>10.00</b>	20.00	35.00		1.96	107.00	19	5.4								
10.20	17.00	33.00		1.67	93.00	18	5.5								
10.40	13.00	27.00		1.27	73.00	18	5.6								
10.60	12.00	23.00		1.18	67.00	18	5.6								
10.80	10.00	20.00		0.98	47.00	21	4.7								
<b>11.00</b>	10.00	17.00		0.98	47.00	21	4.7								
11.20	12.00	19.00		1.18	67.00	18	5.6								
11.40	14.00	24.00		1.37	67.00	21	4.8								
11.60	16.00	26.00		1.57	73.00	22	4.6								
11.80	19.00	30.00		1.86	100.00	19	5.3								
<b>12.00</b>	20.00	35.00		1.96	93.00	22	4.7								
12.20	17.00	31.00		1.67	87.00	20	5.1								
12.40	19.00	32.00		1.86	100.00	19	5.3								
12.60	20.00	35.00		1.96	120.00	17	6.0								
12.80	19.00	37.00		1.86	107.00	18	5.6								
<b>13.00</b>	17.00	33.00		1.67	87.00	20	5.1								
13.20	14.00	27.00		1.37	67.00	21	4.8								
13.40	15.00	25.00		1.47	67.00	22	4.5								
13.60	26.00	36.00		2.55	160.00	16	6.2								
13.80	43.00	67.00		4.21	113.00	38	2.6								
<b>14.00</b>	54.00	71.00		5.29	87.00	62	1.6								
14.20	49.00	62.00		4.80	47.00	104	1.0								
14.40	26.00	33.00		2.55	67.00	39	2.6								
14.60	20.00	30.00		1.96	73.00	27	3.7								
14.80	11.00	22.00		1.08	67.00	16	6.1								
<b>15.00</b>	14.00	24.00		1.37	93.00	15	6.6								

H = profondità

L1 = prima lettura (punta)

L2 = seconda lettura (punta + laterale)

Lt = terza lettura (totale)

CT = 10.00 costante di trasformazione

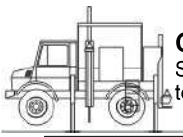
qc = resistenza punta

fs = resistenza laterale

alla stessa quota di qc

F = rapporto Begemann (qc / fs)

Rf = rapporto Schmertmann (fs / qc)\*100

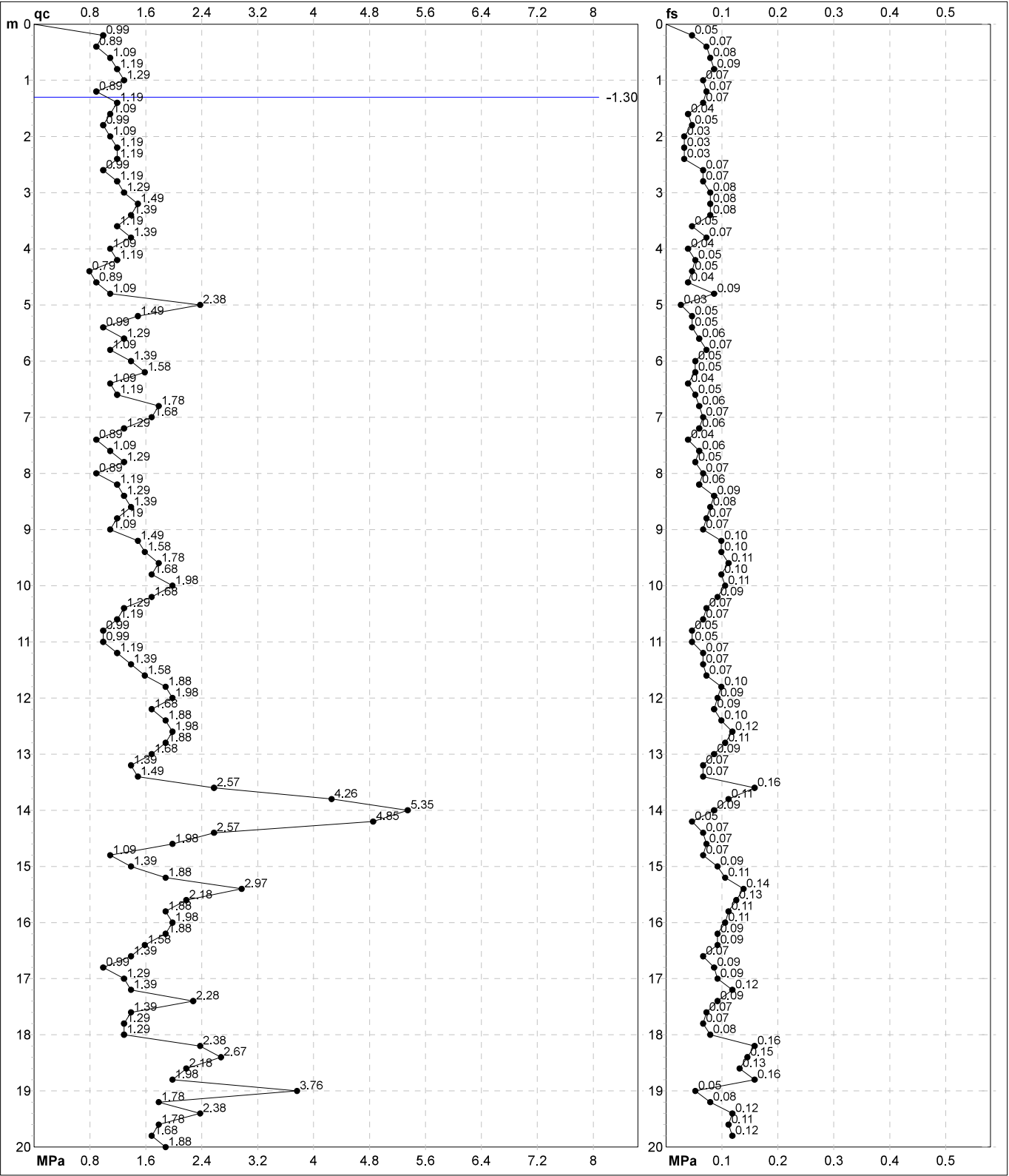


# PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA DIGRAMMI DI RESISTENZA E LITOLOGIA

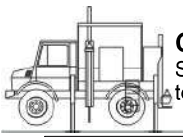
<b>CPT</b>	<b>2</b>
Riferimento	<b>019-2024</b>

Committente **STUDIO TECNICO**  
 Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
 Località **SOLIERA - VIA CORTE**

U.M.: **MPa**      Data exec. 15/03/2024  
 Scala: 1:100  
 Pagina 2/17      Quota inizio:  
 Elaborato      Falda -1.30 m



		Penetrometro: SP100	preforo m
		Responsabile:	Corr.astine: kN/ml
		Assistente:	Cod. tip:

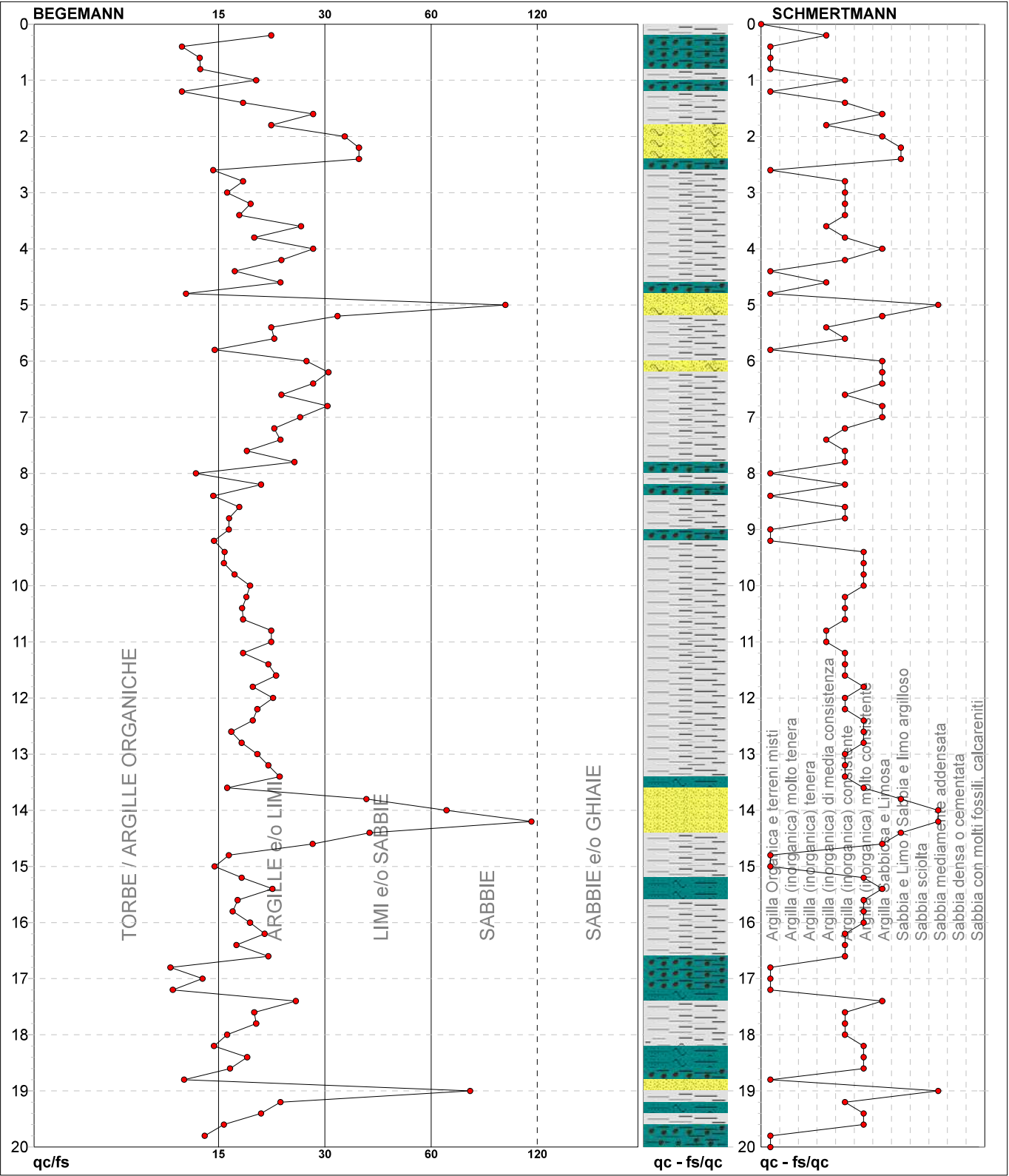


**PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA**  
**DIAGRAMMI LITOLOGIA**

<b>CPT</b>	<b>2</b>
Riferimento	<b>019-2024</b>

Committente **STUDIO TECNICO**  
Cantiere **STUDIO DEL TERRENO DI FONDAZIONE**  
Località **SOLIERA - VIA CORTE**

U.M.: **MPa**  
Scala: **1:100**  
Pagina **3/17**  
Elaborato  
Data exec. **15/03/2024**  
Falda **-1.30 m**



TORBE / ARGILLE OR	15 punti, 15.00%	Argilla Organica e terreni misti	19 punti, 19.00%	Argilla Sabbiosa e Limosa	12 punti, 12.00%
ARGILLE e/o LIMI	73 punti, 73.00%	Argilla (inorganica) di media consistenza	8 punti, 8.00%	Sabbia e Limo / Sabbia e limo argilloso	4 punti, 4.00%
LIMI e/o SABBIE	7 punti, 7.00%	Argilla (inorganica) consistente	34 punti, 34.00%	Sabbia mediamente addensata	4 punti, 4.00%
SABBIE	4 punti, 4.00%	Argilla (inorganica) molto consistente	18 punti, 18.00%		



# ALLEGATO 2

## VERIFICHE GEOTECNICHE



## CALCOLO PORTANZA E CEDIMENTI DI FONDAZIONI SUPERFICIALI

### NORMATIVE DI RIFERIMENTO

#### Norme tecniche per le Costruzioni 2018

Aggiornamento alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 17 gennaio 2018.

Gli **stati limite ultimi** per sviluppo di meccanismi di collasso determinati dal raggiungimento della resistenza del terreno interagente con le fondazioni (**GEO**) riguardano:

- collasso per **carico limite** nei terreni di fondazione;
- **scorrimento** sul piano di posa.

*In tali verifiche, tutte le azioni su un elemento di fondazione possono essere ricondotte a una forza risultante applicata al piano di posa.*

Per le verifiche agli stati limite ultimi di tipo geotecnico (**GEO**) per carico limite e per scorrimento si deve fare riferimento all'**approccio 2**.

L'analisi deve essere condotta con la Combinazione (**A1+M1+R3**), nella quale i coefficienti parziali sui parametri di resistenza del terreno (**M1**) sono unitari, i coefficienti parziali sulle azioni (**A1**) sono indicati dalla tabella 6.2.I e la resistenza globale del sistema è ridotta tramite i coefficienti  $\gamma_R$  del gruppo **R3** riportati in tab. 6.4.I.

**Tab. 6.2.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ ( $\sigma\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0.9	1.0	1.0
	Sfavorevole		1.1	1.3	1.0
Carichi permanenti $G_2$ (1)	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8	0.8	0.8
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0	0.0	0.0
	Sfavorevole		1.5	1.5	1.3

*(1) Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$*

**Tab. 6.4.I** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2.3$

---

Scorrimento	$\gamma_R = 1.1$
-------------	------------------

### STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato ( $C_d$ ), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni ( $E_d$ ), attraverso la seguente espressione formale:

$$E_d < C_d$$

Dove:

- $E_d$  valore di progetto dell'azione o degli effetti dell'azione;
- $C_d$  valore limite dell'effetto delle azioni (spostamenti e deformazioni che possano compromettere la funzionalità di una struttura).

I valori degli spostamenti e delle distorsioni andranno calcolati considerando le combinazioni di carico per gli SLE specificate al §2.5.3:

- Combinazione frequente;
- Combinazione quasi permanente s.l.t.

Le verifiche relative alle deformazioni (cedimenti) e agli spostamenti si effettuano adoperando i valori caratteristici dei parametri ( $f_k$ ).

Nelle analisi, devono essere impiegati i valori caratteristici delle proprietà meccaniche e pertanto i relativi coefficienti parziali di sicurezza devono sempre essere assunti unitari ( $f_k = f_d$ ): si adottano i valori caratteristici dei moduli di deformazione dei terreni ( $E'_k, E_{edk}$ ).

Sotto l'effetto dell'azione sismica di progetto le opere e i sistemi geotecnici devono rispettare gli stati limite ultimi e di esercizio già definiti in precedenza (§ 3.2.1 NTC), con i requisiti di sicurezza indicati nel § 7.1.

Le verifiche degli stati limite ultimi in presenza di azioni sismiche devono essere eseguite ponendo **pari a 1 i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici** e impiegando **le resistenze di progetto**, con i coefficienti parziali  $\gamma_R$  indicati nel presente Capitolo 7 oppure con i  $\gamma_R$  indicati nel Capitolo 6 laddove non espressamente specificato.

#### Stato Limite Ultimo (SLV) per carico limite (§ 7.11.5.3.1)

Le azioni derivano dall'analisi della struttura in elevazione come specificato al § 7.2.5. Le resistenze sono i corrispondenti valori limite che producono il collasso del complesso fondazione-terreno; esse sono valutabili mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica, tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione e dell'eccentricità delle azioni in fondazione. Il corrispondente valore di progetto si ottiene applicando il coefficiente  $\gamma_R$  di Tabella 7.11.II. **Se, nel calcolo del carico limite, si considera esplicitamente l'effetto delle azioni inerziali sul volume di terreno significativo (e.g. Richards et al., Paolucci e Pecker), il coefficiente  $\gamma_R$  può essere ridotto a 1.8.**

---

### Stato Limite Ultimo (SLV) per scorrimento sul piano di posa (§ 7.11.5.3.1)

Per azione si intende il valore della forza agente parallelamente al piano di scorrimento, per resistenza si intende la risultante delle tensioni tangenziali limite sullo stesso piano, sommata, in casi particolari, alla risultante delle tensioni limite agenti sulle superfici laterali della fondazione.

**Specificamente, si può tener conto della resistenza lungo le superfici laterali nel caso di contatto diretto fondazione-terreno in scavi a sezione obbligata o di contatto diretto fondazione-calcestruzzo o fondazione-acciaio in scavi sostenuti da paratie o palancole.**

In tali casi, il progettista deve indicare l'aliquota della resistenza lungo le superfici laterali che intende portare in conto, da giustificare con considerazioni relative alle caratteristiche meccaniche dei terreni e ai criteri costruttivi dell'opera.

Ai fini della verifica allo scorrimento, si può considerare la resistenza passiva solo nel caso di effettiva permanenza di tale contributo, portando in conto un'aliquota non superiore al 50%.

### STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

A meno dell'impiego di specifiche analisi dinamiche, in grado di fornire la risposta deformativa del sistema fondazione-terreno, la verifica nei confronti dello stato limite di danno può essere ritenuta soddisfatta impiegando le azioni corrispondenti allo SLD e determinando il carico limite di progetto con il coefficiente  $\gamma_R$  riportato nella Tabella 7.11.II.

**Tab. 7.11.II** - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche degli stati limite (SLV) delle fondazioni superficiali con azioni sismiche

Verifica	Coefficiente parziale
Carico limite	2.3
Scorrimento	1.1
Resistenza sulle superfici laterali	1.3

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU TERRENI

Il carico limite di una fondazione superficiale può essere definito con riferimento a quel valore massimo del carico per il quale in nessun punto del sottosuolo si raggiunge la condizione di rottura (metodo di Frolich), oppure con riferimento a quel valore del carico, maggiore del precedente, per il quale il fenomeno di rottura si è esteso ad un ampio volume del suolo (metodo di Prandtl e successivi).

**Prandtl** ha studiato il problema della rottura di un semispazio elastico per effetto di un carico applicato sulla sua superficie con riferimento all'acciaio, caratterizzando la resistenza a rottura con una legge del tipo:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad \text{valida anche per i terreni.}$$

Le ipotesi e le condizioni introdotte dal Prandtl sono le seguenti:

- Materiale privo di peso e quindi  $\gamma=0$

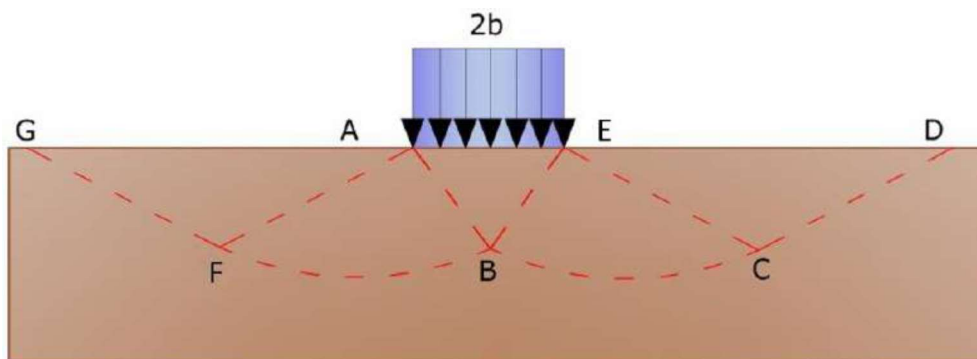
- Comportamento rigido - plastico
- Resistenza a rottura del materiale esprimibile con la relazione  $\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi$
- Carico uniforme, verticale ed applicato su una striscia di lunghezza infinita e di larghezza  $2b$  (stato di deformazione piana)
- Tensioni tangenziali nulle al contatto fra la striscia di carico e la superficie limite del semispazio.

All'atto della rottura si verifica la plasticizzazione del materiale racchiuso fra la superficie limite del semispazio e la superficie  $GFBCD$ .

Nel triangolo  $AEB$  la rottura avviene secondo due famiglie di segmenti rettilinei ed inclinati di  $45^\circ + \varphi/2$  rispetto all'orizzontale.

Nelle zone  $ABF$  e  $EBC$  la rottura si produce lungo due famiglie di linee, l'una costituita da segmenti rettilinei passanti rispettivamente per i punti  $A$  ed  $E$  e l'altra da archi di due famiglie di spirali logaritmiche.

I poli di queste sono i punti  $A$  ed  $E$ . Nei triangoli  $AFG$  e  $ECD$  la rottura avviene su segmenti inclinati di  $\pm (45^\circ + \varphi/2)$  rispetto alla verticale.



*Meccanismo di rottura di Prandtl*

Individuato così il volume di terreno portato a rottura dal carico limite, questo può essere calcolato scrivendo la condizione di equilibrio fra le forze agenti su qualsiasi volume di terreno delimitato in basso da una qualunque delle superfici di scorrimento.

Si arriva quindi ad una equazione  $q = B \cdot c$ , dove il coefficiente  $B$  dipende soltanto dall'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno.

$$B = \cot \varphi \left[ e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (45^\circ + \varphi/2) - 1 \right]$$

Per  $\varphi=0$  il coefficiente  $B$  risulta pari a 5.14, quindi  $q=5.14 \cdot c$ .

Nell'altro caso particolare di terreno privo di coesione ( $c=0$ ,  $\gamma \neq 0$ ) risulta  $q=0$ , secondo la teoria di **Prandtl**, non sarebbe dunque possibile applicare nessun carico sulla superficie limite di un terreno incoerente.

Questa teoria, anche se non applicabile praticamente, ha dato inizio a tutte le ricerche ed i metodi di calcolo successivi.

Infatti, **Caquot** si pose nelle stesse condizioni di Prandtl ad eccezione del fatto che la striscia di carico non è

---

più applicata sulla superficie limite del semispazio, ma a una profondità  $h$ , con  $h \leq 2b$ ; il terreno compreso tra la superficie e la profondità  $h$  ha le seguenti caratteristiche:  $\gamma \neq 0$ ,  $\varphi = 0$ ,  $c = 0$ , rappresenta un mezzo dotato di peso ma privo di resistenza.

Risolvendo le equazioni di equilibrio si arriva all'espressione:

$$q = A \cdot \gamma_1 + B \cdot c$$

che è sicuramente è un passo avanti rispetto a Prandtl, ma che ancora non rispecchia la realtà.

### **METODO DI TERZAGHI (1955)**

**Terzaghi**, proseguendo lo studio di Caquot, ha apportato alcune modifiche per tenere conto delle effettive caratteristiche dell'insieme opera di fondazione-terreno.

Sotto l'azione del carico trasmesso dalla fondazione il terreno che si trova a contatto con la fondazione stessa tende a sfuggire lateralmente, ma ne è impedito dalle resistenze tangenziali che si sviluppano fra la fondazione ed il terreno. Ciò comporta una modifica dello stato tensionale nel terreno posto direttamente al di sotto della fondazione; per tenerne conto **Terzaghi** assegna ai lati AB ed EB del cuneo di Prandtl una inclinazione  $\psi$  rispetto all'orizzontale, scegliendo il valore di  $\psi$  in funzione delle caratteristiche meccaniche del terreno al contatto terreno-opera di fondazione.

L'ipotesi  $\gamma_2 = 0$  per il terreno sotto la fondazione viene così superata ammettendo che le superfici di rottura restino inalterate, l'espressione del carico limite è quindi:

$$q = A \cdot \gamma_1 \cdot h + B \cdot c + C \cdot \gamma \cdot b$$

in cui  $C$  è un coefficiente che risulta funzione dell'angolo di attrito  $\varphi$  del terreno posto al di sotto del piano di posa e dell'angolo  $\varphi$  prima definito;  $b$  è la semilarghezza della striscia.

Inoltre, basandosi su dati sperimentali, **Terzaghi** passa dal problema piano al problema spaziale introducendo dei fattori di forma.

Un ulteriore contributo è stato apportato da **Terzaghi** sull' effettivo comportamento del terreno.

Nel metodo di Prandtl si ipotizza un comportamento del terreno rigido-plastico, **Terzaghi** invece ammette questo comportamento nei terreni molto compatti.

In essi, infatti, la curva carichi-cedimenti presenta un primo tratto rettilineo, seguito da un breve tratto curvilineo (comportamento elasto-plastico); la rottura è istantanea ed il valore del carico limite risulta chiaramente individuato (rottura generale).

In un terreno molto sciolto invece la relazione carichi-cedimenti presenta un tratto curvilineo accentuato fin dai carichi più bassi per effetto di una rottura progressiva del terreno (rottura locale); di conseguenza l'individuazione del carico limite non è così chiara ed evidente come nel caso dei terreni compatti.

Per i terreni molto sciolti, **Terzaghi** consiglia di prendere in considerazione il carico limite il valore che si calcola con la formula precedente introducendo però dei valori ridotti delle caratteristiche meccaniche del terreno e precisamente:

$$\tan \varphi_{rid} = \frac{2}{3} \tan \varphi \quad e \quad c_{rid} = \frac{2}{3} c$$

---

Esplicitando i coefficienti della formula precedente, la formula di Terzaghi può essere scritta:

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c + \gamma \cdot D \cdot N_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma$$

dove:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \tan \varphi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \varphi}{2} \left( \frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$$

### **FORMULA DI MEYERHOF (1963)**

*Meyerhof* propose una formula per il calcolo del carico limite simile a quella di *Terzaghi*; le differenze consistono nell'introduzione di ulteriori coefficienti di forma.

Egli introdusse un coefficiente  $s_q$  che moltiplica il fattore  $N_q$ , fattori di profondità  $d_i$  e di pendenza  $i_i$  per il caso in cui il carico trasmesso alla fondazione è inclinato sulla verticale.

I valori dei coefficienti  $N$  furono ottenuti da Meyerhof ipotizzando vari archi di prova BD (v. meccanismo Prandtl), considerando valori approssimati del taglio che si sviluppa nel terreno al di sopra del piano di posa. I fattori di forma tratti da Meyerhof sono di seguito riportati, insieme all'espressione della formula.

*Carico verticale*

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma$$

*Carico inclinato*

$$q_{ult} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + \gamma \cdot D \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma$$

$$N_q = e^{(0.75\pi - \varphi/2) \cdot \tan^2(45 + \varphi/2)}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \cdot \varphi)$$

*fattore di forma:*

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi > 0$$



---

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 \cdot k_p \cdot \frac{B}{L} \quad \text{per } \varphi = 0$$

*fattore di profondità:*

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \cdot \frac{D}{B} \quad \text{per } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{per } \varphi > 10$$

*inclinazione:*

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \quad \text{per } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{per } \varphi = 0$$

dove:

- $k_p = \tan^2(45 + \varphi/2)$
- $\theta =$  *Inclinazione della risultante sulla verticale.*

### **FORMULA DI HANSEN (1970)**

È una ulteriore estensione della formula di *Meyerhof*; le estensioni consistono nell'introduzione di  $b_i$  che tiene conto della eventuale inclinazione sull'orizzontale del piano di posa e un fattore  $g_i$  per terreno in pendenza.

La formula di Hansen vale per qualsiasi rapporto  $D/B$ , quindi sia per fondazioni superficiali che profonde, ma lo stesso autore introdusse dei coefficienti per meglio interpretare il comportamento reale della fondazione, senza di essi, infatti, si avrebbe un aumento troppo forte del carico limite con la profondità.

Per valori di  $D/B < 1$ :

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \frac{D}{B}$$

Per valori  $D/B > 1$ :

---

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \tan^{-1} \frac{D}{B}$$

Nel caso  $\varphi=0$

$D/B$	0	1	1.1	2	5	10	20	100
$d'_c$	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

Nei fattori seguenti le espressioni con apici (') valgono quando  $\varphi=0$ .

Fattore di forma:

$$s'_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$s_c = 1$  per fondazioni a striscia

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

Fattori di inclinazione del carico:

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta / 450) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \varphi} \right)^5 \quad (\eta = 0)$$

---

*Fattori di inclinazione del terreno (fondazione su pendio):*

$$g'_c = \frac{\beta}{147}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.5 \tan \beta)^5$$

*Fattori di inclinazione del piano di fondazione (base inclinata):*

$$b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q \exp(-2\eta \cdot \tan \varphi)$$

### **FORMULA DI VESIC (1975)**

La formula di Vesic è analoga alla formula di Hansen, con  $N_q$  ed  $N_c$  come per la formula di Meyerhof ed  $N_\gamma$  come sotto riportato:

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi$$

I fattori di forma e di profondità che compaiono nelle formule del calcolo della capacità portante sono uguali a quelli proposti da Hansen; alcune differenze sono invece riportate nei fattori di inclinazione del carico, del terreno (fondazione su pendio) e del piano di fondazione (base inclinata).

### **FORMULA BRICH-HANSEN (EC 7 – EC 8)**

Affinché una fondazione possa sostenere il carico di progetto con sicurezza nei riguardi della rottura generale, deve essere soddisfatta la seguente disuguaglianza per tutte le combinazioni di carico relative allo SLU (stato limite ultimo):

$$V_d \leq R_d$$

Dove  $V_d$  è il carico di progetto allo SLU, normale alla base della fondazione, comprendente anche il peso della fondazione stessa; mentre  $R_d$  è il carico limite di progetto della fondazione nei confronti di carichi normali, tenendo conto anche dell'effetto di carichi inclinati o eccentrici.

Nella valutazione analitica del carico limite di progetto  $R_d$ , nei terreni a grana fine, si devono considerare le situazioni a breve e a lungo termine.

Il carico limite di progetto in condizioni non drenate si calcola come:

$$\frac{R}{A} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot s_c \cdot i_c + q$$

---

Dove:

- $A' = B' \cdot L'$  area della fondazione efficace di progetto, intesa, in caso di carico eccentrico, come l'area ridotta al cui centro viene applicata la risultante del carico;
- $c_u$  coesione non drenata;
- $q$  pressione litostatica totale sul piano di posa
- $s_c$  fattore di forma;
- $s_c = 1 + 0.2 \cdot \left(\frac{B'}{L'}\right)$ , per fondazioni rettangolari
- $s_c = 1.2$ , per fondazioni quadrate o circolari
- $i_c$  Fattore correttivo per l'inclinazione del carico dovuta ad un carico H.

$$i_c = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A'_f \cdot c_a}}$$

Per le condizioni drenate il carico limite di progetto è calcolato come segue:

$$\frac{R}{A'} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot i_q + 0.5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma$$

Dove:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \varphi'} \cdot \tan^2(45 + \varphi' / 2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \varphi'$$

*Fattori di forma:*

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \varphi' \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_q = 1 + \sin \varphi' \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.3 \frac{B'}{L'} \quad \text{per forma rettangolare}$$

$$s_\gamma = 0.7 \quad \text{per forma quadrata o circolare}$$

---


$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad \begin{array}{l} \text{per forma rettangolare, quadrata} \\ \text{o circolare} \end{array}$$

*Fattori inclinazione risultante dovuta ad un carico orizzontale H:*

$$i'_c = 0.5 - 0.5 \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^m$$

$$i_\gamma = \left( 1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \varphi'} \right)^{m+1}$$

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1}$$

Dove:

$$m = m_B = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{B'}{L'} \right) \right]} \quad \text{con } H // B'$$

$$m = m_L = \frac{\left[ 2 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]}{\left[ 1 + \left( \frac{L'}{B'} \right) \right]} \quad \text{con } H // L'$$

Se H forma un angolo  $\theta$  con la direzione di  $L'$ , l'esponente "m" viene calcolato con la seguente espressione:

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \theta$$

Oltre ai fattori correttivi di cui sopra sono considerati quelli complementari della profondità del piano di posa e dell'inclinazione del piano di posa e del piano campagna (Hansen).

---



---

### **MEYERHOF E HANNA (1978)**

Tutta l'analisi teorica sviluppata per la determinazione del carico limite è stata basata sull'ipotesi che il terreno sia isotropico ed omogeneo fino a notevole profondità.

Tale ipotesi però non rispecchia la realtà perché, in natura, il terreno presenta disomogeneità litologica per cui può essere costituito da diverse percentuali delle componenti granulometriche come ghiaia, sabbia, limo e argilla.

Le relazioni per la stima del carico limite, ricavate dall'ipotesi di terreno omogeneo risultano essere molto approssimative se il terreno è stratificato, soprattutto se le superfici di rottura interferiscono con i limiti degli strati del terreno.

Si consideri un sistema costituito da due strati di terreno distinti ed una fondazione posizionata sullo strato superiore a una profondità  $D$  dal piano campagna, le superfici di rottura a carico limite possono svilupparsi completamente sullo strato superiore oppure coinvolgere anche il secondo strato. Può accadere che lo strato superiore sia più resistente rispetto allo strato inferiore o viceversa.

In entrambi i casi verrà presentata un'analisi generale per  $c = 0$  e si dimostrerà che sarà valida anche nel caso di terreni sabbiosi o argillosi.

Lo studio della capacità portante di un sistema a strati è stato affrontato da diversi autori: Button (1953), Vesic (1975), Meyerhof (1974), Meyerhof e Hanna (1978)

Meyerhof (1974) ha analizzato un sistema a due strati composto da sabbia densa su argilla morbida e sabbia sciolta su argilla rigida e ha supportato il suo studio con alcuni test su modello. Successivamente Meyerhof e Hanna (1978) hanno integrato lo studio di Meyerhof (1974) includendo nelle analisi il terreno privo di coesione.

Si riporta la trattazione di Meyerhof (1974) e Meyerhof e Hanna (1978).

Nella figura 12.16 (a) è rappresentata una fondazione di larghezza  $B$  e profondità  $D$  in uno strato di terreno resistente (strato 1). Lo strato debole si trova a distanza  $H$  dal piano di posa della fondazione.

Se si verificano le condizioni per cui la distanza  $H$  non è sufficientemente ampia, oppure, si ha un carico eccezionale, una parte dello stesso carico verrà trasferito oltre il livello mn. Questa condizione indurrà il formarsi di superfici di rottura anche nello strato più debole (strato 2). Se la distanza  $H$  è relativamente grande, le superfici di rottura si svilupperanno completamente nello strato 1 come evidenziato in Figura 12.16b.

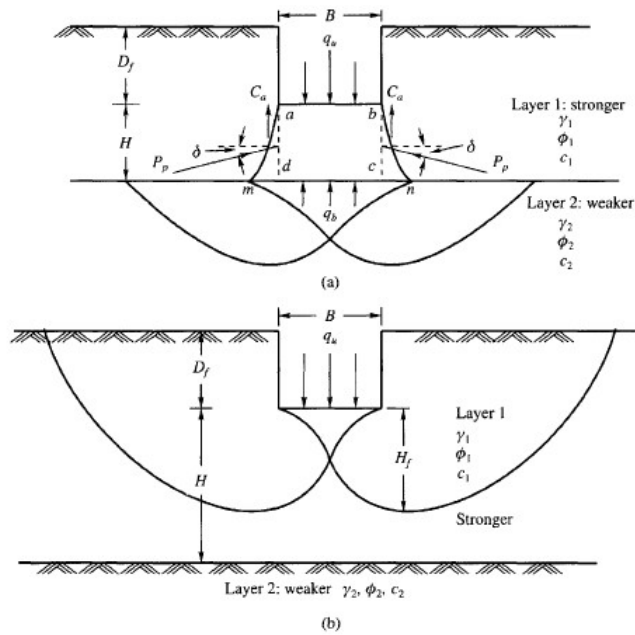


Figure 12.16 Failure of soil below strip footing under vertical load on strong layer overlying weak deposit (after Meyerhof and Hanna, 1978)

Il carico limite negli strati 1 e 2 può essere espresso dalle seguenti relazioni:

**Strato 1**

$$q_1 = c_1 \cdot N_{c1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

**Strato 2**

$$q_2 = c_2 \cdot N_{c2} + \frac{1}{2} \gamma_2 \cdot B \cdot N_{\gamma2}$$

Dove:

- $N_{c1}, N_{\gamma1}$  fattori di capacità portante dello strato 1 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_1$
- $N_{c2}, N_{\gamma2}$  fattori di capacità portante dello strato 2 con angolo di resistenza a taglio  $\phi_2$

Se il piano di posa della fondazione si trova ad una distanza  $D_f$  rispetto al piano campagna e la distanza  $H$  è relativamente grande l'espressione del carico limite è la seguente:

$$q_u = q_t = c_1 \cdot N_{c1} + q'_0 \cdot N_{q1} + \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B \cdot N_{\gamma1}$$

Se  $q_1$  è maggiore di  $q_2$  e se la distanza  $H$  non è sufficiente a formare una condizione di plasticizzazione completa nello strato 1, allora la rottura è legata alla spinta del terreno che si sviluppa dallo strato più debole allo strato più resistente. La formulazione per la stima del carico limite diventa:

$$q_u = q_b + \frac{2 \cdot (c_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 \cdot H$$

Dove:

- $q_b$  carico limite nello strato 2;
- $P_p$  spinta passiva;
- $C_a$  adesione;
- $\delta$  inclinazione della spinta passiva rispetto all'orizzontale

Con:

$$P_p = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

#### **METODO DI RICHARDS ET AL.**

Richards, Helm e Budhu (1993) hanno sviluppato una procedura che consente, in condizioni sismiche, di valutare sia il carico limite sia i cedimenti indotti, e quindi di procedere alle verifiche di entrambi gli stati limite (ultimo e di danno). La valutazione del carico limite viene perseguita mediante una semplice estensione del problema del carico limite al caso della presenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione dovute al sisma, mentre la stima dei cedimenti viene ottenuta mediante un approccio che segue il metodo di Newmark (cfr. Appendice H di “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica” – Associazione Geotecnica Italiana). Gli autori hanno esteso la classica formula trinomia del carico limite nel seguente modo:

$$q_L = \frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2 \cos \delta} \left( 1 + \frac{2D_f}{H} \right) \cdot K_p$$

$$q_L = N_q \cdot q + N_c \cdot c + 0.5 N_\gamma \cdot \gamma \cdot B$$

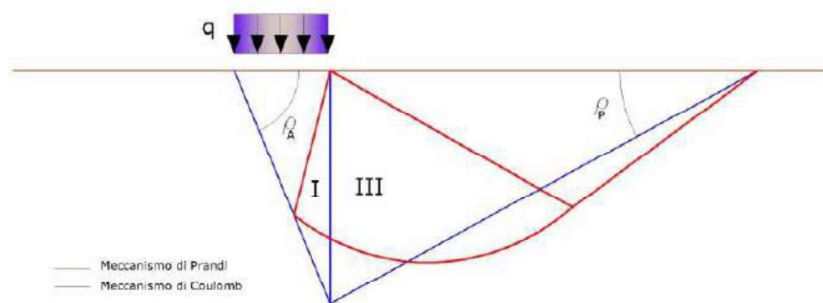
Dove i fattori di capacità portante vengono calcolati con le seguenti formule:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\phi)$$

$$N_q = \frac{K_{pE}}{K_{AE}}$$

$$N_{\gamma} = \left( \frac{K_{pE}}{K_{AE}} - 1 \right) \cdot \tan(\rho_{AE})$$

Gli autori hanno, inoltre, esaminato un meccanismo di tipo Coulomb, con un approccio che segue quello dell'equilibrio limite, considerando anche le forze di inerzia agenti sul volume di terreno sottoposto a rottura. In campo statico, il classico meccanismo di Prandtl può essere infatti approssimato come mostrato nella figura che segue, eliminando la zona di transizione (ventaglio di Prandtl) ridotta alla sola linea AC, che viene considerata come una parete ideale in equilibrio sotto l'azione della spinta attiva e della spinta passiva che riceve dai cunei I e III:



*Schema di calcolo del carico limite (qL).*

Gli autori hanno ricavato le espressioni degli angoli \$\rho\_A\$ e \$\rho\_P\$ che definiscono le zone di spinta attiva e passiva, e dei coefficienti di spinta attiva e passiva \$K\_A\$ e \$K\_P\$ in funzione dell'angolo di attrito interno \$\varphi\$ del terreno e dell'angolo di attrito \$\delta\$ terreno – parete ideale:

$$\rho_A = \varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} - \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$\rho_P = -\varphi + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{\tan \varphi \cdot (\tan \varphi \cdot \cot \varphi) \cdot (1 + \tan \delta \cdot \cot \varphi)} + \tan \varphi}{1 + \tan \delta \cdot (\tan \varphi + \cot \varphi)} \right\}$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\varphi)}{\cos(\delta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi)}{\cos(\delta)}} \right\}^2}$$

È comunque da osservare che l'impiego delle precedenti formule assumendo  $\phi=0.5\delta$ , conduce a valori dei coefficienti di carico limite prossimi a quelli basati su un'analisi di tipo Prandtl. Richards et al. hanno quindi esteso l'applicazione del meccanismo di Coulomb al caso sismico, portando in conto le forze d'inerzia agenti sul volume di terreno a rottura. Tali forze di massa, dovute ad accelerazioni  $k_h g$  e  $k_v g$ , agenti rispettivamente in direzione orizzontale e verticale, sono a loro volta pari a  $k_h \gamma$  e  $k_v \gamma$ . Sono state così ottenute le estensioni delle espressioni di  $\rho_a$  e  $\rho_p$ , nonché di  $K_A$  e  $K_P$ , rispettivamente indicate come  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e come  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  per denotare le condizioni sismiche:

$$\rho_{AE} = (\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$\rho_{PE} = -(\varphi - \theta) + \tan^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \tan^2(\varphi - \theta)) \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} - \tan(\varphi - \theta)}{1 + \tan(\delta + \theta) \cdot (\tan(\varphi - \theta) + \cot(\varphi - \theta))} \right\}$$

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos(\theta) \cdot \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2}$$

I valori di  $N_q$  e  $N_\gamma$  sono determinabili ancora avvalendosi delle formule precedenti, impiegando naturalmente le espressioni degli angoli  $\rho_{AE}$  e  $\rho_{PE}$  e dei coefficienti  $K_{AE}$  e  $K_{PE}$  relative al caso sismico. In tali espressioni compare l'angolo  $\theta$  definito come:

$$\tan(\theta) = \frac{k_h}{1 - k_v}$$

Nella tabella sottostante sono mostrati i fattori di capacità portante calcolati per i seguenti valori dei parametri:

$$\varphi = 30^\circ \quad \delta = 15^\circ$$

---

Per diversi valori dei coefficienti di spinta sismica:

*Tabella dei fattori di capacità portante per  $\varphi=30^\circ$*

$k_H/(1-k_V)$	$N_q$	$N_\gamma$	$N_c$
0	16.51037	23.75643	26.86476
0.087	13.11944	15.88906	20.9915
0.176	9.851541	9.465466	15.33132
0.268	7.297657	5.357472	10.90786
0.364	5.122904	2.604404	7.141079
0.466	3.216145	0.879102	3.838476
0.577	1.066982	1.103E-03	0.1160159

### **VERIFICA A CARICO LIMITE DELLE FONDAZIONE (SLU)**

La verifica a carico limite delle fondazioni secondo l'approccio SLU si esegue con la seguente disequaglianza:

$$E_d \leq \frac{R_d}{\gamma_{RV}}$$

Dove:

- $E_d$  pressioni agenti alla base della fondazione;
- $R_d$  capacità portante di calcolo;
- $\gamma_{RV}$  coefficiente riduttivo della capacità portante verticale

Le pressioni agenti alla base della fondazione si calcolano con dalla seguente espressione:

$$E_d = \frac{N_d}{A_{ef}}$$

Dove:

- $N_d$  azione normale di progetto;
- $A_{ef} = B_R \cdot L'$  area ridotta;

### **FONDAZIONI QUADRATE O RETTANGOLARI**

L'area ridotta risulta essere:

$$A_{ef} = B' \cdot L'$$

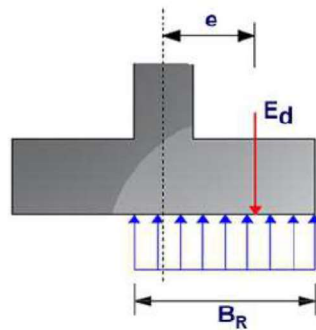
$$L' = L - 2e_x; B' = B - e_y; e_x = \frac{M_x}{N}; e_y = \frac{M_y}{N}$$



---

Per le verifiche a carico limite allo SLU è lecito considerare la "plasticizzazione" del terreno, in tal caso si può assumere una distribuzione uniforme delle pressioni agenti sul piano di posa.

Come evidenziato nella seguente immagine, la distribuzione delle pressioni si considera estesa sulla base "ridotta"  $B_R = B - 2e$ .



Dove:

- $e = N_d / M_d$  - eccentricità dei carichi

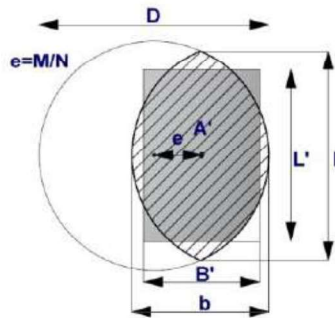
### FONDAZIONI CIRCOLARI

Una fondazione circolare sottoposta ad un carico verticale applicato con un'eccentricità  $e = M_d / N_d$  può essere considerata equivalente ad una fondazione fittizia con un carico applicato centralmente (Figura seguente), come suggerito da Meyerhof (1953) e Vesic (1973). In questo caso, l'area della fondazione fittizia,  $A'$ , può essere calcolata con questa espressione:

$$A' = \frac{D^2}{2} \left( \arccos \frac{2e}{D} - \frac{2e}{D} \sqrt{1 - \left( \frac{2e}{D} \right)^2} \right)$$

Il rapporto delle lunghezze dei lati della fondazione rettangolare equivalente può essere approssimato al rapporto tra le lunghezze  $b$  ed  $l$ , si ricava da:

$$\frac{B}{L'} = \frac{b}{l} = \sqrt{\frac{D - 2e}{D + 2e}}$$



*Metodo di calcolo delle dimensioni equivalenti di una fondazione circolare soggetta a carico non baricentrico.*

### VERIFICA A SLITTAMENTO

In conformità con i criteri di progetto allo SLU, la stabilità di un plinto di fondazione deve essere verificata rispetto al collasso per slittamento oltre a quello per rottura generale. Rispetto al collasso per slittamento la resistenza viene valutata come somma di componenti: una delle componenti è dovuta all'adesione, l'altra è dovuta all'attrito fondazione-terreno. La resistenza laterale derivante dalla spinta passiva del terreno può essere messa in conto secondo una percentuale indicata dall'utente.

La resistenza di calcolo per attrito ed adesione è valutata secondo l'espressione:

$$F_{Rd} = N_{sd} \cdot \tan \delta + c_a \cdot A'$$

Nella quale  $N_{sd}$  è il valore di calcolo della forza verticale,  $\delta$  è l'angolo di resistenza a taglio alla base del plinto,  $c_a$  è l'adesione plinto-terreno e  $A'$  è l'area della fondazione efficace, intesa, in caso di carichi eccentrici, come area ridotta al centro della quale è applicata la risultante.

### CARICO LIMITE DI FONDAZIONI SU ROCCIA

Per la valutazione della capacità portante ammissibile delle rocce si deve tener conto di alcuni parametri significativi quali le caratteristiche geologiche, il tipo di roccia e la sua qualità, misurata con l'RQD. Nella capacità portante delle rocce si utilizzano normalmente fattori di sicurezza molto alti e legati in qualche modo al valore del coefficiente RQD: ad esempio, per una roccia con RQD pari al massimo a 0.75 il fattore di sicurezza varia tra 6 e 10. Per la determinazione della capacità portante di una roccia si possono usare le formule di Terzaghi, usando angolo d'attrito e coesione della roccia, o quelle proposte da **Stagg** e **Zienkiewicz** (1968) in cui i coefficienti della formula della capacità portante valgono:

$$N_q = \tan^6(45 + \varphi / 2)$$

$$N_c = 5 \tan^4(45 + \varphi / 2)$$

---

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tali coefficienti vanno usati i fattori di forma impiegati nella formula di Terzaghi. La capacità portante ultima calcolata è comunque funzione del coefficiente RQD secondo la seguente espressione:

$$q' = q_{ult} (RQD)^2$$

Se il carotaggio in roccia non fornisce pezzi intatti (RQD tende a 0), la roccia viene trattata come un terreno stimando al meglio i parametri  $c$  e  $\varphi$ .

### **FATTORI CORRETTIVI SISMICI (PAOLUCCI E PECKER)**

Quando si determina  $q_{lim}$ , per tener conto degli effetti inerziali indotti dal sisma sulla determinazione del vengono introdotti i fattori correttivi  $z$ :

$$z_q = \left(1 - \frac{k_h}{\text{tg}\varphi}\right)^{0,35}$$

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

$$z_\gamma = z_q$$

Dove  $k_h$  è il coefficiente sismico orizzontale.

### **CEDIMENTI ELASTICI**

I cedimenti di una fondazione rettangolare di dimensioni  $B \times L$  posta sulla superficie di un semispazio elastico si possono calcolare in base ad una equazione basata sulla teoria dell'elasticità (Timoshenko e Goodier, 1951):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s} \left( I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \cdot I_F \quad (1)$$

dove:

- $q_0$  Intensità della pressione di contatto
- $B'$  Minima dimensione dell'area reagente,
- $E$  e  $\mu$  Parametri elastici del terreno.
- $I_1$  Coefficienti di influenza dipendenti da:  $L/B'$ , spessore dello strato  $H$ , coefficiente di Poisson  $\mu$ ,  
profondità del piano di posa  $D$ ;

I coefficienti  $I_1$  e  $I_2$  si possono calcolare utilizzando le equazioni fornite da *Steinbrenner (1934)* (V.

---

---

Bowles), in funzione del rapporto  $L'/B'$  ed  $H/B$ , utilizzando  $B'=B/2$  e  $L'=L/2$  per i coefficienti relativi al centro e  $B'=B$  e  $L'=L$  per i coefficienti relativi al bordo.

Il coefficiente di influenza  $I_F$  deriva dalle equazioni di *Fox* (1948), che indicano il cedimento si riduce con la profondità in funzione del coefficiente di *Poisson* e del rapporto  $L/B$ .

In modo da semplificare l'equazione (1) si introduce il coefficiente  $I_S$ :

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} \cdot I_2$$

Il cedimento dello strato di spessore  $H$  vale:

$$\Delta H = q_0 \cdot B \cdot \frac{1-\mu^2}{E_S} \cdot I_S \cdot I_F$$

Per meglio approssimare i cedimenti si suddivide la base di appoggio in modo che il punto si trovi in corrispondenza di uno spigolo esterno comune a più rettangoli. In pratica si moltiplica per un fattore pari a 4 per il calcolo dei cedimenti al centro e per un fattore pari a 1 per i cedimenti al bordo. Nel calcolo dei cedimenti si considera una profondità del bulbo delle tensioni pari a  $5B$ , se il substrato roccioso si trova ad una profondità maggiore. A tal proposito viene considerato substrato roccioso lo strato che ha un valore di  $E$  pari a 10 volte dello strato soprastante. Il modulo elastico per terreni stratificati viene calcolato come media pesata dei moduli elastici degli strati interessati dal cedimento immediato.

### **CEDIMENTI EDOMETRICI**

Il calcolo dei cedimenti con l'approccio edometrico consente di valutare un cedimento di consolidazione di tipo monodimensionale, prodotto dalle tensioni indotte da un carico applicato in condizioni di espansione laterale impedita. Pertanto, la stima effettuata con questo metodo va considerata come empirica, piuttosto che teorica.

Tuttavia, la semplicità d'uso e la facilità di controllare l'influenza dei vari parametri che intervengono nel calcolo, ne fanno un metodo molto diffuso.

L'approccio edometrico nel calcolo dei cedimenti passa essenzialmente attraverso due fasi:

- Il calcolo delle tensioni verticali indotte alle varie profondità con l'applicazione della teoria dell'elasticità;
- a) la valutazione dei parametri di compressibilità attraverso la prova edometrica.

In riferimento ai risultati della prova edometrica, il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

---

se si tratta di un terreno sovraconsolidato ( $OCR > 1$ ), ossia l'incremento di tensione dovuto all'applicazione del carico non fa superare la pressione di preconsolidazione  $\sigma'_p$  ( $\sigma'_p + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$ ).

Se invece il terreno è normalconsolidato ( $\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ ) le deformazioni avvengono nel tratto di compressione ed il cedimento è valutato come:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

dove:

- b)  $RR$  Rapporto di ricomprensione;
- $CR$  Rapporto di compressione;
- $H_0$  Spessore iniziale dello strato;
- $\sigma'_{v0}$  Tensione verticale efficace prima dell'applicazione del carico;
- $\Delta\sigma_v$  Incremento di tensione verticale dovuto all'applicazione del carico.

In alternativa ai parametri  $RR$  e  $CR$  si fa riferimento al modulo edometrico  $M$ ; in tal caso però occorre scegliere opportunamente il valore del modulo da utilizzare, tenendo conto dell'intervallo tensionale ( $\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ ) significativo per il problema in esame.

L'applicazione corretta di questo tipo di approccio richiede:

- la suddivisione degli strati compressibili in una serie di piccoli strati di modesto spessore ( $< 2.00$  m);
- la stima del modulo edometrico nell'ambito di ciascuno strato;
- il calcolo del cedimento come somma dei contributi valutati per ogni piccolo strato in cui è stato suddiviso il banco compressibile.

Le espressioni sopra riportate per il calcolo del cedimento di consolidazione vengono utilizzate sia per le argille che per le sabbie di granulometria da fina a media, perché il modulo di elasticità impiegato è ricavato direttamente da prove di consolidazione. Tuttavia, per terreni a grana più grossa le dimensioni dei provini edometrici sono poco significative del comportamento globale dello strato e, per le sabbie, risulta preferibile impiegare prove penetrometriche statiche e dinamiche.

## **CEDIMENTO SECONDARIO**

Il cedimento secondario è calcolato facendo riferimento alla relazione:

$$\Delta H_s = H_c \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

in cui:

- $H_c$  altezza dello strato in fase di consolidazione;
- $C_\alpha$  coefficiente di consolidazione secondaria come pendenza nel tratto secondario della curva *cedimento-logaritmo tempo*;

- $T$  tempo in cui si vuole il cedimento secondario;
- $T_{100}$  tempo necessario all'esaurimento del processo di consolidazione primaria.

### CEDIMENTI DI SCHMERTMANN

Un metodo alternativo per il calcolo dei cedimenti è quello proposto da Schmertmann (1970) il quale ha correlato la variazione del bulbo delle tensioni alla deformazione. L'autore ha considerato nel suo modello un diagramma delle deformazioni di forma triangolare in cui la profondità alla quale si hanno deformazioni significative è assunta pari a  $4B$ , nel caso di fondazioni nastriformi, e pari a  $2B$  per fondazioni quadrate o circolari.

Secondo tale approccio il cedimento si esprime attraverso la seguente espressione:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \sum \frac{I_z \cdot \Delta z}{E}$$

nella quale:

- $\Delta q$  rappresenta il carico netto applicato alla fondazione;
- $I_z$  è un fattore di deformazione il cui valore è nullo a profondità di  $2B$ , per fondazione circolare o quadrata, e a profondità  $4B$ , per fondazione nastriforme.

Il valore massimo di  $I_z$  si verifica a una profondità rispettivamente pari a:

- $B/2$ , per fondazione circolare o quadrata
- $B$ , per fondazioni nastriformi

e vale:

$$I_{z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left( \frac{\Delta q}{\sigma_{vi}} \right)^{0.5}$$

Dove:

- $\sigma'_{vi}$  rappresenta la tensione verticale efficace a profondità  $B/2$  per fondazioni quadrate o circolari, e a profondità  $B$  per fondazioni nastriformi;
- $E_i$  rappresenta il modulo di deformabilità del terreno in corrispondenza dello strato  $i$ -esimo considerato nel calcolo;
- $\Delta z_i$  rappresenta lo spessore dello strato  $i$ -esimo;
- $C_1$  e  $C_2$  sono due coefficienti correttivi.



---

Il modulo E viene assunto pari a  $2.5 q_c$  per fondazioni circolari o quadrate e a  $3.5 q_c$  per fondazioni nastriformi. Nei casi intermedi, si interpola in funzione del valore di  $L/B$ .

Il termine  $q_c$  che interviene nella determinazione di E rappresenta la resistenza alla punta fornita dalla prova CPT.

Le espressioni dei due coefficienti  $C_1$  e  $C_2$  sono:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

che tiene conto della profondità del piano di posa.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

che tiene conto delle deformazioni differite nel tempo per effetto secondario.

Nell'espressione  $t$  rappresenta il tempo, espresso in anni dopo il termine della costruzione, in corrispondenza del quale si calcola il cedimento.

### **CEDIMENTI DI BURLAND e BURBIDGE**

Qualora si disponga di dati ottenuti da prove penetrometriche dinamiche per il calcolo dei cedimenti è possibile fare affidamento al metodo di Burland e Burbidge (1985), nel quale viene correlato un indice di compressibilità  $I_c$  al risultato  $N$  della prova penetrometrica dinamica. L'espressione del cedimento proposta dai due autori è la seguente:

$$S = f_s \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[ \sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_c / 3 + (q' - \sigma'_{v0}) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \right]$$

nella quale:

- $q'$  pressione efficace lorda;
- $\sigma'_{v0}$  tensione verticale efficace alla quota d'imposta della fondazione;
- $B$  larghezza della fondazione;
- $I_c$  Indice di compressibilità;
- $f_s, f_H, f_t$  fattori correttivi che tengono conto rispettivamente della forma, dello spessore dello strato compressibile e del tempo, per la componente viscosa.

L'indice di compressibilità  $I_c$  è legato al valore medio  $N_{av}$  di  $N_{spt}$  all'interno di una profondità significativa  $z$ :

$$I_c = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

---

Per quanto riguarda i valori di  $N_{spt}$  da utilizzare nel calcolo del valore medio  $N_{AV}$  va precisato che i valori vanno corretti, per sabbie con componente limosa sotto falda e  $N_{spt} > 15$ , secondo l'indicazione di Terzaghi e Peck (1948):

$$N_c = 15 + 0.5 \cdot (N_{spt} - 15)$$

dove  $N_c$  è il valore corretto da usare nei calcoli.

Per depositi ghiaiosi o sabbioso-ghiaiosi il valore corretto è pari a:

$$N_c = 1.25 \cdot N_{spt}$$

Le espressioni dei fattori correttivi  $f_S$ ,  $f_H$  e  $f_t$  sono rispettivamente:

$$f_S = \left( \frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left( 2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left( 1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con:

- t tempo in anni  $> 3$ ;
- $R_3$  costante pari a 0.3 per carichi statici e 0.7 per carichi dinamici;
- R 0.2 nel caso di carichi statici e 0.8 per carichi dinamici.

---

## DATI GENERALI

---

Larghezza fondazione	10.0 m
Lunghezza fondazione	20.0 m
Profondità piano di posa	0.8 m
Profondità falda	1.2

---

## STRATIGRAFIA TERRENO

Spessore strato [m]	Peso unità di volume [kN/m <sup>3</sup> ]	Peso unità di volume saturo [kN/m <sup>3</sup> ]	Angolo di attrito [°]	Coesione [kN/m <sup>2</sup> ]	Coesione non drenata [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Elastico [kN/m <sup>2</sup> ]	Modulo Edometrico [kN/m <sup>2</sup> ]	Descrizione
6.2	18.0	20.0	22.0	5.0	50.0	7000.0	4000.0	A
5.2	18.0	20.0	23.0	6.0	60.0	8400.0	4500.0	B
8.6	18.5	20.5	24.0	7.5	75.0	10500.0	5500.0	C

## CEDIMENTI PER OGNI STRATO

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

Pressione normale di progetto	60.0 kN/m <sup>2</sup>
Cedimento totale	<b>1.445 cm</b>

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

Strato	Z (m)	Tensione (kN/m <sup>2</sup> )	Dp (kN/m <sup>2</sup> )	Metodo	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
1	3.5	45.044	0.982	Edometrico	0.1326	--	0.1326
2	8.8	99.067	4.549	Edometrico	0.5256	--	0.5256
3	15.7	171.549	5.034	Edometrico	0.7872	--	0.7872

# ALLEGATO 3

## INDAGINI SISMICHE

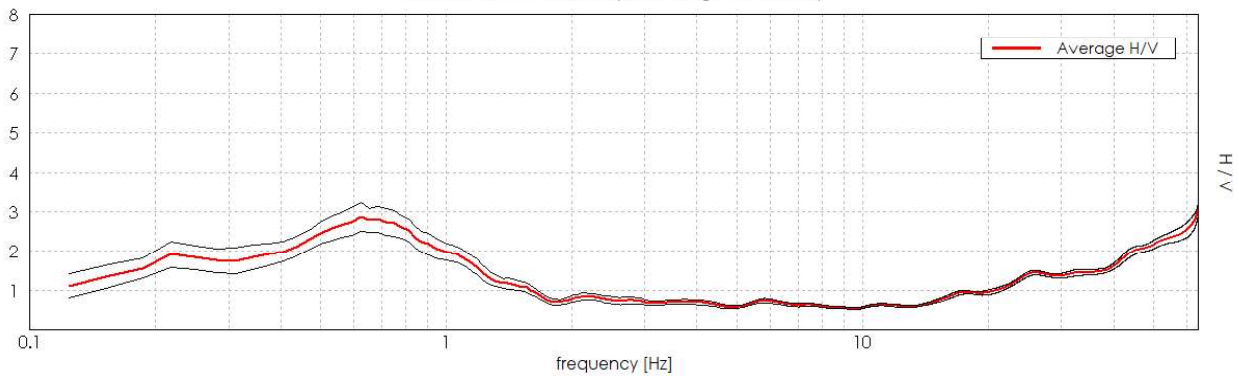
## SOLIERA, VIA CORTE

Instrument: TE3-0303/01-17  
 Data format: 32 bit  
 Full scale [mV]: 51  
 Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN  
 GPS data not available

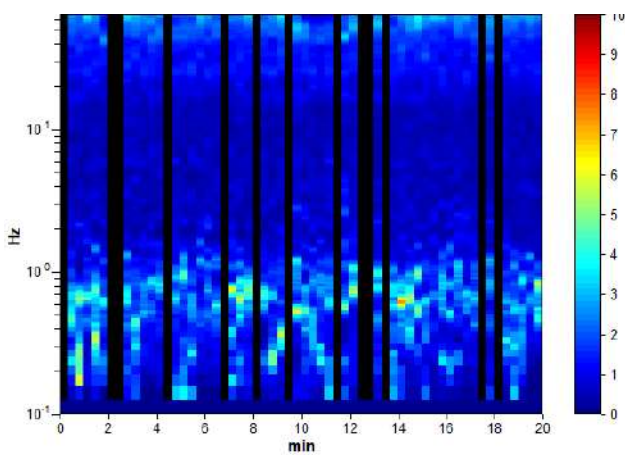
Trace length: 0h20'00". Analyzed 78% trace (manual window selection)  
 Sampling rate: 128 Hz  
 Window size: 20 s  
 Smoothing type: Triangular window  
 Smoothing: 10%

### HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO

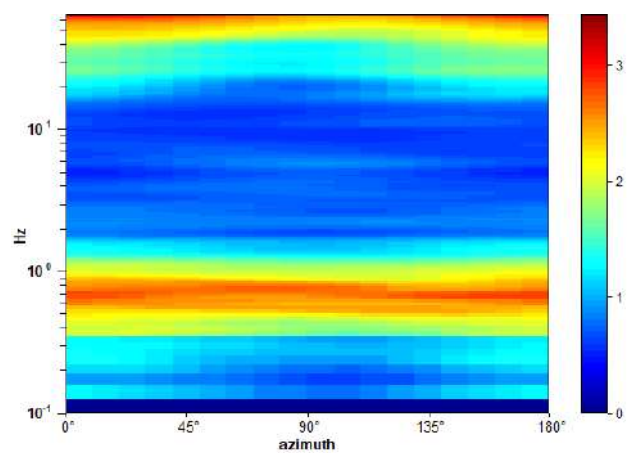
Max. H/V at  $0.63 \pm 0.04$  Hz. (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



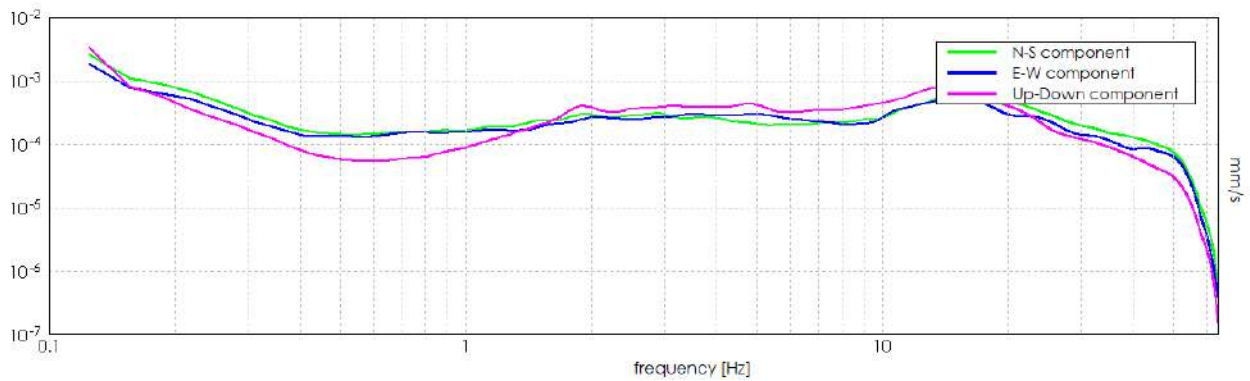
### H/V TIME HISTORY



### DIRECTIONAL H/V

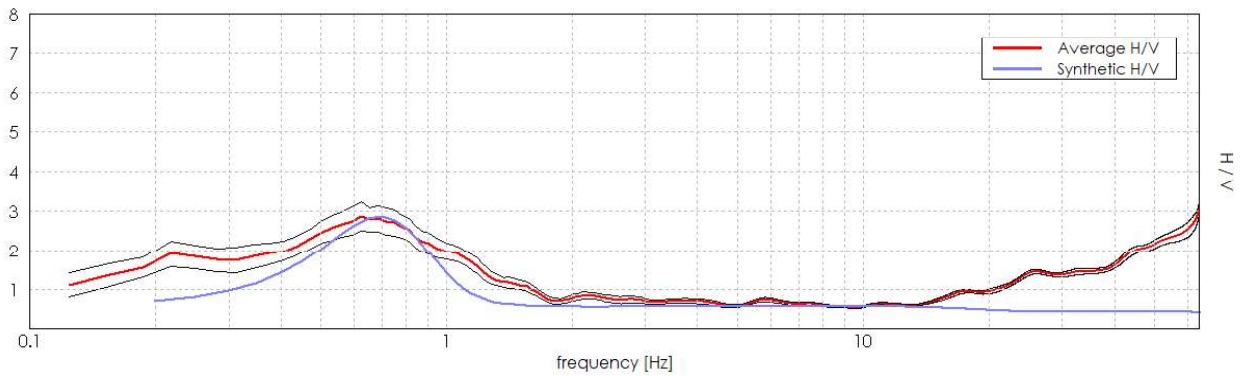


### SINGLE COMPONENT SPECTRA



### EXPERIMENTAL vs. SYNTHETIC H/V

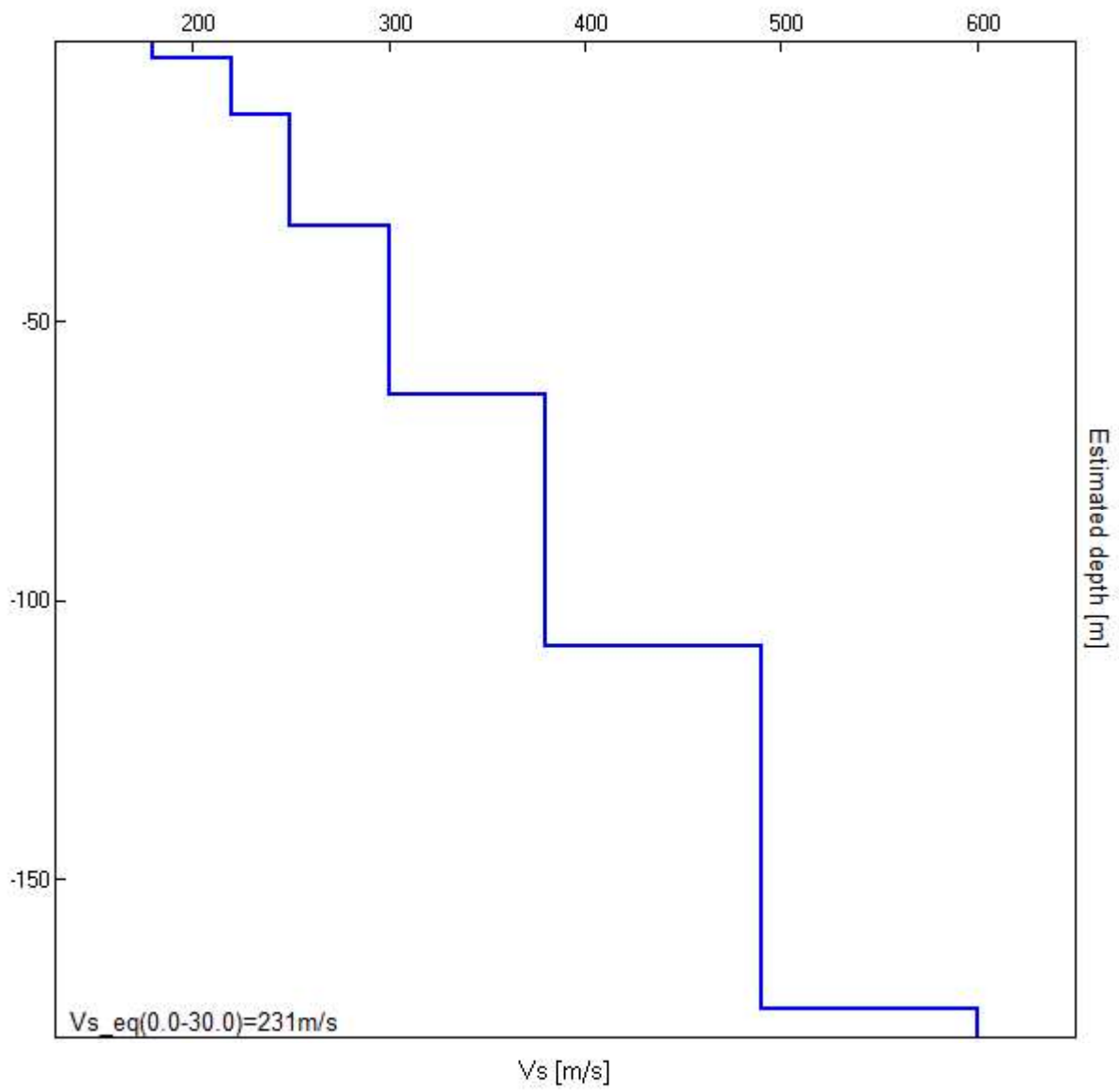
Max. H/V at  $0.63 \pm 0.04$  Hz. (In the range 0.2 - 30.0 Hz).



Depth at the bottom of the layer [m]	Thickness [m]	Vs [m/s]	Poisson ratio
3.00	3.00	180	0.45
13.00	10.00	220	0.44
33.00	20.00	250	0.44
63.00	30.00	300	0.44
108.00	45.00	380	0.43
173.00	65.00	490	0.43
inf.	inf.	600	0.42

**Vs\_eq(0.0-30.0)=231m/s**





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

**Max. H/V at  $0.63 \pm 0.04$  Hz (in the range 0.2 - 30.0 Hz).**

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

[All 3 should be fulfilled]

$f_0 > 10 / L_w$	$0.63 > 0.50$	<b>OK</b>	
$n_c(f_0) > 200$	$587.5 > 200$	<b>OK</b>	
$\sigma_A(f) < 2$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ for $0.5f_0 < f < 2f_0$ if $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Exceeded 0 out of 31 times	<b>OK</b>	

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

[At least 5 out of 6 should be fulfilled]

<b>Exists <math>f^-</math> in <math>[f_0/4, f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^-) &lt; A_0 / 2</math></b>	0.156 Hz	<b>OK</b>	
<b>Exists <math>f^+</math> in <math>[f_0, 4f_0]</math>   <math>A_{H/V}(f^+) &lt; A_0 / 2</math></b>	1.25 Hz	<b>OK</b>	
<b><math>A_0 &gt; 2</math></b>	$2.87 > 2$	<b>OK</b>	
<b><math>f_{\text{peak}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%</math></b>	$ 0.06189  < 0.05$		<b>NO</b>
<b><math>\sigma_f &lt; \varepsilon(f_0)</math></b>	$0.03868 < 0.09375$	<b>OK</b>	
<b><math>\sigma_A(f_0) &lt; \theta(f_0)</math></b>	$0.3718 < 2.0$	<b>OK</b>	

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

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

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

# ALLEGATO 4

## VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE

**LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT**

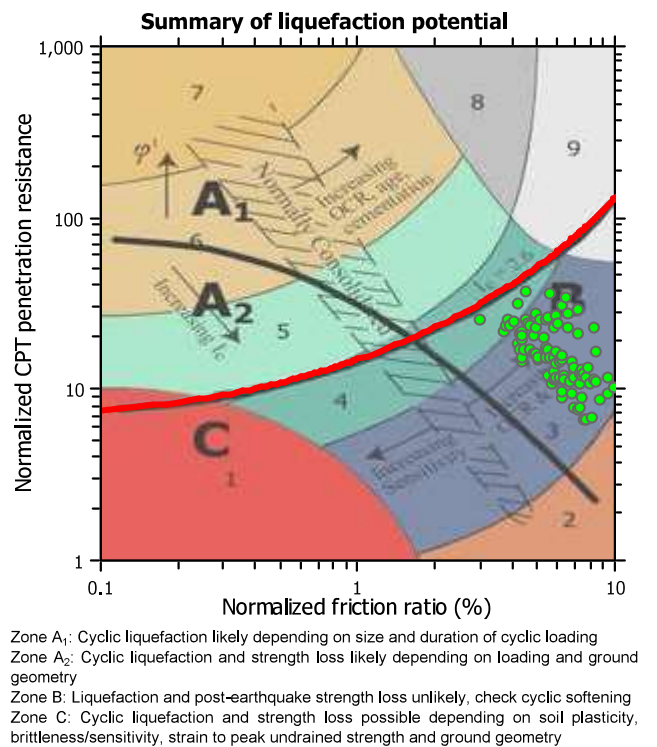
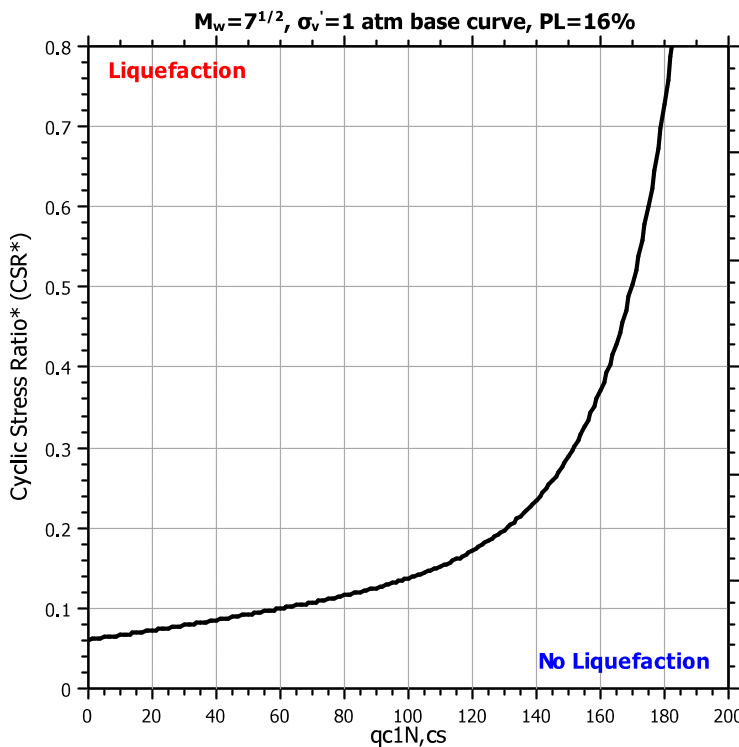
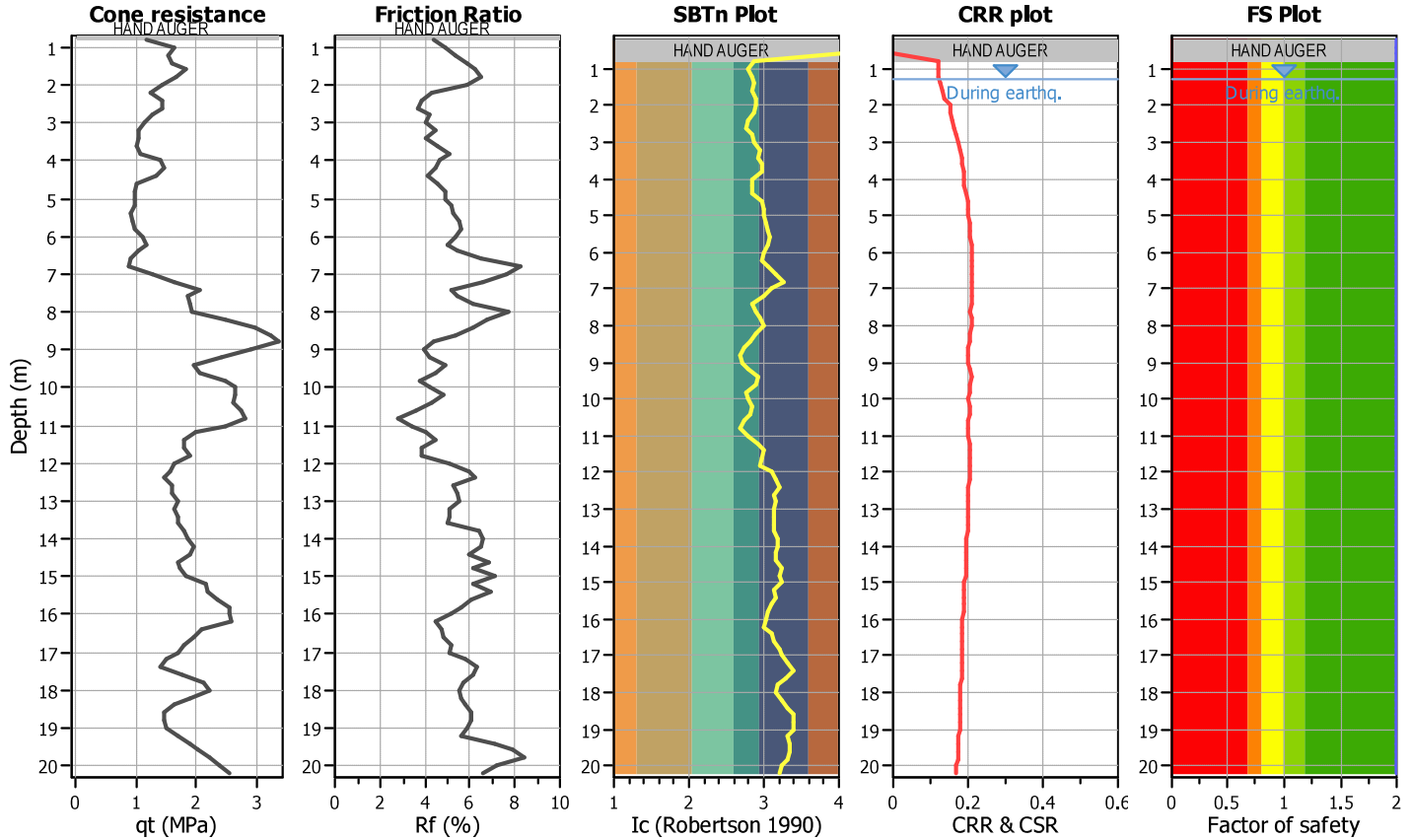
**Project title : VERIFICA ALLA LIQUEFAZIONE**

**Location : SOLIERA - VIA CORTE**

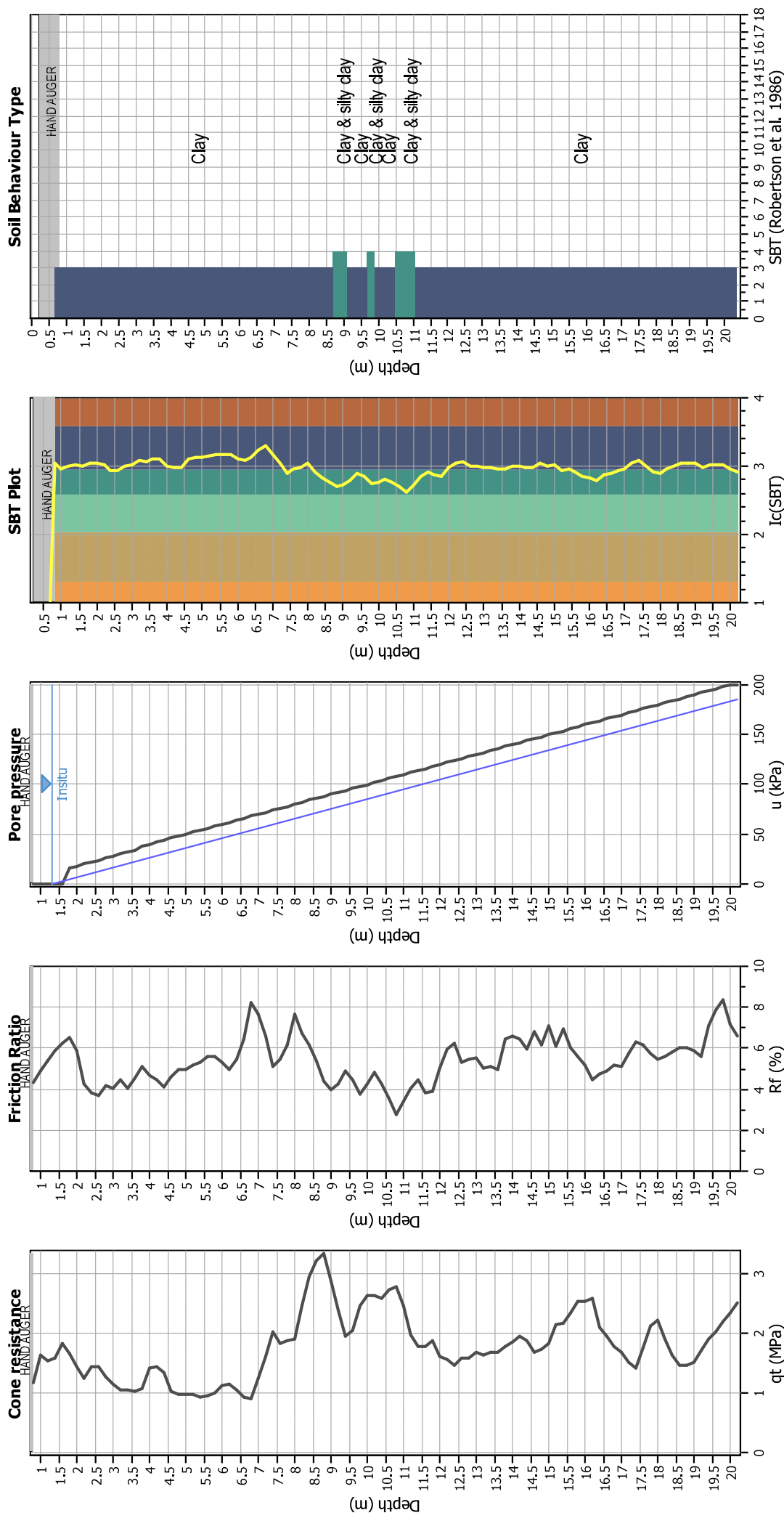
**CPT file : CPT2**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.30 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	N/A
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.23	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_\sigma$ applied:	Yes		



### CPT basic interpretation plots



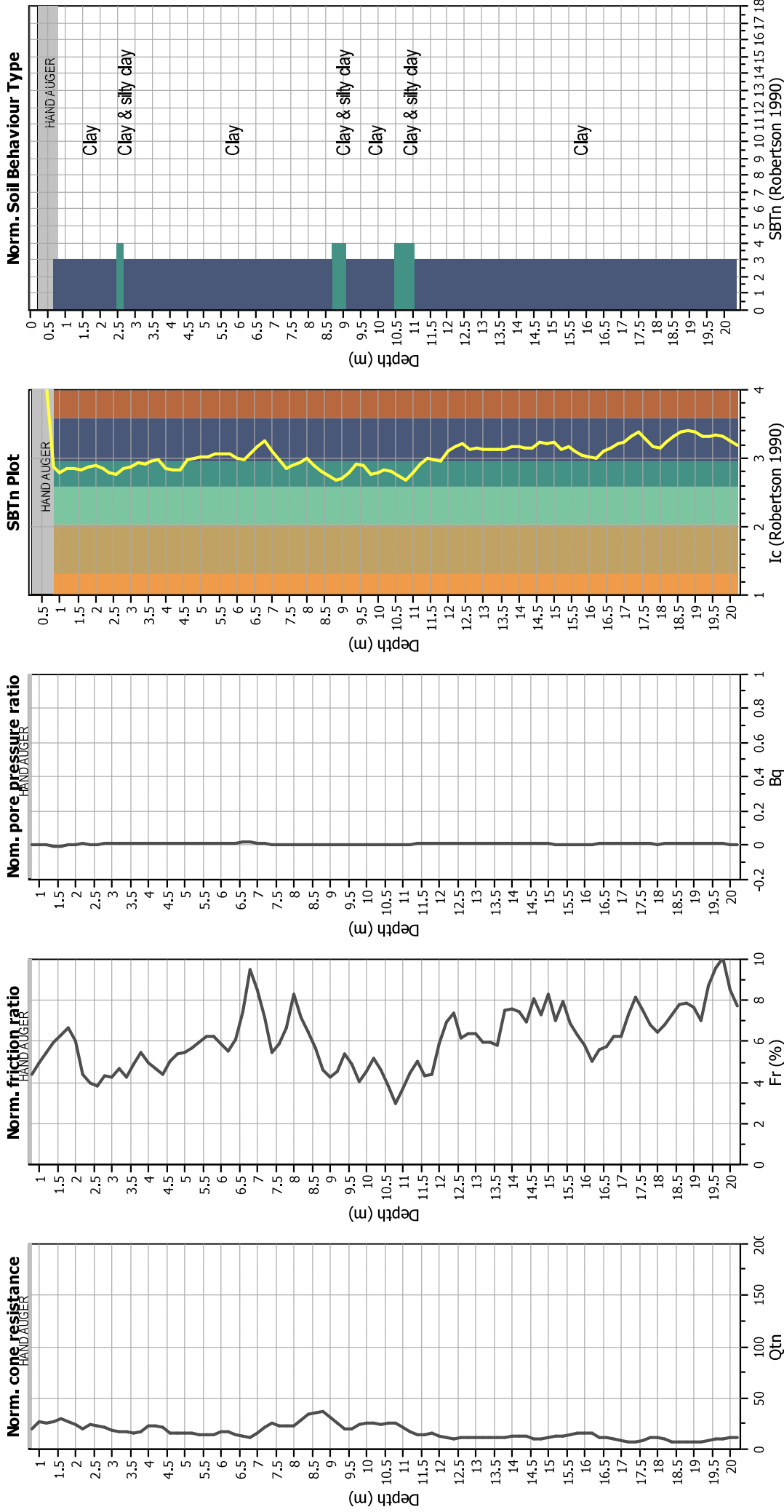
### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	$K_p$ applied:	Sands only
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Clay like behavior applied:	No
Peak ground acceleration:	0.23	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Limit depth:	N/A
Depth to GWT (earthq.):	1.30 m		
Average results interval:	3		
Ic cut-off value:	2.60		
Unit weight calculation:	Based on SBT		
Use fill:	No		
Fill height:	N/A		

### SBT legend

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

### CPT basic interpretation plots (normalized)

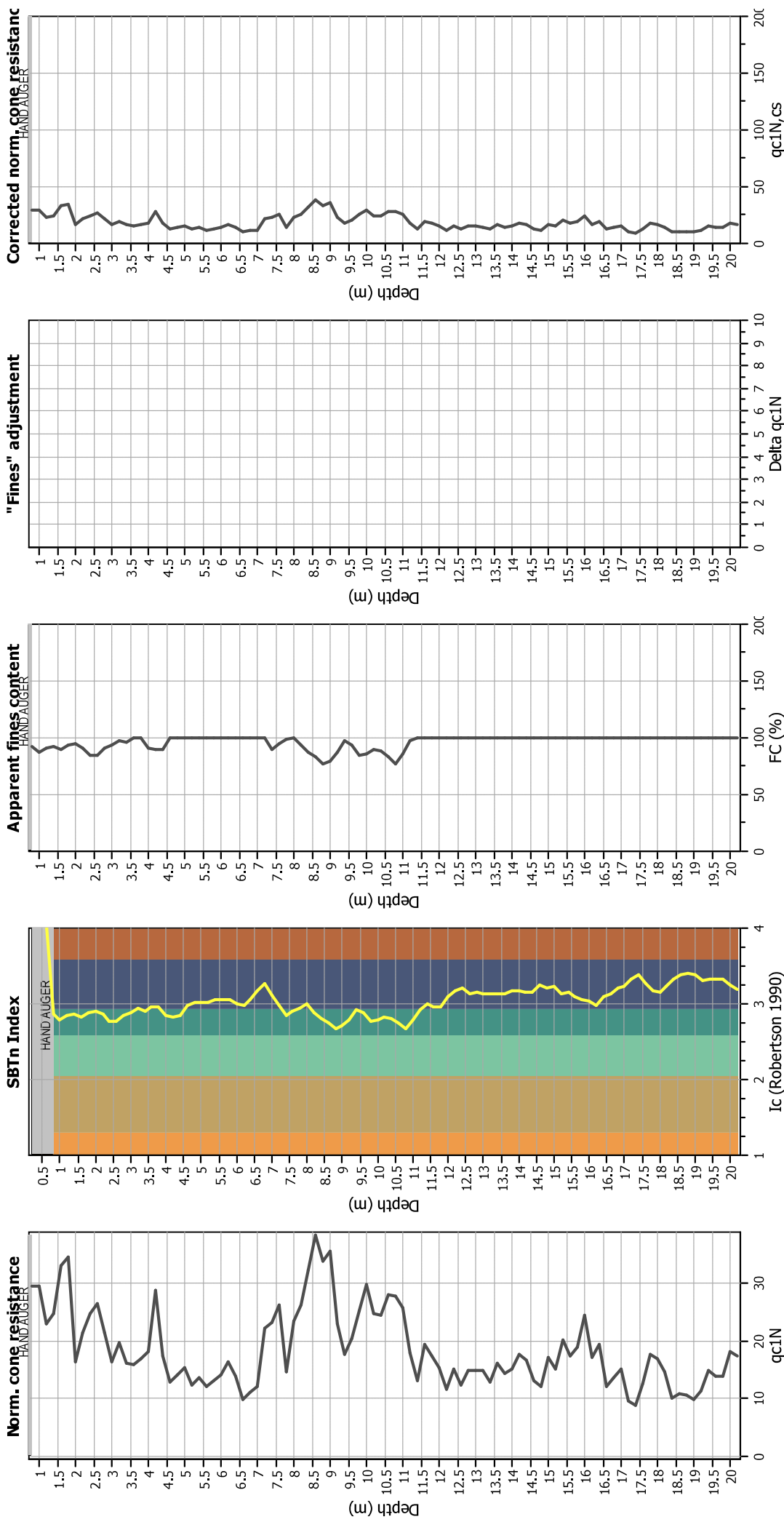


#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	$K_p$ applied:	Sands only
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	No
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A



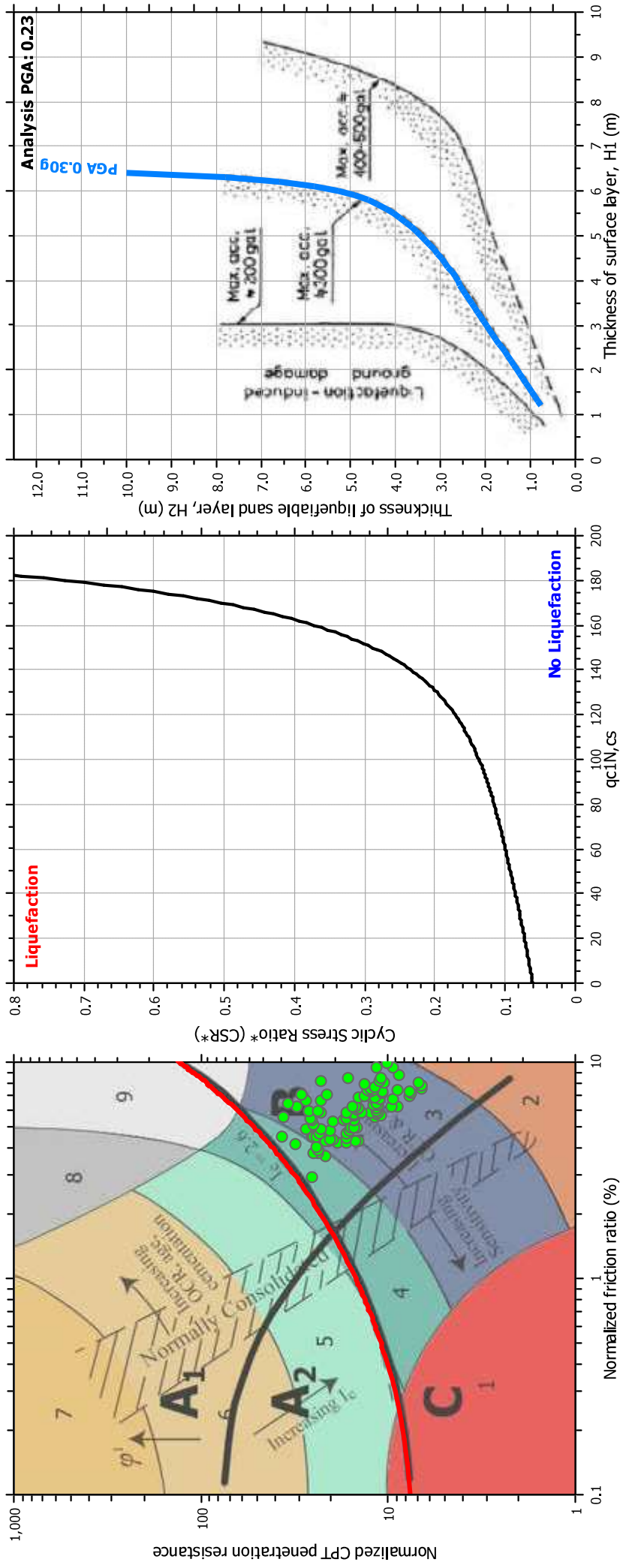
### Liquefaction analysis overall plots (intermediate results)



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	K <sub>r</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Limit depth:	N/A
Depth to GWT (earthq.):	1.30 m		
Average results interval:	3		
Ic cut-off value:	2.60		
Unit weight calculation:	Based on SBT		
Use fill:	No		
Fill height:	N/A		

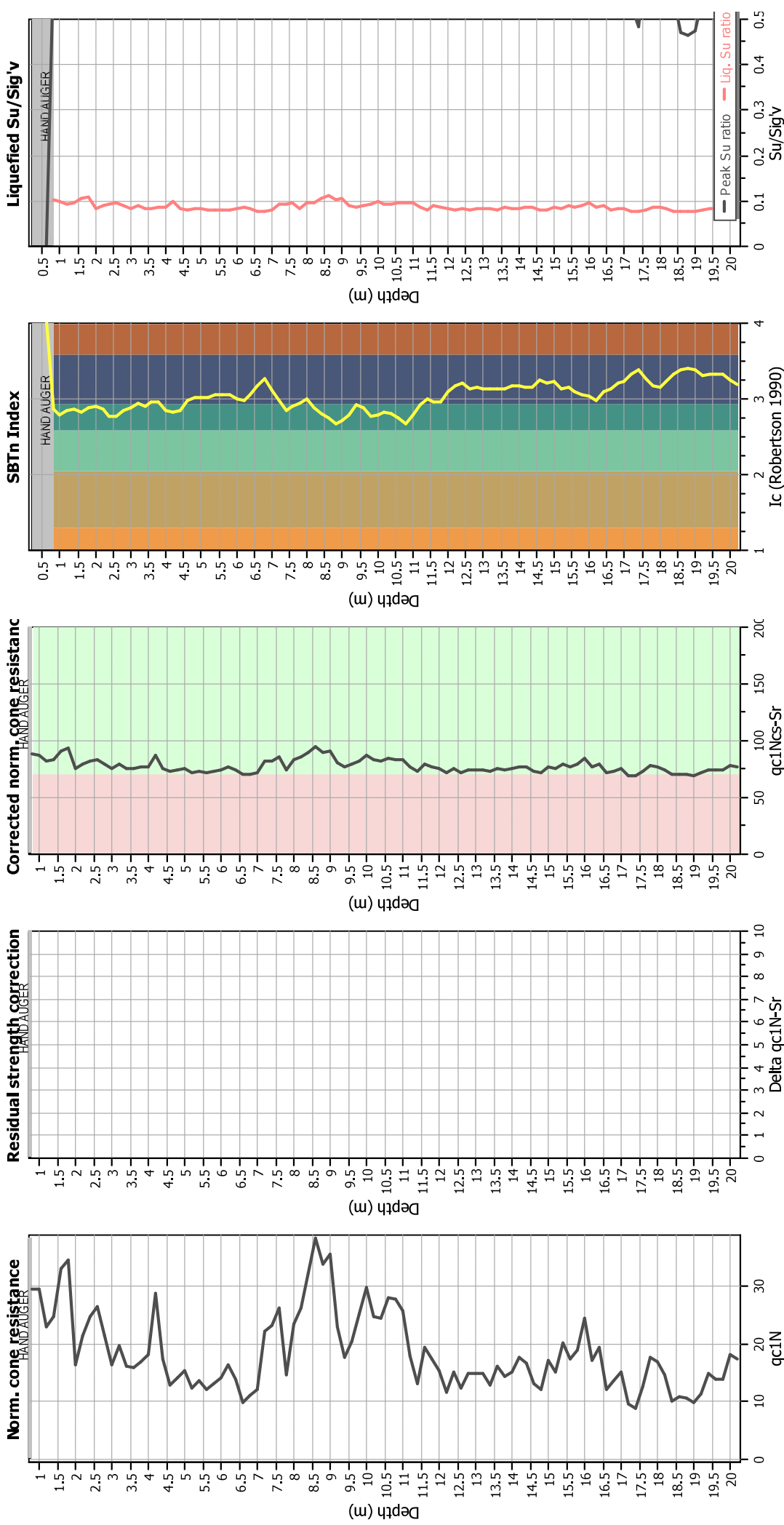
### Liquefaction analysis summary plots



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Depth to GWT (earthq.):	1.30 m	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Average results interval:	3	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	Ic cut-off value:	2.60	K <sub>v</sub> applied:	Yes
Earthquake magnitude M <sub>w</sub> :	6.14	Unit weight calculation:	Based on SBT	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Use fill:	No	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Fill height:	N/A	Limit depth:	N/A

### Check for strength loss plots (Idriss & Boulanger (2008))



#### Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	Fill weight:	N/A
Fines correction method:	B&I (2014)	Transition detect. applied:	No
Points to test:	Based on Ic value	$K_r$ applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Clay like behavior applied:	Sands only
Peak ground acceleration:	0.23	Limit depth applied:	No
Depth to water table (insitu):	1.30 m	Limit depth:	N/A

Depth to GWT (erthq.):	1.30 m
Average results interval:	3
Ic cut-off value:	2.60
Unit weight calculation:	Based on SBT
Use fill:	No
Fill height:	N/A