

IMPIANTO FOTOVOLTAICO EG AMBIENTALE SRL E OPERE CONNESSE

POTENZA IMPIANTO 14,55MWp - COMUNE DI CODIGORO (FE)

Proponente

EG AMBIENTALE S.R.L.

VIA DEI PELLEGRINI 22 · 20122 MILANO (MI) · P.IVA: 11616330962 · PEC: egambientale@pec.it



Progettazione

Ing. Matteo Bono

Via per Rovato, 29/C - 25030 Erbusco (BS)

tel.: 030/5281283 · e-mail: m.bono@solareng.it · PEC: solareng@pec.solareng.it

Collaboratori

Ing. Marco Passeri

Via per Rovato, 29/C - 25030 Erbusco (BS)

tel.: 030/5281283 · e-mail: m.passeri@solareng.it · PEC: solareng@pec.solareng.it

Coordinamento progettuale

SOLAR ENGINEERING S.R.L.

VIA ILARIA ALPI, 4 · 46100 MANTOVA (MN) · P.IVA: 02645550209 · email: solareng@pec.solareng.it

Titolo Elaborato

RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

LIVELLO PROGETTAZIONE	CODICE ELABORATO	FILENAME	RIFERIMENTO	DATA	SCALA
DEFINITIVO	-	-	-	21/07/2021	-

Revisioni

REV.	DATA	DESCRIZIONE	ESEGUITO	VERIFICATO	APPROVATO
0	21/07/2021		MB	MB	EG



COMUNE DI CODIGORO (FE)
REGIONE EMILIA ROMAGNA



RELAZIONE GEOLOGICA E GEOTECNICA

Indice

Contenuto del documento

1	PREMESSA.....	3
2	MODELLO GEOLOGICO.....	5
2.1	Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico	5
3	CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO.....	10
4	SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO	12
4.1	Determinazione del sisma di progetto	12
4.2	Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella	13
4.3	Stima dell'inclinazione del carico dovuta <i>ad eventi sismici</i>	14
5	MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO	16
5.1	Indagine geognostica in sito	16
5.1.1	Breve descrizione dell'indagine effettuata	16
5.1.2	Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche.....	16
5.1.3	Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno	16
6	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)	27
6.1	Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche	27
6.2	Esclusione della verifica a liquefazione	27
6.3	Verifica alla liquefazione nel sito in esame	28
6.4	Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione	30
6.4.1	Azione sulla fondazione	30
1.1.1.	Resistenza del terreno	30
7	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.).....	33
7.1	Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione	33
7.2	Cause dei cedimenti	33
7.2.1	Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	34
7.2.2	Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)	34
7.2.3	Cedimenti assoluti e differenziali	34

7.3	Coefficiente di sottofondazione	35
7.4	Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)	36
7.4.1	Cedimenti Assoluti	36
7.4.2	Cedimenti Differenziali	36
7.5	Risultati del calcolo	37
7.6	Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma	38
8	CONCLUSIONI	39

1 PREMESSA

Su incarico di Start Engineering S.R.L. e per conto della società **EG AMBIENTALE srl** è stato eseguito uno studio finalizzato alla definizione delle caratteristiche geologiche dei terreni costituenti il sottosuolo del sito d'indagine a **Codigoro (FE)**, in **via XXV Aprile/SP53** distinto ai **mappali 1078, 1080 del Foglio 83** e ai **mappali 44, 45, 46 del Foglio 99** del C.C. di **Codigoro (FE)**, il quale sarà interessato dalla realizzazione di un impianto fotovoltaico.



Fonte: Enfinity

La presente relazione geologica costituisce uno studio preliminare delle caratteristiche dell'ambiente sottosuolo e idrico, due componenti necessarie alla definizione dello stato dell'ambiente naturale all'interno del quale sarà inserita l'opera in progetto.

I criteri e le procedure adottati per la redazione della presente relazione consentono di definire il modello geologico e geotecnico di sito con un approfondimento adeguato alla fase preliminare di studio ed in conformità ai seguenti dispositivi:

- I. *paragrafi 6.2.1 e 6.2.2 del D.M. 17/01/2018 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni";*
- II. *Deliberazione Giunta Regionale 30 novembre 2011 n. IX/2616.*

La campagna d'indagini in sito è stata concordata con il committente, il quale ha stabilito le risorse disponibili per la sua esecuzione sulla cui base lo scrivente ha formulato la proposta qui illustrata:

- n°5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

I dati reperiti sono serviti sia per la **definizione lito-stratigrafica** sia per la **parametrizzazione geotecnica dei terreni** che caratterizzano il **volume significativo di sottosuolo** che verrà influenzato dalle opere di fondazione.

Per le dimensioni e la tipologia della struttura si faccia riferimento alle tavole delle planimetrie, prospetti e sezioni del tecnico progettista.

2 MODELLO GEOLOGICO

2.1 Inquadramento geografico, geomorfologico, geologico, idrografico ed idrogeologico

L'area oggetto dello studio ricade nella porzione meridionale del territorio comunale di Codigoro (FE), in un'area pianeggiante, attualmente destinata a coltivazioni agricole, ad una altitudine compresa tra circa **-3.45 m e 2.45 m s.l.m.**, insiste sui **mappali 1078, 1080 del Foglio 83** e ai **mappali 44, 45, 46 del Foglio 99** del N.C.T.R. del Comune di Codigoro.

Figura 1 - STRALCIO IMMAGINE SATELLITARE (Fonte: Google Earth)



Figura 2 - STRALCIO CARTA TECNICA REGIONALE – Sez. 187143-187144 (Fonte: Geoportale Reg. Emilia-Romagna)

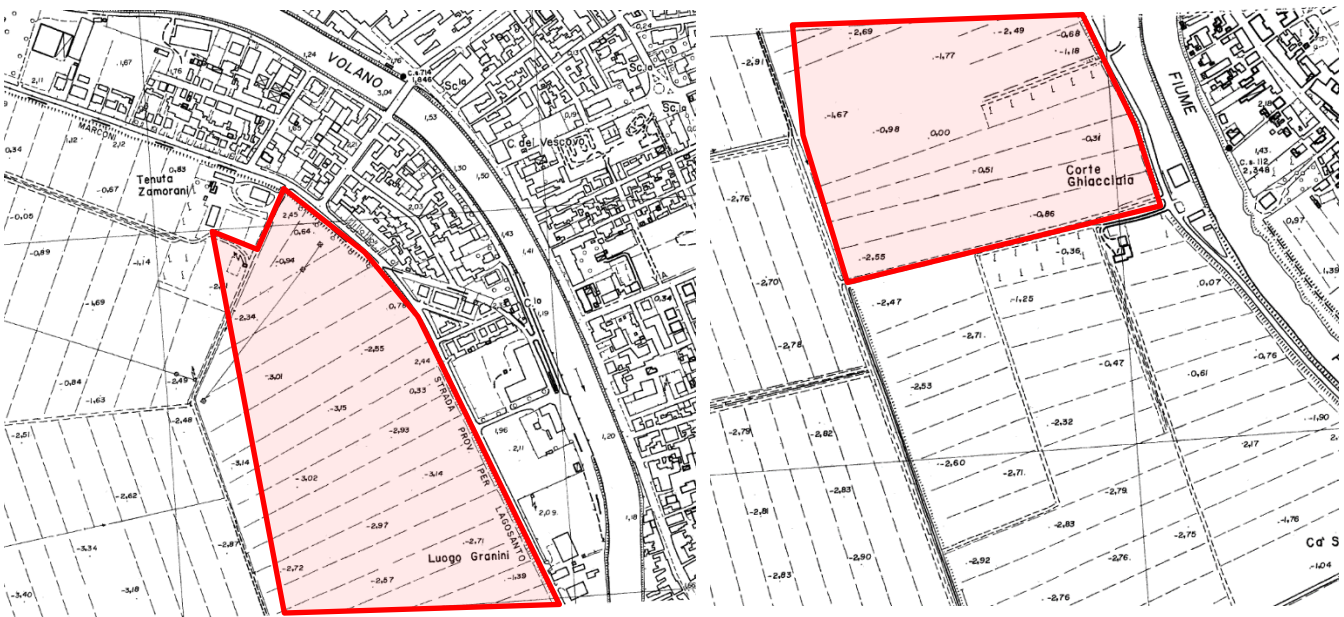
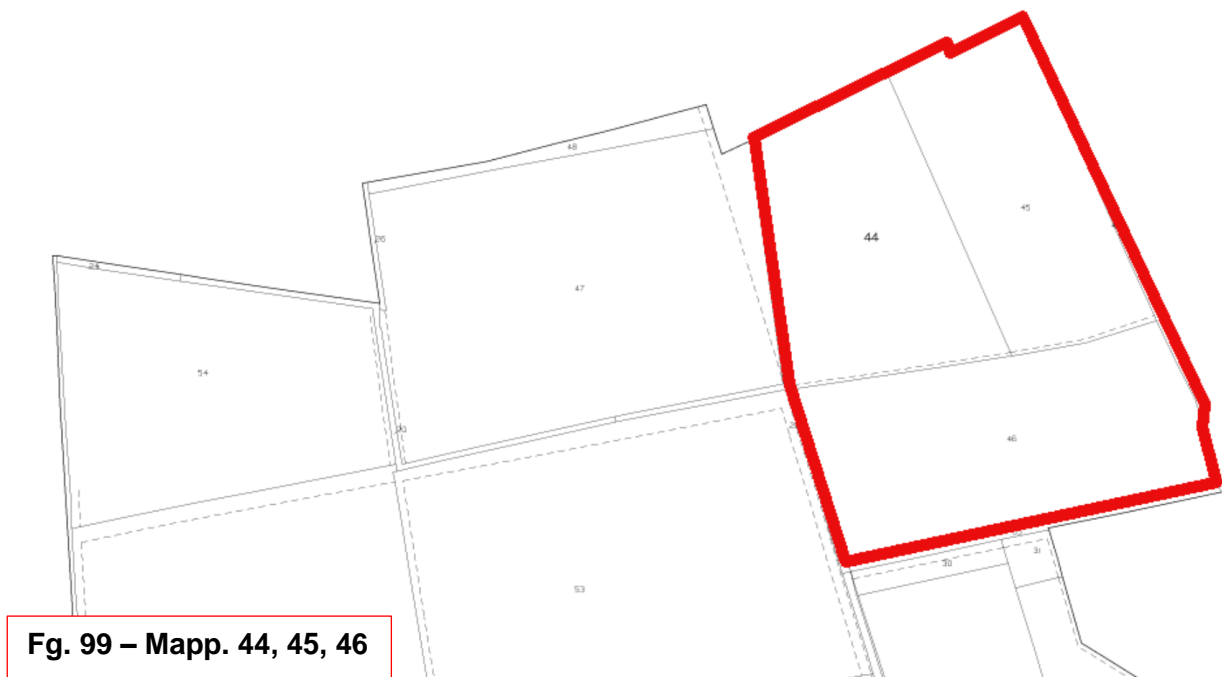
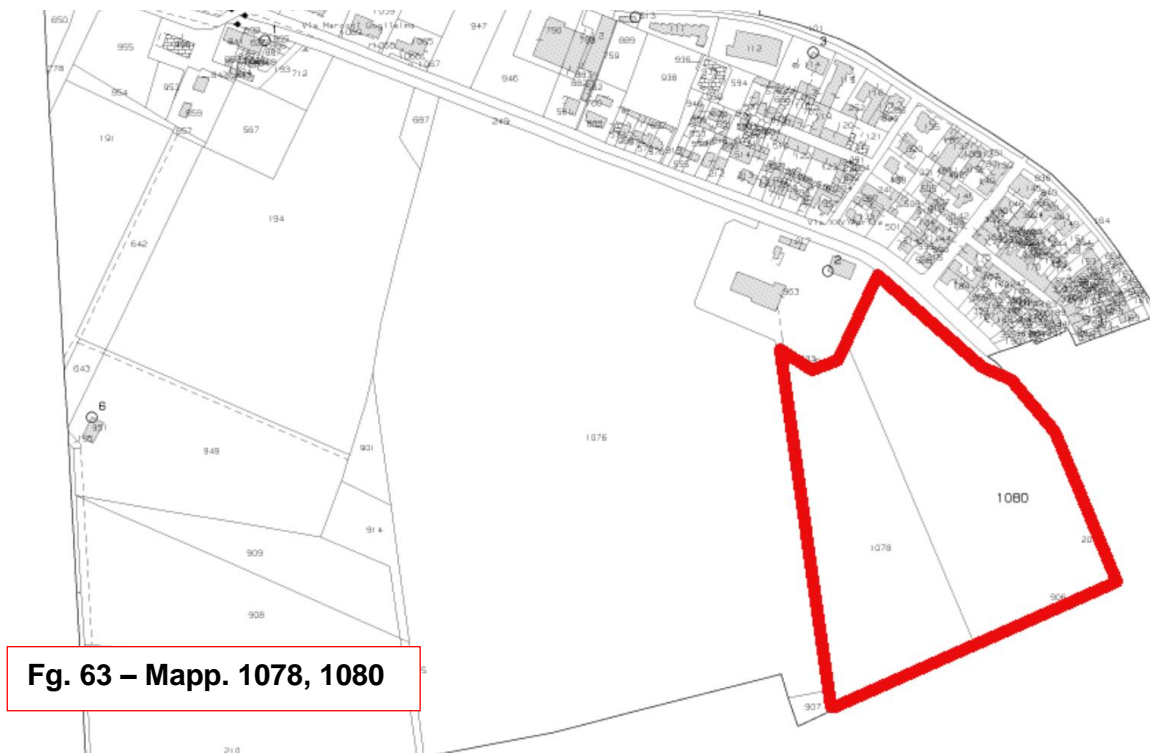


Figura 3 - STRALCIO ESTRATTO MAPPA CATASTALE



Il territorio comunale di Codigoro occupa una superficie di circa 170 km² e si colloca nella fascia orientale della provincia, a circa 40 km ed est di Ferrara, in una zona completamente pianeggiante. Il sito oggetto di intervento è ubicato in un settore pianeggiante compreso tra le quote di **-3.45 m e 2.45 m s.l.m.**

Dal punto di vista **geomorfologico** e **geologico**, il contesto dell'area in esame è da porre in stretta relazione con la storia evolutiva del bacino padano.

La dinamica interazione di importanti deformazioni tettoniche ed oscillazioni eustatiche del livello marino hanno determinato la successione di vari ambienti sedimentari, responsabili della situazione stratigrafica oggi osservata.

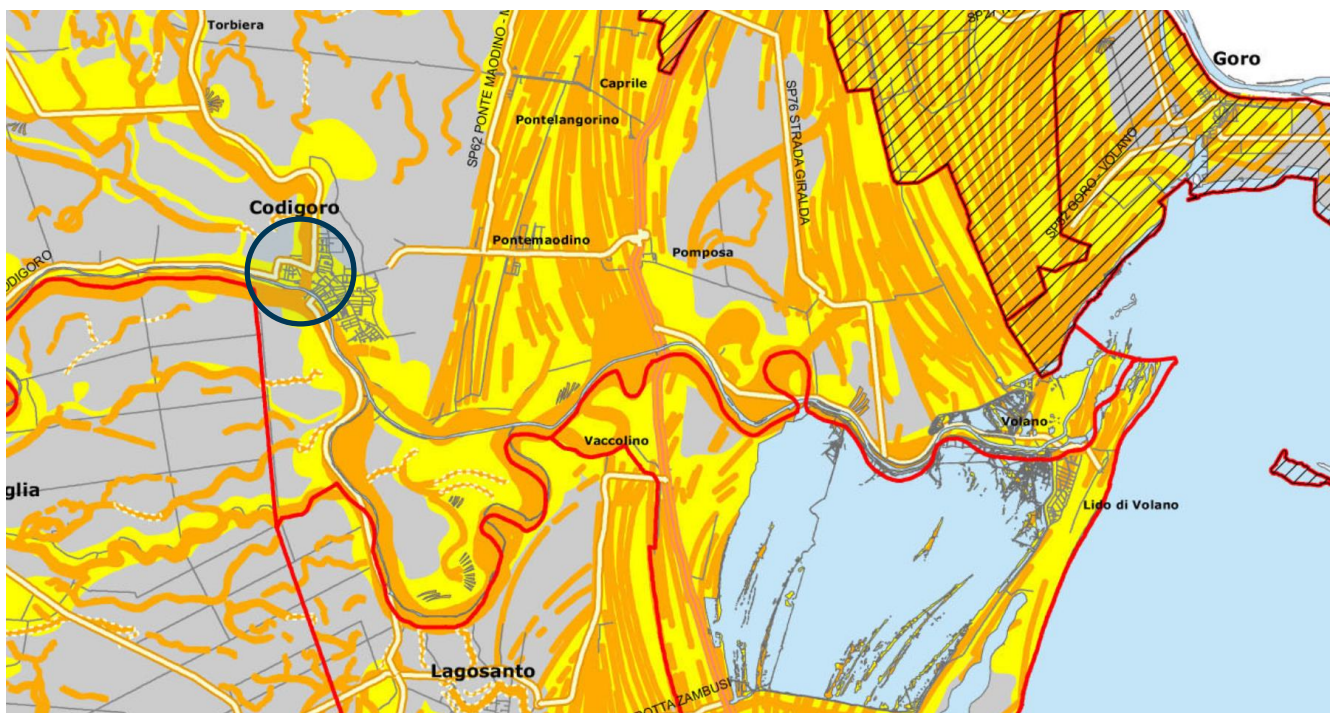
In particolare, la parte sommitale della copertura sedimentaria del bacino è costituita, al di sopra dei depositi pliocenici marini, da sedimenti quaternari che sono suddivisibili, dal basso verso l'alto, in: depositi marini di ambiente prevalentemente litorale, depositi continentali fini riferibili ad ambienti di piana di inondazione alluvionale e depositi continentali grossolani alternati ad argille e limi associabili ad ambienti di conoide alluvionale.



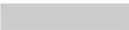
Questi ultimi rappresentano i sedimenti più recenti rinvenibili all'interno del bacino.

La zona d'indagine è stata sede di un antico delta fluviale del Fiume Padoa-Eridania, diventato poi l'attuale fiume Po; pertanto, la zona si caratterizza per l'eterogeneità degli ambienti di sedimentazione, sia in orizzontale che verticale. Come si può vedere dall'estratto della Carta della Geologia di Superficie del PTCP della Provincia di Ferrara (riportata più sotto), l'area di studio è caratterizzata sia da corpi sabbiosi sepolti o affioranti sottofalda, quali depositi di cordone litorale e di duna, sia da depositi vallivi e palustri con deposizione di sedimenti a bassa energia, quali depositi sabbiosi intercalati a livelli limosi-sabbiosi ed argillosi, e depositi di natura prevalentemente fine molto compressibili.

In questa zona, infatti, le facies deposizionali che si sono succedute durante la progradazione della linea di costa, seguita ad eventi di trasgressione marina, spaziano da ambienti marini, marino-costieri, fluviali e palustri.

Figura 4 - STRALCIO CARTA DELLA GEOLOGIA DI SUPERFICIE (Fonte: PTCP Provincia di Ferrara)



	Corpi sabbiosi sepolti o affioranti sottofalda - depositi di cordone litorale e di duna
	Depositi sabbiosi intercalati a livelli limosi sabbiosi ed argillosi
	Depositi di natura prevalentemente fine molto compressibili

Dal punto di vista **geologico-strutturale**, il bacino dell'attuale Pianura Padana tuttora subsidente, era compreso nel più ampio Bacino Padano – Adriatico, che corrisponde alla zona di subsidenza sin – orogenica e post – orogenica compresa tra le zone di sollevamento dell'Appennino e delle Alpi; strutturalmente il bacino padano può essere considerato in generale, come un'area di avanfossa, originatasi dalla progressiva subduzione della placca Africana verso quella Europea con probabile subduzione della interposta microplacca padano – adriatica soggetta ad un doppio fenomeno di compressione, al di sotto delle coltri appenniniche e sud alpine.

L'arco delle pieghe ferraresi – romagnole, ora sepolte dalla coltre alluvionale, reso noto dalle prospezioni del sottosuolo per ricerche di idrocarburi, è l'elemento strutturale più esterno dell'Appennino settentrionale, all'interno del quale si possono distinguere:

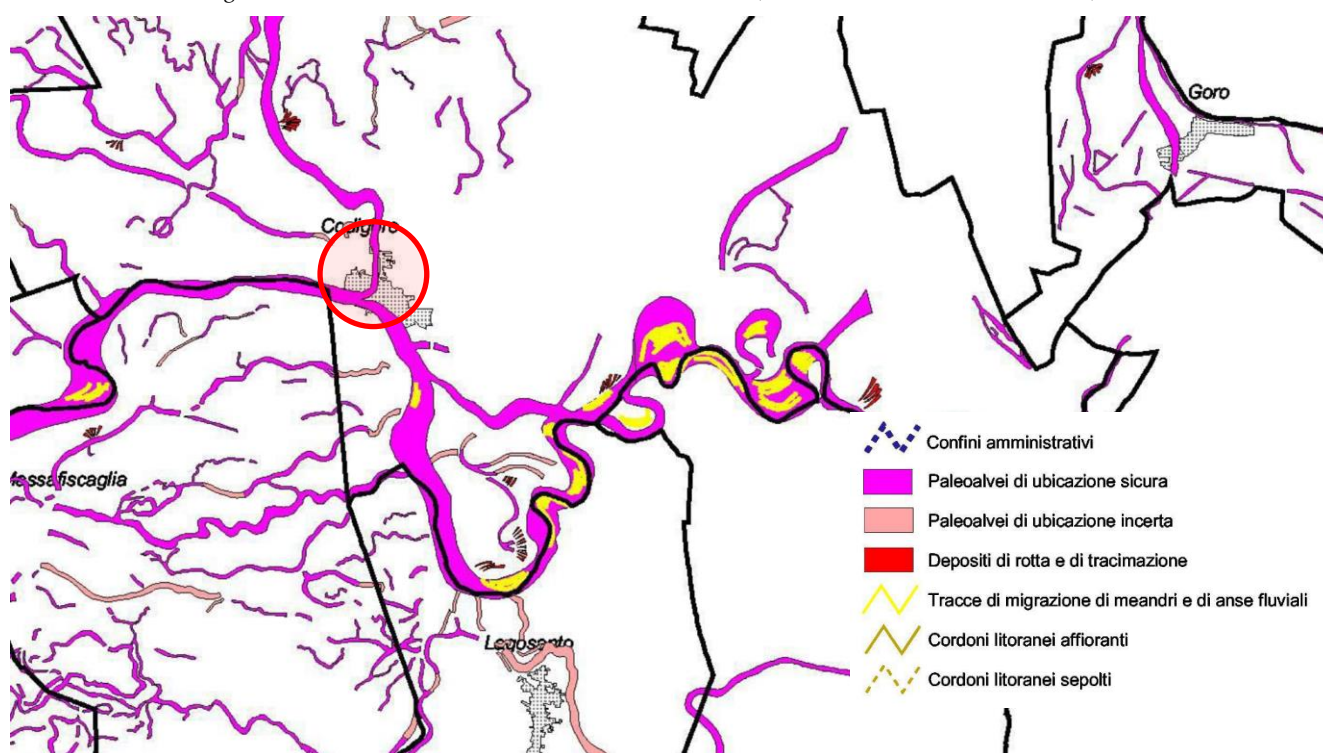
- le pieghe ferraresi, più esterne, con nucleo mesozoico molto sollevato e tettonizzato, in posizione elevata in sovrascorrimento sul Terziario, e serie terziarie di spessore generalmente ridotto o mancante;
- le pieghe romagnole relativamente più interne e le pieghe adriatiche, le quali si sviluppano prevalentemente nell'area marina.

Nel Pliocene inferiore, la zona ferrarese viene interessata da una moderata subsidenza, più accentuata in corrispondenza degli assi sinclinali esterni alle pieghe ferraresi.

Il mare di questo periodo copriva anche le strutture positive dell'area, sulle quali si depositavano spessori più esigui di sedimenti.

Nella zona intorno a Ferrara ed in corrispondenza del litorale attuale, lo spessore dei sedimenti pliocenici si aggira intorno ai 1000 metri, mentre il complesso di quelli quaternari supera quasi ovunque i 3000 metri, con massimi verso l'Adriatico.

Figura 5 - STRALCIO CARTA GEOMORFOLOGICA (Fonte: PTCP Provincia di Ferrara)



Dal punto di vista **idrografico** il territorio in esame è incluso nell'area del Delta del Po. L'assetto idrografico del Comune di Codigoro fa capo al sistema Volano-Primaro.

Il reticolo idrografico è composto quindi da fiumi, canalizzazioni irrigue, canalizzazioni di scolo e laghi.

Il **Po di Volano** è un ramo molto antico del fiume Po, che aveva dimensioni e portate maggiori di quelle attuali. Esso scorre a nord e a nord-est dell'area di indagine.

Il Po di Volano, che prende origine praticamente ad Est di Ferrara, non comincia direttamente con il Po Grande. Attualmente, per tutto il suo intero corso, rappresenta un vettore di acque di scolo e di irrigazione. In quanto vettore di sgrondo, riceve anche i deflussi convogliati nell'altro antico ramo del Po, il Po di Primaro.

L'alveo del Po di Volano è interessato ad una rilevante intrusione marina.

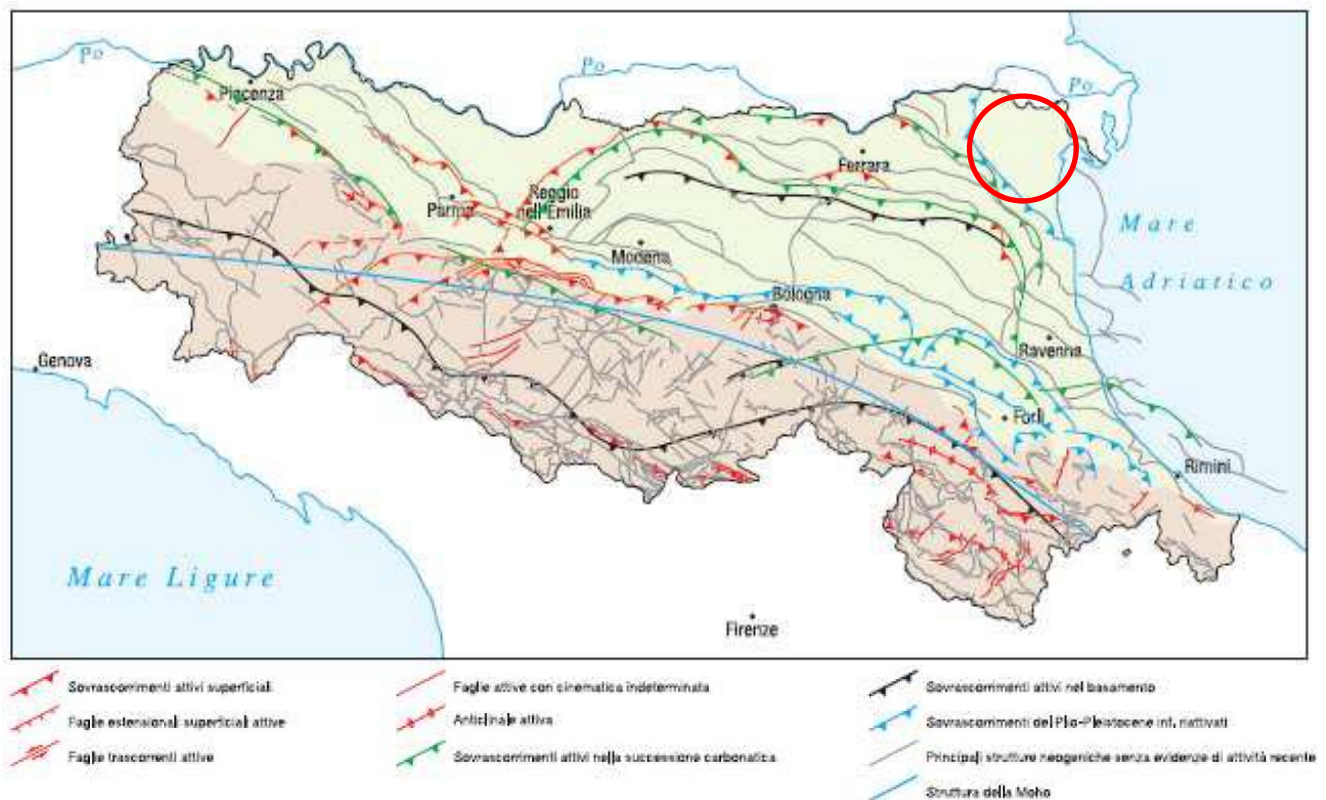
Il cono salato profondo riesce a penetrare nel fiume fino all'altezza dell'impianto idrovoro di Pomposa, posto a circa 7 km dalla foce.

Dal punto di vista **idrogeologico**, l'area indagata è caratterizzata dalla presenza di un acquifero superficiale a cui segue in profondità un acquifero multistrato in pressione. Quest'ultimo appartiene al sistema acquifero della pianura Padana che può essere sinteticamente considerato come un sistema multistrato formato dai complessi delle conoidi appenniniche ed alpine e dai complessi della media e bassa pianura.

Tale struttura è limitata lateralmente dai rilievi montuosi, Alpi ed Appennini a Nord, Ovest e Sud, e dall'Adriatico ad Est.

All'atto delle prove in sito e durante l'esecuzione dei sondaggi (giugno 2021), è stata riscontrata la presenza della falda freatica a profondità variabili tra 0.50 e 2 m.

Figura 6 - STRALCIO CARTA TETTONICA DELL'EMILIA-ROMAGNA



3 CARATTERISTICHE SISMICHE DEL TERRITORIO

A seguito del Recepimento da parte delle Regioni e delle Province autonome dell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e dell'OPCM 28 aprile 2006, n. 3519, il Comune di Codigoro è inserito **in zona sismica 3**, ovvero appartiene a quelle zone caratterizzate da:

- Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni compresa tra 0,05 e 0,15;
- Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico pari a 0,15g.

Figura 7 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA AL 30 APRILE 2021 (fonte: Protezione Civile)

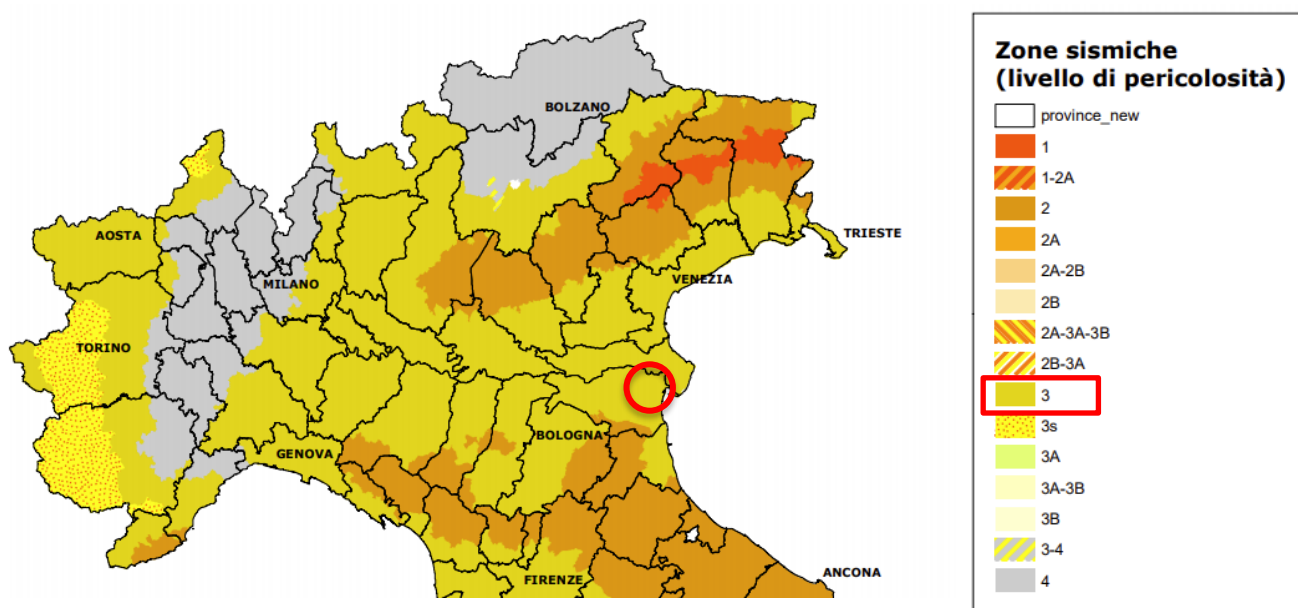
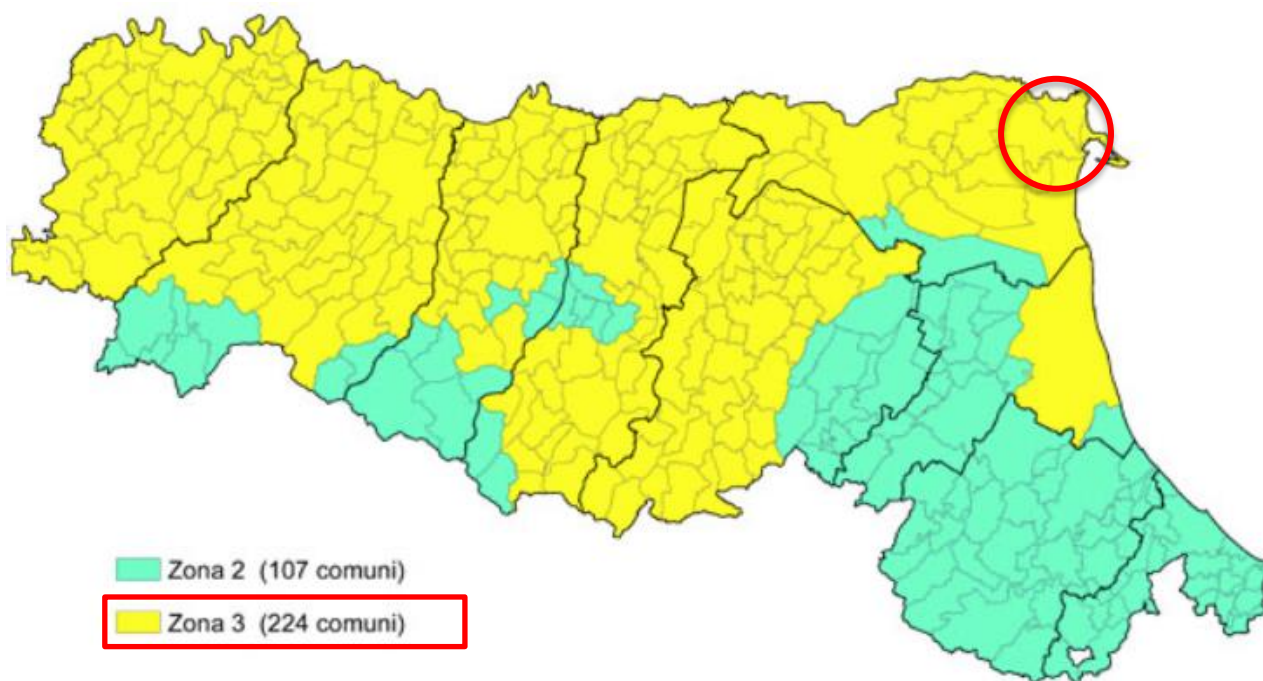


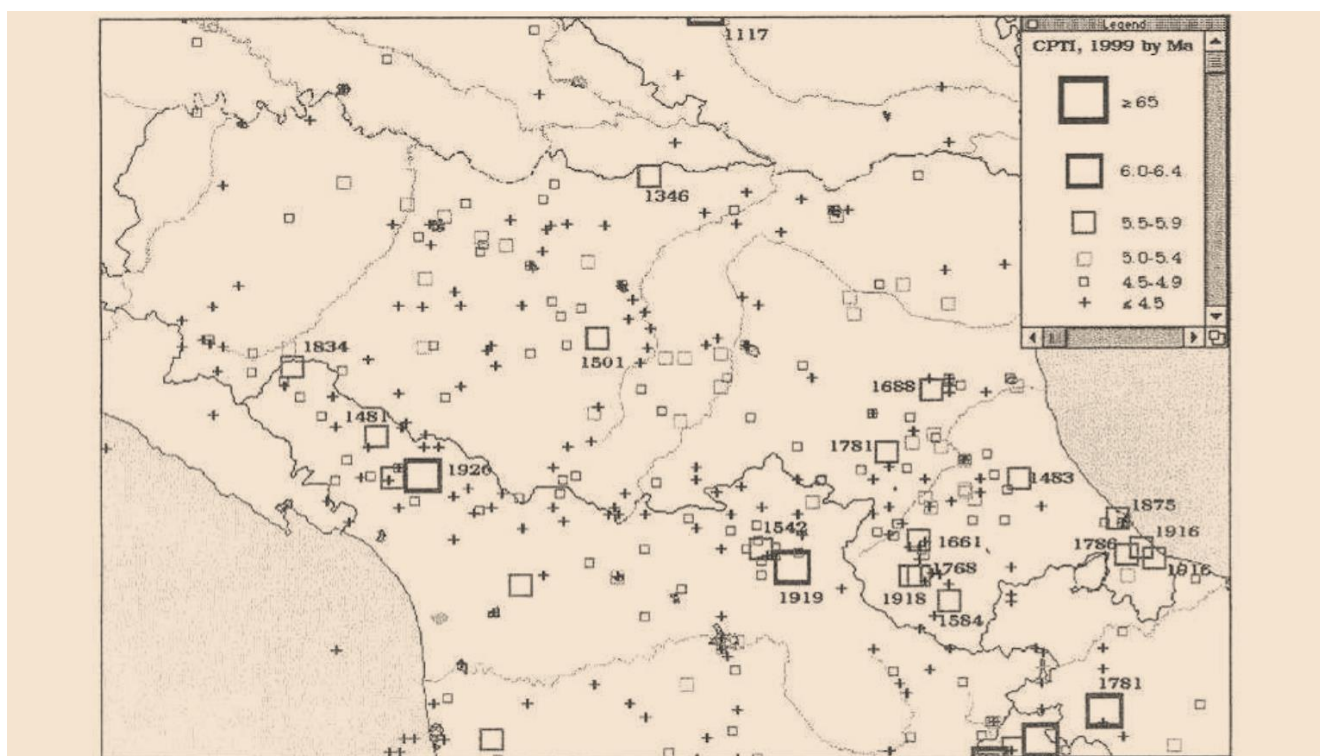
Figura 8 - ESTRATTO CARTA CLASSIFICAZIONE SISMICA REGIONALE (fonte: Geoportale Emilia-Romagna)



Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima convenzionale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
1	$0,25 < a_g \leq 0,35g$	0,35g
2	$0,15 < a_g \leq 0,25g$	0,25g
3	$0,05 < a_g \leq 0,15g$	0,15g
4	$\leq 0,05g$	0,05g

L'Emilia-Romagna è stata interessata da terremoti storici di magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6, della scala Richter e intensità massima del IX°-X° grado della scala MCS (Mercalli Cancani Sieberg), come evidenziato nella figura sottostante.

Figura 9 - ESTRATTO CARTA DEGLI EPICENTRI DEI TERREMOTI STORICI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA
(fonte: CPTI)



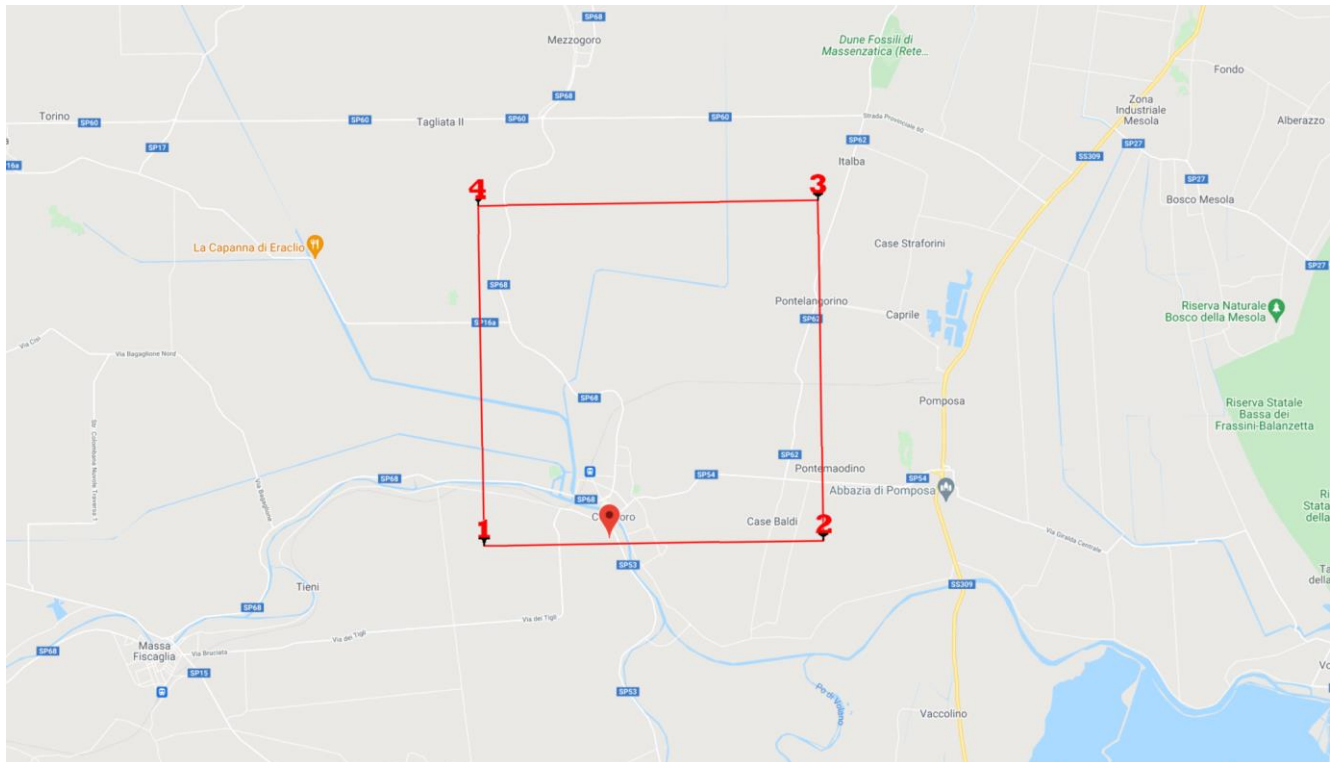
I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino romagnolo e lungo la costa riminese. Gli eventi del recente 2012 hanno fornito magnitudini massime di 5,9.

4 SCELTA DEL TERREMOTO DI PROGETTO E STIMA DEGLI EFFETTI DI SITO

4.1 Determinazione del sisma di progetto

La determinazione del sisma di progetto è stata effettuata sulla base della procedura descritta nel D.M. 17.01.2018 (appendice B).

Figura 10 - VERTICI MAGLIA APPARTENENZA – coordinate geografiche WGS 84



Dati sismici

Latitudine (deg):	44.826604	Longitudine (deg):	12.106276	Categoria del terreno:	D
Stato limite:	SLV	Vita nominale (anni):	50	Opera ordinaria	
Classe d'uso:	I	c_u :	0.70	Tempo ritorno sisma (anni):	332
Categoria topografica:	T1 - Pendii con $\alpha < 15^\circ$			Fattore topografico S_t :	1.00

Dati parametri sismici

INTERPOLAZIONE NODI	ID NODO 1 15187	ID NODO 2 15188	ID NODO 3 15409	ID NODO 2 15410
---------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------

Riepilogo dati interpolazione nodi nel punto struttura dalle distanze dei punti INGV **SLV**

F_0 2.66 0.1216	T_c (s): 0.33	Amplif. stratigr. S_s : 1.50	Fattore riduzione β : 0.20	a_{gh} base (g) 0.0676	a_{gh} max (g)
------------------------------------	------------------------	--------------------------------	----------------------------------	--------------------------	------------------

$a_{gh_{max}}$	accelerazione orizzontale massima al sito;
$a_{gh_{base}}$	accelerazione orizzontale di base al sito;
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
T_c	valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

4.2 Determinazione parametri sismici di calcolo utilizzati in tabella

Sulla base dei risultati ottenuti attraverso l'indagine geofisica e in base alle indicazioni contenute nel **D.M. 17.01.2018**, sono stati stimati i parametri sismici da impiegare nelle successive fasi di verifica.

Calcolo di $a_{gh \max}$ - accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni

Esso si ottiene dalla seguente relazione:

$$a_g = S_s S_t a_{gbedrock}$$

dove $a_{gbedrock}$ è l'accelerazione sismica orizzontale al bedrock, S_s è il fattore di amplificazione stratigrafica e S_t il fattore di amplificazione topografica.

Classificazione sottosuolo

La **classificazione del sottosuolo** si effettua in base alle condizioni stratigrafiche ed ai valori della **velocità equivalente** di propagazione delle onde di taglio, $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N numero di strati;

H profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da $V_S \geq 800$ m/s.

Per le fondazioni superficiali, la profondità del substrato è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità. Sulla base del valore calcolato di V_{s30} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente (viene indicata in rosso quella riferita al terreno in esame):

Categoria sottosuolo	Descrizione	spessore	$V_{s,eq}$ (m/s)	
		m	da	a
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.	Qualsiasi	Qualsiasi	≥ 800
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente, compresi fra 360 m/s e 800 m/s.	> 30 m	360	800

C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 180 e 360 m/s.</i>	> 30 m	180	360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati oppure di terreni a grana fina scarsamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 metri, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori delle velocità equivalenti compresi fra 100 e 180 m/s.</i>	> 30 m	100	180
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>	Fino a 30 m	D	C

I valori delle V_{seq} stimati dall'indagine sismica **MASW** e **HVSR** hanno fornito un valore di circa **150 m/s** rispetto al piano di campagna, valore che pone il sito nella **categoria di sottosuolo D** secondo il D.M. 17.01.2018.

Coefficiente stratigrafico S_s

Viene stimato in funzione della categoria del sottosuolo secondo lo schema seguente:

ESPRESSIONI DI S_s	
Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 F_0 a_{bedrock} \leq 1.20$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 F_0 a_{bedrock} \leq 1.50$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 F_0 a_{bedrock} \leq 1.80$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 F_0 a_{bedrock} \leq 1.60$

Coefficiente topografico S_t

Categoria topografica	Caratteristiche della superficie topografica	S_t
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

Coefficiente sismico orizzontale terreno k_{hk}

È necessario per la valutazione degli effetti cinematici del sisma sul terreno di fondazione e si determina infine moltiplicando il valore di a_g per un fattore correttivo β : $k_{hk} = \beta a_g$

4.3 Stima dell'inclinazione del carico dovuta ad eventi sismici

Si evidenzia inoltre che i valori della capacità portante sono comunque subordinati ai cedimenti (vedere capitolo specifico).

Si ricorda anche che i valori della capacità portante dipendono dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta.

Nel caso di sollecitazioni indotte da un evento sismico è opportuno tenere in considerazione, nel calcolo dei carichi ammissibili, anche degli effetti inerziali sul terreno di fondazione, effetti che conducono ad una diminuzione della capacità portante.

In sostanza la componente orizzontale della sollecitazione sismica conduce ad una risultante del carico inclinata rispetto alla verticale.

L'inclinazione della risultante da inserire nel calcolo della portanza è quello di considerare l'accelerazione massima orizzontale al piano di posa delle fondazioni secondo la relazione:

$$\Theta = \arctg a_{gSLV} = 6.95^\circ.$$

5 MODELLO GEOLOGICO E GEOTECNICO

5.1 Indagine geognostica in sito

5.1.1 Breve descrizione dell'indagine effettuata

Per l'acquisizione dei dati geotecnici sono state eseguite:

- n°5 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (**CPTU**);
- n°1 sondaggio a carotaggio continuo;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **MASW**;
- n°1 indagine geofisica con tecnica **HVSR**.

PROVA	PROF. RAGGIUNTA (m)	PROF. CHIUSURA FORO da p.c. (m)	LIV. PIEZOMETRICO da p.c. (m)
S4	25	25	0.55
CPTU 1	26	0.50	0.50
CPTU 2	10	2.80	1.90
CPTU 3	6	2.75	2.55
CPTU 4	5	0.95	0.95
CPTU 5	8	3.90	2.00

5.1.2 Penetrometro utilizzato per prove penetrometriche

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro statico/dinamico "PAGANI TG 63/200" (vedere caratteristiche allegate) le cui norme di riferimento per le prove sono le norme UNI EN ISO 22476.

5.1.3 Stima dei valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno

Dalle prove penetrometriche si evince una stratigrafia come riportata nel modello geotecnico di seguito indicato. La valutazione dei valori caratteristici dei parametri geotecnici, per le verifiche allo Stato Limite Ultimo e allo Stato Limite d'Esercizio, è stata eseguita conformemente alle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7, nel D.M. 14.01.2009 e nella Circolare 02.02.2009. Considerato il numero sufficientemente elevato di dati misurati (q_c) si è optato per un approccio statistico, utilizzando una probabilità di superamento del 5%, come indicato nell'Eurocodice 7. Il modello geotecnico è stato ottenuto attraverso la procedura descritta in dettaglio di seguito.

- I singoli valori di q_c ottenuti con le penetrometrie sono stati inizialmente accorpati in strati omogenei;
- Per ogni strato omogeneo è stata eseguita una stima cautelativa del valore medio di q_c e con la seguente relazione statistica:

$$p_k = p_m - t_{n-1}^{0,05} \left(\frac{s_p}{\sqrt{n}} \right) \quad \text{dove:}$$

p_k = valore caratteristico del parametro geotecnico (q_c);

p_m = valore medio del parametro (q_c);

n = numero di misure;

s_p = deviazione standard delle misure;

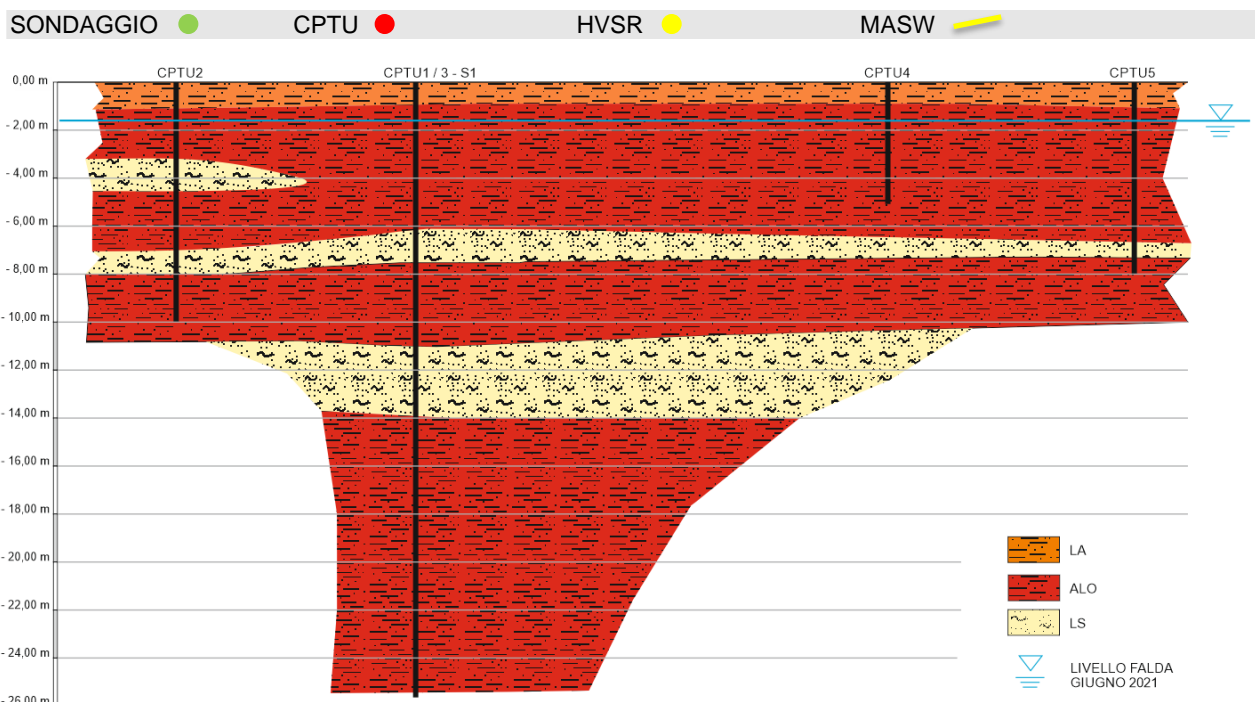
$t_{n-1}^{0,05}$ = t di Student per n-1 gradi di libertà e probabilità di superamento del 5%.

I livelli stratigrafici individuati lungo le verticali di prova sono stati correlati fra di loro e i corrispondenti parametri geotecnici mediati. Questa operazione è stata condotta sulla base delle indicazioni contenute nell'Eurocodice 7:

("Se l'edificio è sufficientemente rigido e resistente, il parametro rappresentativo può essere dato dalla media dei valori medi nell'ambito dell'intero volume, o parte del volume stesso, di terreno sottostante l'edificio stesso.") e nella Circolare 02.02.2009 (*"...appare giustificato il riferimento a valori prossimi ai valori medi ... quando la struttura a contatto con il terreno è dotata di rigidità sufficiente a trasferire le azioni dalle zone meno resistenti a quelle più resistenti."*).

MODELLO GEOTECNICO SEMPLIFICATO DA PIANO CAMPAGNA ATTUALE (ZERO PENETROMETRICO)										
Profondità m	Unità Geotec.	Litologia	Φ' (°)	Dr (%)	Cu kg/cm ²	c' kg/cm ²	γ_{nat} t/m ³	E _s kg/cm ²	M kg/cm ²	K m/s
Come da sezione	LA	Limo argilloso consistente (cond. drenate)	26	-	-	0.13	1.80	-	100	1*10 ⁻⁷
	LA	Limo argilloso consistente (cond. non renate)	-	-	1.00	-	1.80	-		1*10 ⁻⁷
Come da sezione	ALO	Argilla limosa molto soffice	-	-	0.10	-	1.70	-	15	1*10 ⁻⁷
Come da sezione	LA	Limo sabbioso argilloso sciolto	26	25	-	-	1.80	60	-	1*10 ⁻⁶

Figura 11 - UBICAZIONE PROVE IN SITO E SEZIONE LITOSTRATIGRAFICA INTERPRETATIVA SEMPLIFICATA



METODO CALCOLO PRINCIPALI PARAMETRI GEOTECNICI			
Denominazione	Simbolo	Unità misura	Metodo di calcolo
Angolo di attrito	Φ'	(°)	Schmertmann - sabbia fine
Densità relativa incoerenti	D_r	(%)	Kulhawy & Mayne
Coesione non drenata	C_u	(kg/cm ²)	Lunne & Kelven - argilla N.C.
Rapporto di sovra consolidazione	O.C.R.	-	Kulhawy & Mayne
Peso di volume incoerenti	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con D_r
Peso di volume coesivi	γ_{nat}	(t/m ³)	Correlazione con C_u
Modulo di Young incoerenti	E_s	(kg/cm ²)	Schmertmann
Modulo edometrico coesivi	M	(kg/cm ²)	Mitchell & Gardner - CL
Coefficiente di permeabilità	K	(m/s)	Da piezocono

Figura 12 - CARTA LITOLOGICA SUPERFICIALE DA P.C. FINO A 1.00 m da p.c.



LA

Figura 13 - CARTA LITOLOGICA SUPERFICIALE DA 1.00 FINO A 3.00 m da p.c.



ALO

Figura 14 - CPTU 1

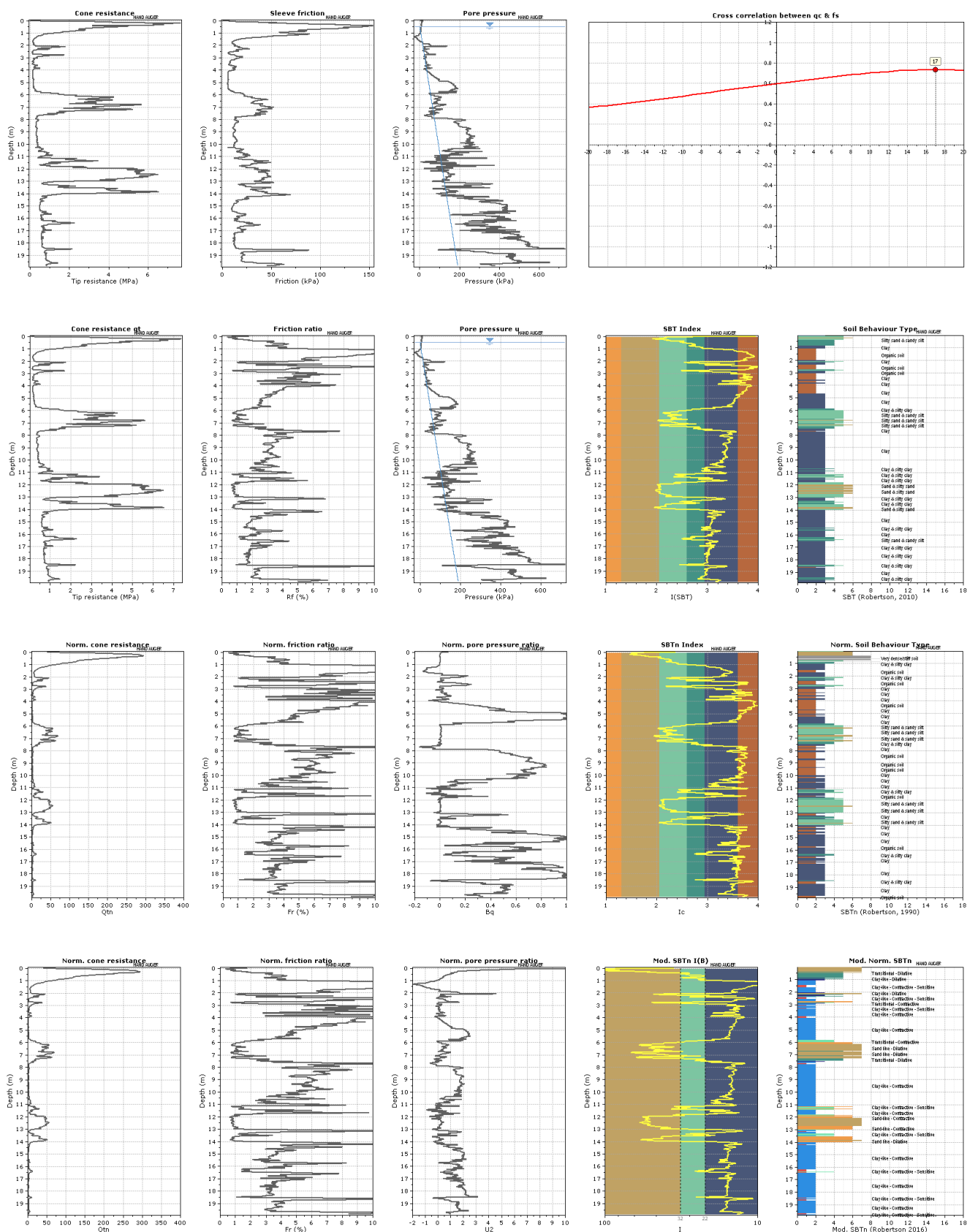


Figura 15 - CPTU 2

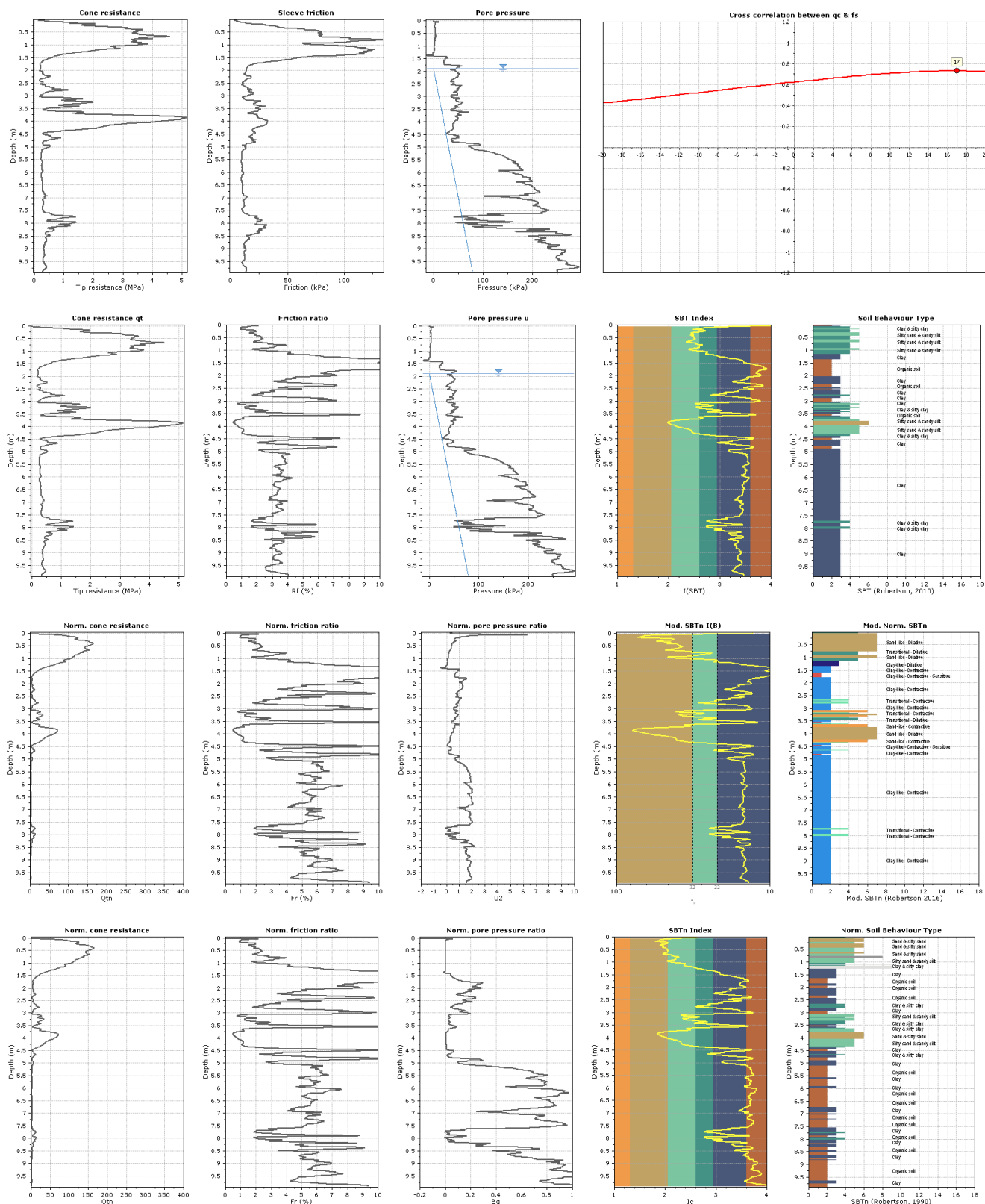


Figura 16 - CPTU 3

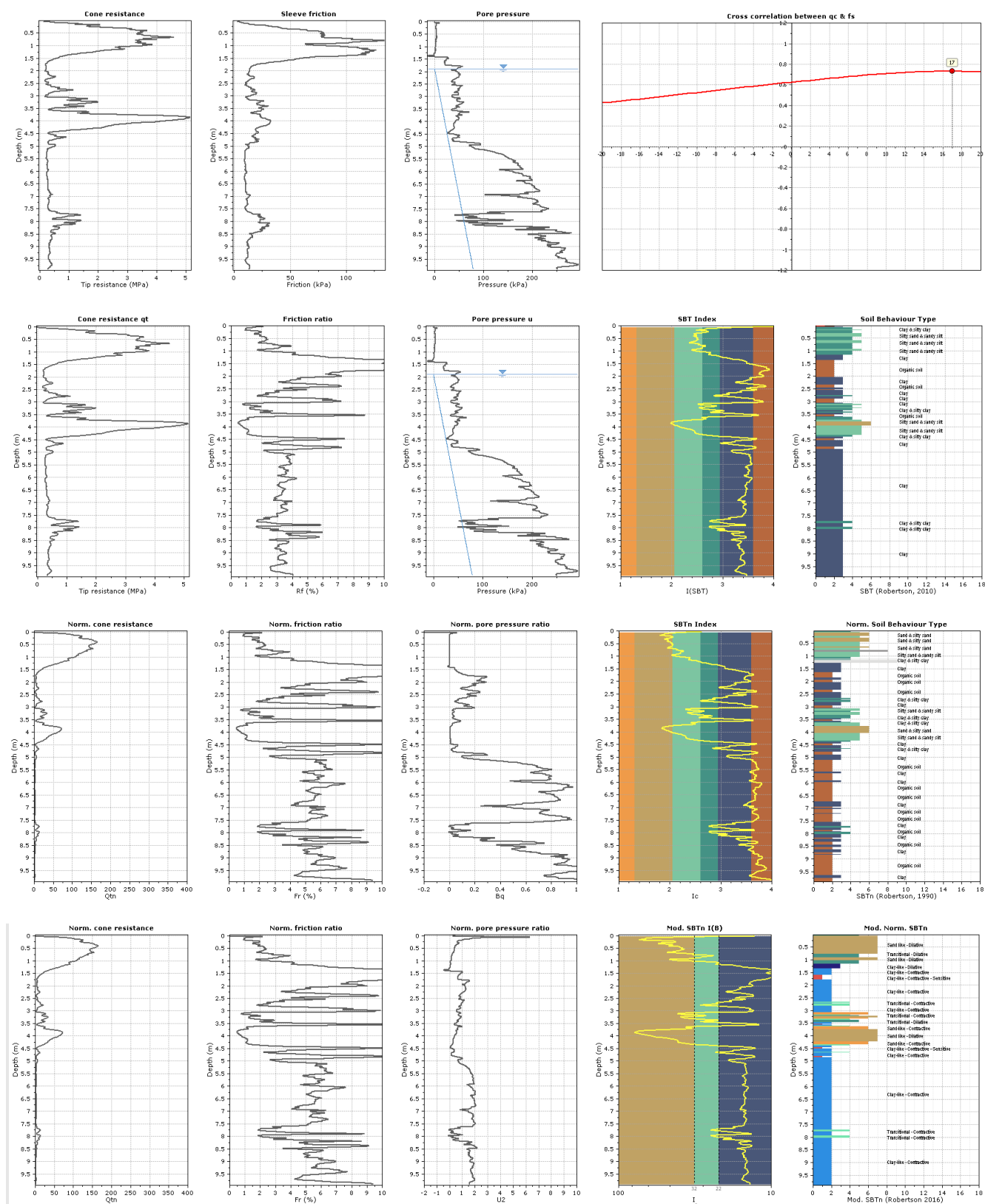


Figura 17 - CPTU 4

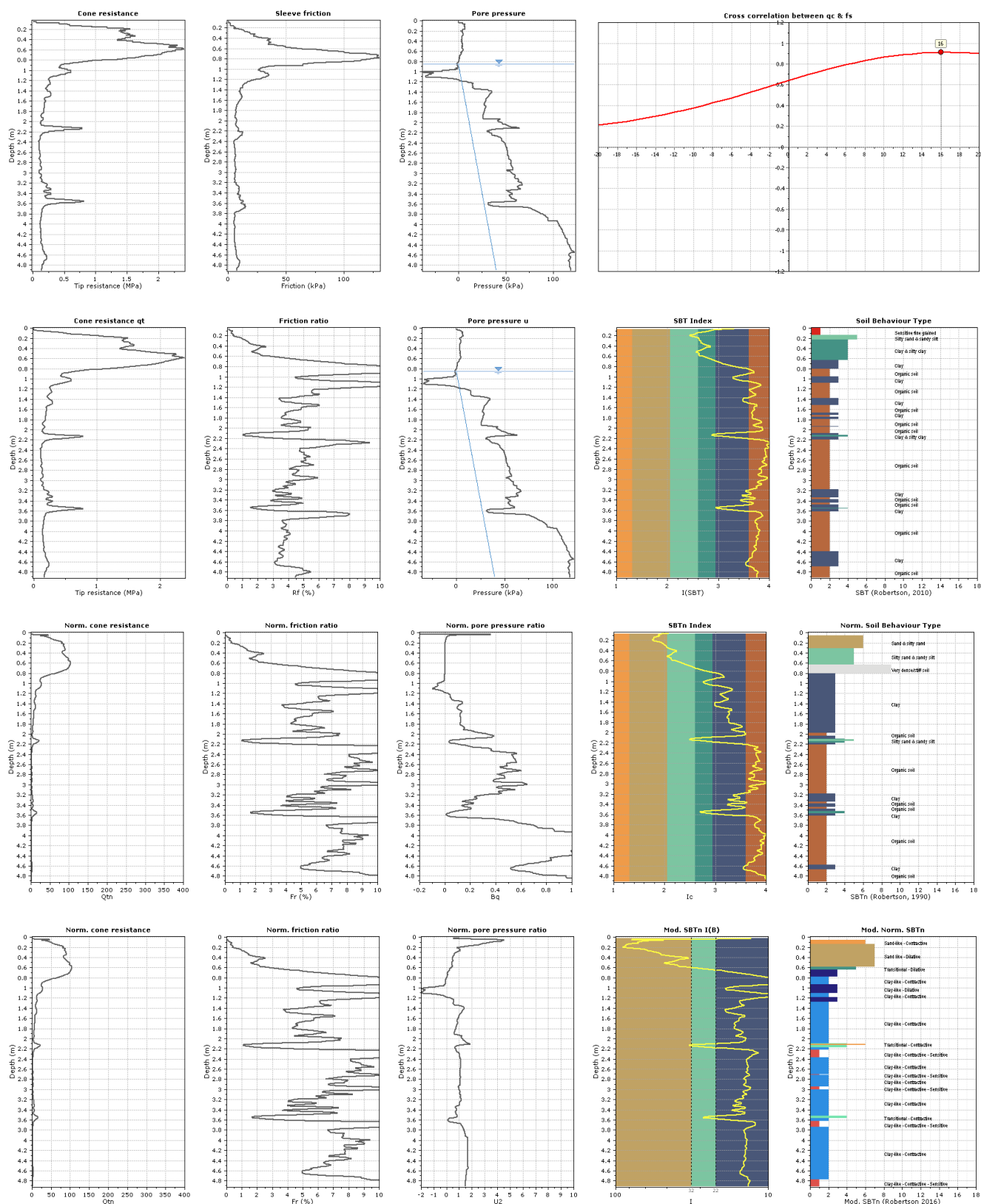


Figura 18 - CPTU 5

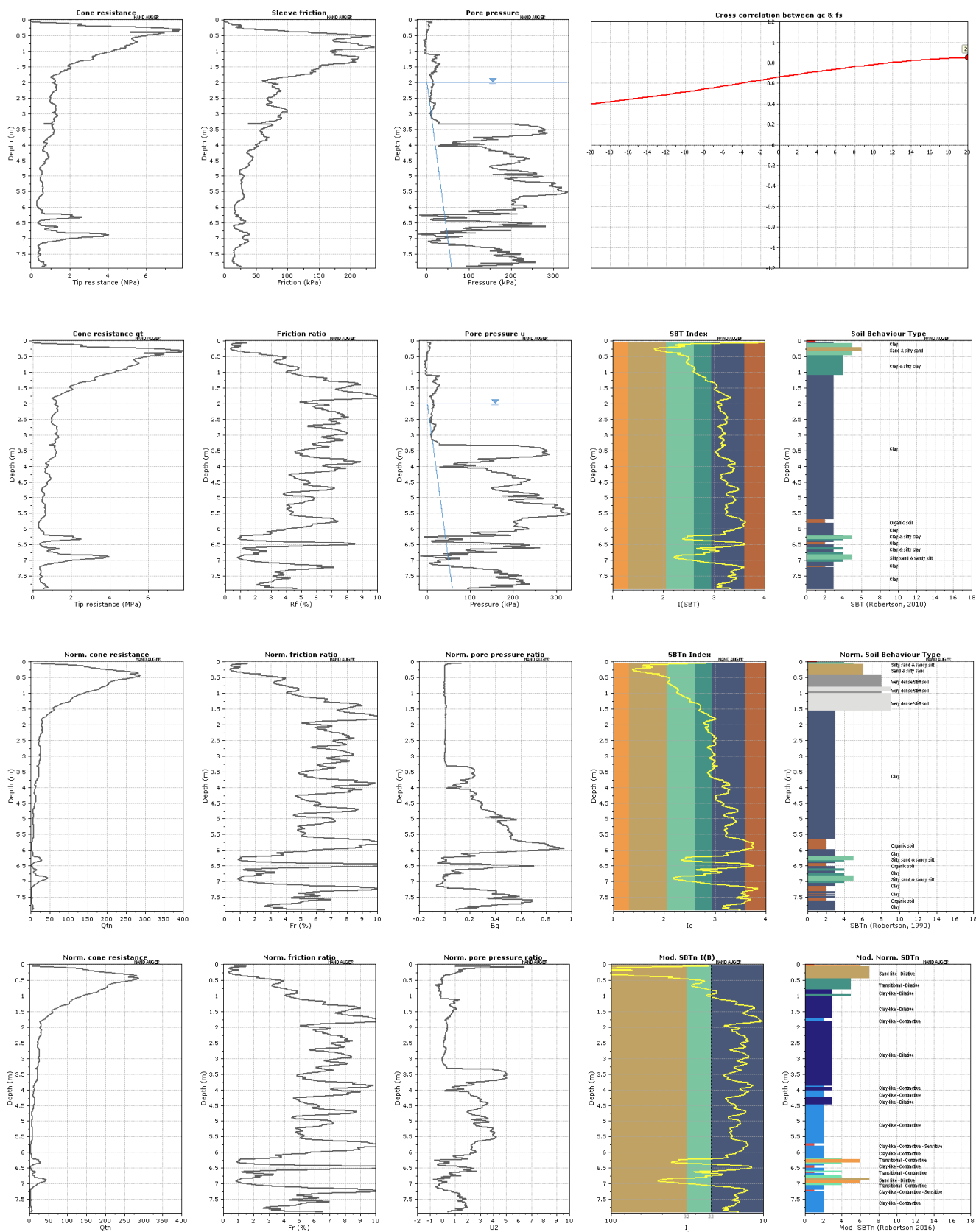
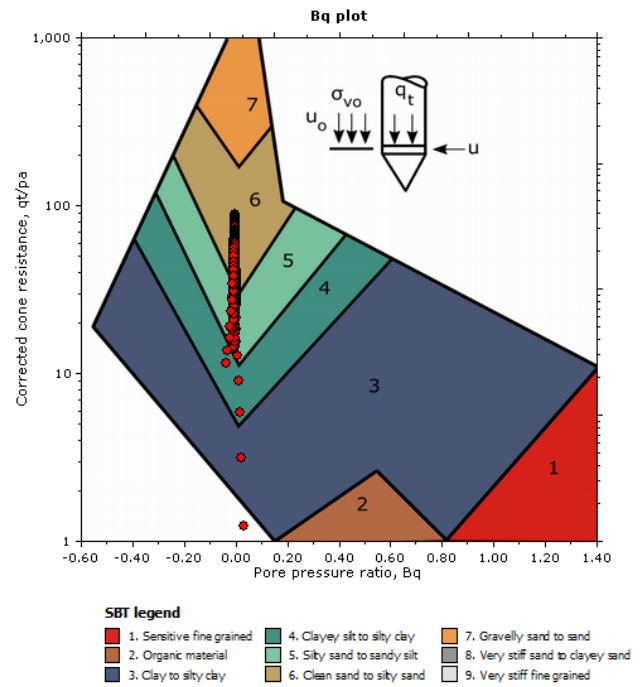
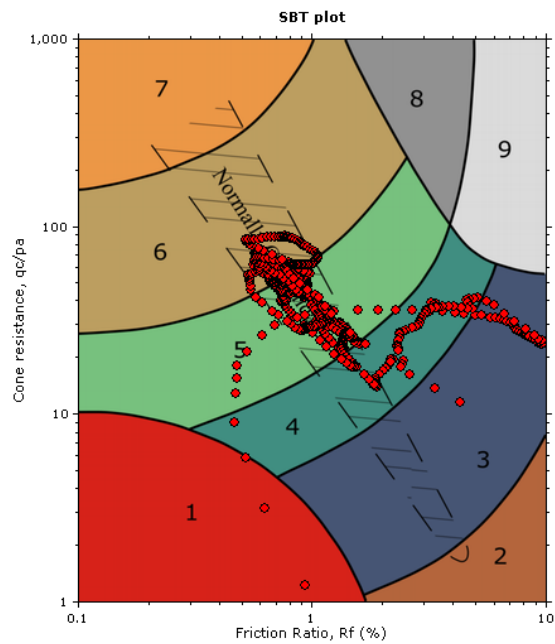
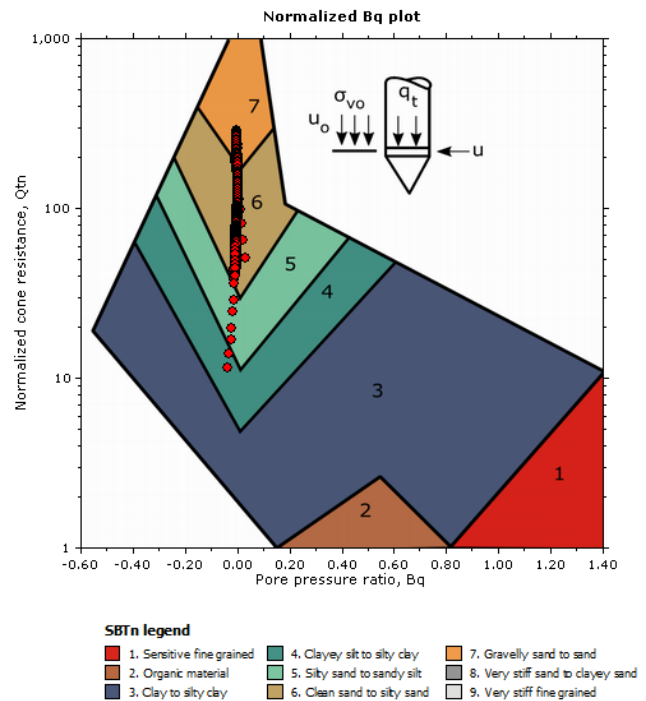
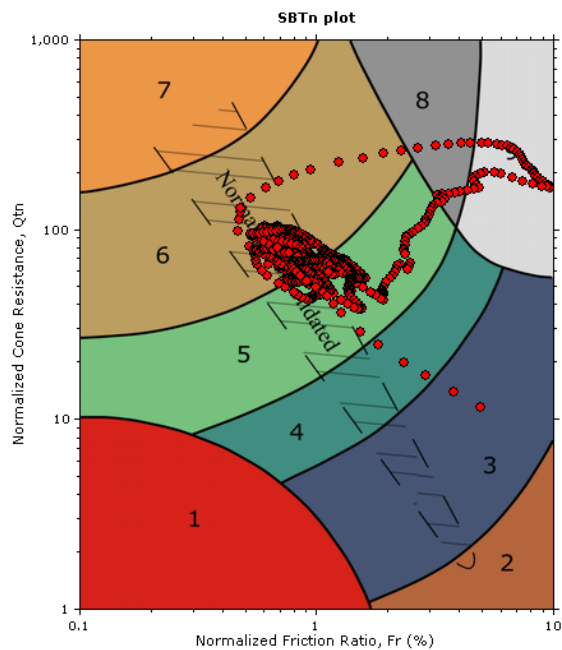


Figura 19 - INTERPRETATION PLOTS

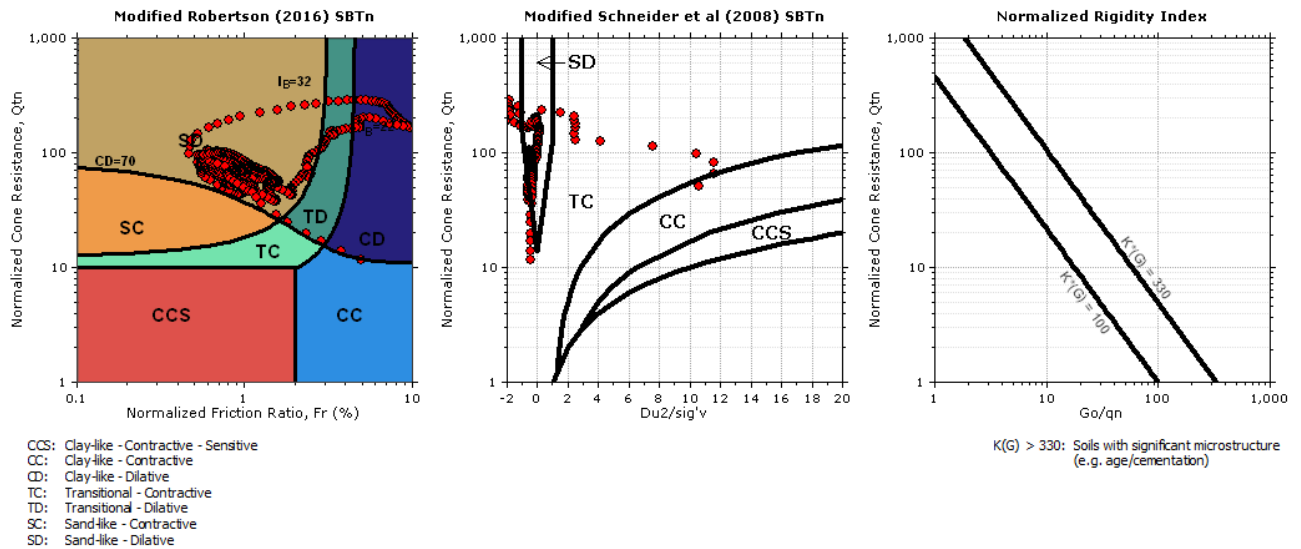
SBT - Bq plots



SBT - Bq plots (normalized)



Updated SBTn plots



PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA (CPTE)

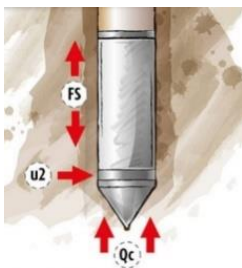
Fa parte dei penetrometri statici anche il penetrometro elettrico. Con tale strumento, che rappresenta la naturale evoluzione del penetrometro meccanico, la resistenza alla punta e la resistenza laterale locale, vengono misurate in modo indipendente, con trasduttori montati nella punta che inviano direttamente un segnale alla centralina posta in superficie. Un inclinometro alloggiato nelle aste permette di misurare la deviazione sulla verticale delle stesse e correggerne gli eventuali errori conseguenti. La **frequenza delle misure**, nel nostro caso sarà di **1 cm** ed i dati, acquisiti direttamente in forma numerica (digitalizzati), possono essere rappresentati graficamente anche durante l'esecuzione della prova.

I limiti del penetrometro a punta elettrica risiedono nel maggiore costo dello strumento.

PROVA PENETROMETRICA STATICA ELETTRICA CON PIEZOCONO (CPTU) (Cone Penetration Test piezocone)

Denominata anche "piezocono", tale prova è caratterizzata dal fatto che il penetrometro statico a punta elettrica in questione è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio detto filtro, posizionato sulla punta dello strumento od in prossimità di essa, che permette di misurare e registrare, oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione q_c ed f_s , anche la **pressione interstiziale u nei terreni saturi al di sotto del livello di falda**, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.

La misura della pressione neutrale u è condizionata dalla completa saturazione del filtro, che si ottiene saturando preventivamente il filtro stesso con fluidi viscosi quali oli siliconici. Questa prova permette di identificare stratificazioni, anche molto sottili con differenti caratteristiche di permeabilità basandosi sulla misura contemporanea della resistenza alla punta q_c e della pressione neutrale u . Tale peculiarità è utilizzata nello studio dei problemi di filtrazione e consolidazione.



Con il piezocono si possono eseguire anche prove di dissipazione della pressione neutra e quindi è possibile stimare le caratteristiche di permeabilità e di consolidazione del terreno; queste prove si Du in eccesso, dovuta alla penetrazione, si possa dissipare. Si misura, quindi, la velocità di riduzione della pressione fino ad un abbattimento del 60% - 80%.

Dalla velocità del processo di dissipazione dipende il processo di consolidazione orizzontale e risulta quindi possibile determinare il coefficiente di consolidazione orizzontale ch e quello di permeabilità

orizzontale kh .



6 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (S.L.U.)

Sono state condotte, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, le seguenti verifiche:

1. verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche;
2. verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione (**SLU**, **SLV**);
3. verifica agli **SLE**.

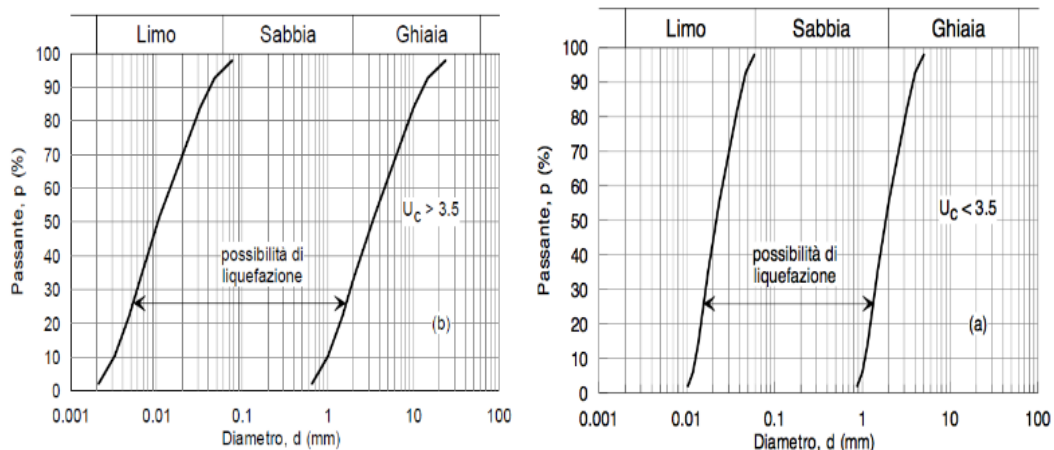
6.1 Verifica alla liquefazione dei terreni in condizioni sismiche

Il sito presso il quale è ubicato il manufatto deve essere stabile nei confronti della liquefazione, intendendo con tale termine quei fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione. In assenza di interventi di miglioramento del terreno, l'impiego di fondazioni profonde richiede comunque la valutazione della riduzione della capacità portante e degli incrementi delle sollecitazioni indotti nei pali.

6.2 Esclusione della verifica a liquefazione

La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

1. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
2. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
3. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(M)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(M)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
4. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Fig. a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e in Fig. (b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$



6.3 Verifica alla liquefazione nel sito in esame

L'applicazione dei criteri sopra citati D.M. 17.01.2018 § 7.11.3.4.2 **non consente di escludere** la possibilità di **liquefazione** nei terreni di fondazione del sito in esame.

Per la **verifica alla liquefazione**, eseguita utilizzando la prova CPTU ed applicando la teoria di **Boulanger & Idriss (2014)** si è ottenuto il seguente risultato:

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

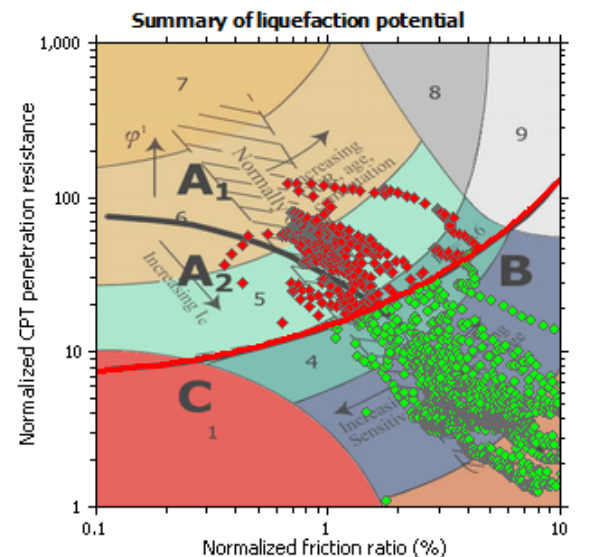
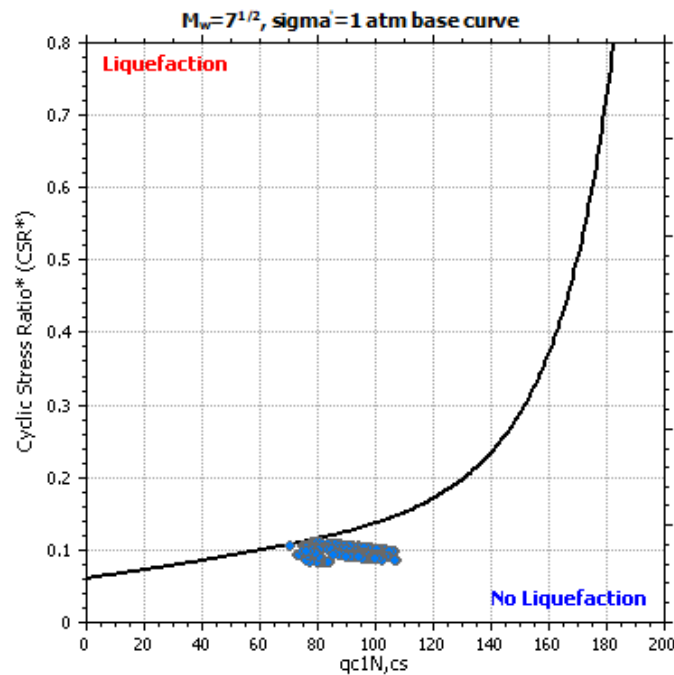
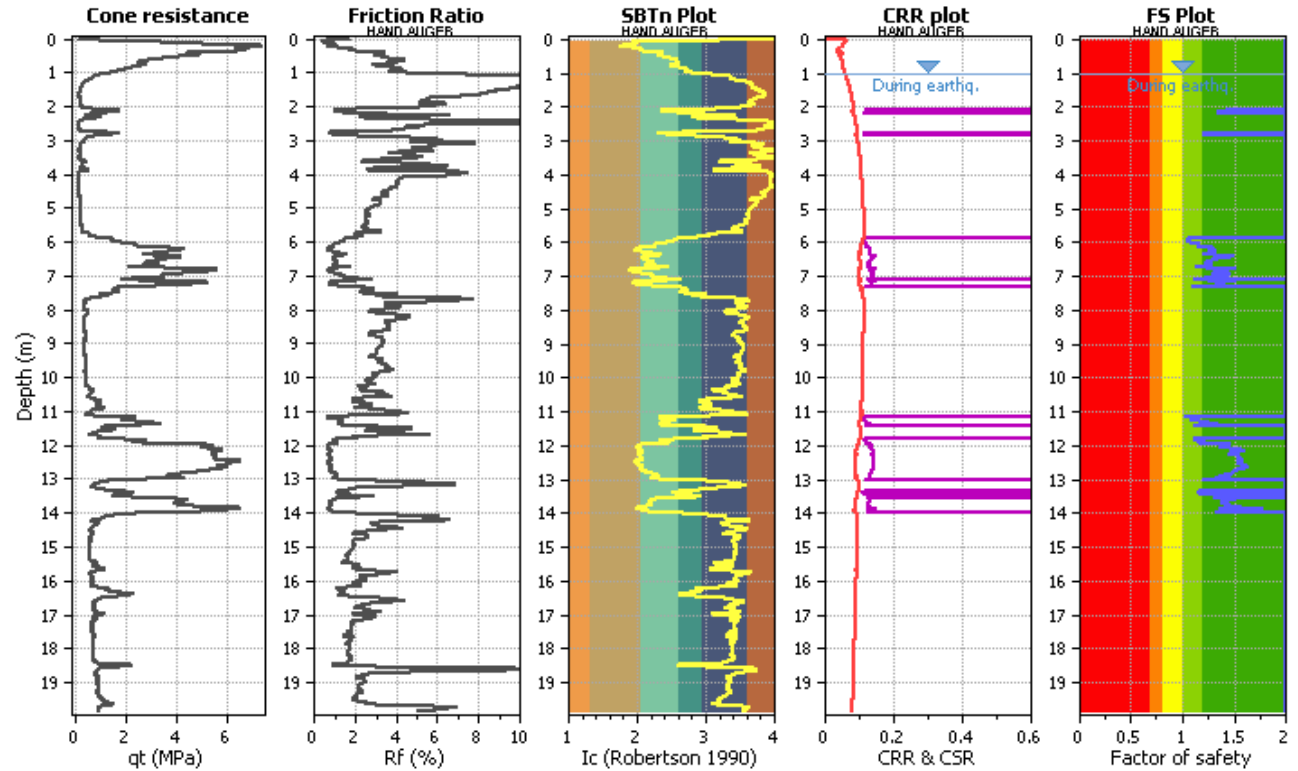
Project title :

Location :

CPT file : mina1

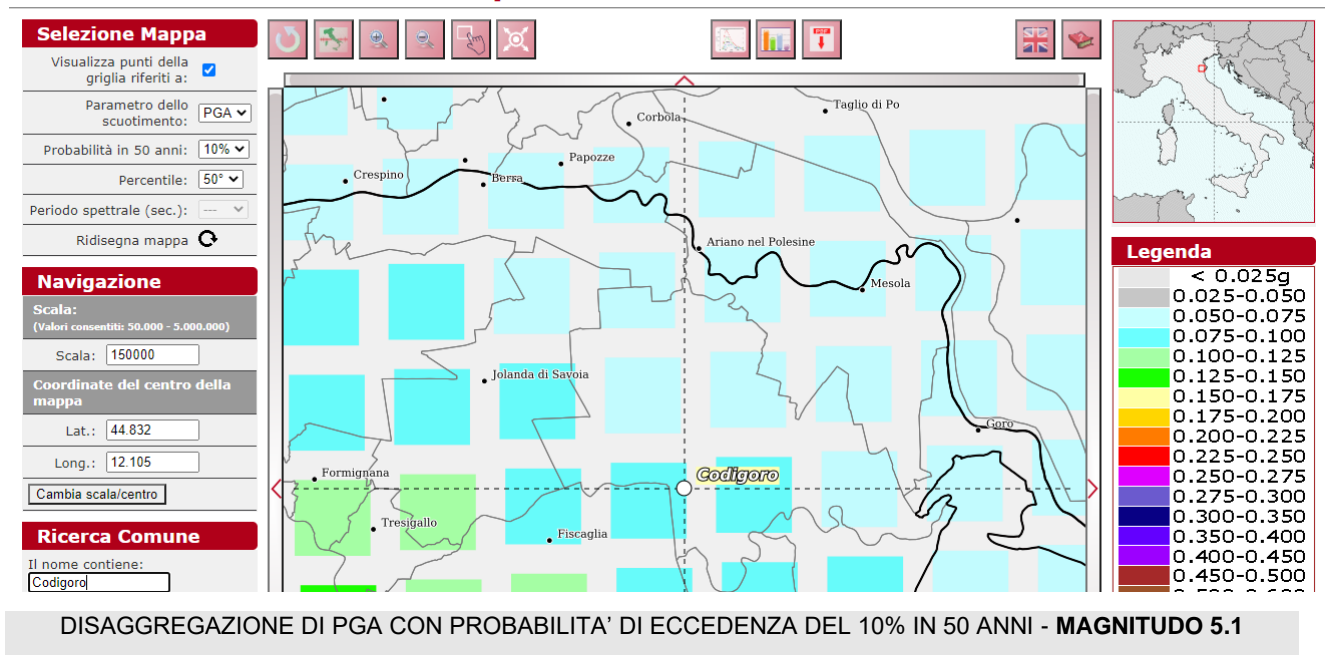
Input parameters and analysis data

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	1.00 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 :	5.10	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method
Peak ground acceleration:	0.12	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	Yes		



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

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Per la verifica sono stati assegnati i seguenti parametri:

- Magnitudo di **5.10** (M_w max) dal modello di pericolosità sismica MPS04-S1 (vedi sopra);
- Accelerazione orizzontale massima in superficie a_{max} pari a **0.1216 g**;
- Soggiacenza della falda pari a **1.50 m**.

Il risultato ha fornito un valore di **IL** (indice liquefazione) pari a **0.00**, quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**.

6.4 Verifica al collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione

6.4.1 Azione sulla fondazione

La verifica allo S.L.U. per il collasso per carico limite dell'insieme terreno-fondazione è stata condotta considerando le due combinazioni delle azioni previste dalla Normativa (D.M. 17.01.2018):

1. combinazione fondamentale (condizioni statiche);
2. combinazione sismica (condizioni dinamiche).

1.1.1. Resistenza del terreno

La capacità portante del terreno di fondazione (Q) è stata calcolata utilizzando la relazione di **Meyerhof 63**.

Si ricorda che il valore della capacità portante dipende dall'interazione struttura – terreno e pertanto i valori saranno in funzione delle tipologie delle fondazioni che verranno adottate, delle dimensioni e dalla loro profondità di imposta e che la **capacità portante non coincide con il carico di esercizio** dell'opera, ma sarà uguale o minore ad esso in stretta relazione con i cedimenti indotti nel terreno.

Ricordiamo inoltre che la presenza di sollecitazioni legate al verificarsi di un sisma produce sulle fondazioni, rispetto al caso statico, un incremento di eccentricità e di inclinazione delle forze trasmesse dalla struttura in elevazione, una degradazione della resistenza del terreno e l'insorgenza di forze di inerzia nel terreno di fondazione. Trascurando, nel caso di fondazioni superficiali poggianti

su materiale a comportamento coesivo, i fenomeni di degradazione della resistenza e della forza d'inerzia del terreno di fondazione, resta da considerare l'effetto inerziale legato alla sovrastruttura, trascurando il momento ma considerando almeno l'inclinazione del carico (o attraverso la definizione di un angolo o attraverso il valore dell'azione di taglio). Il calcolo della capacità portante è stato eseguito facendo riferimento ad una **fondazione a platea** aventi dimensioni e profondità Df di incasso di seguito riportate. Considerata la rimozione del cappellaccio e lo spessore di 40 – 50 cm della platea, per la capacità portante è stata stimata facendo riferimento all'unità geotecnica definita come **SL**.

STIMA CAPACITA' PORTANTE

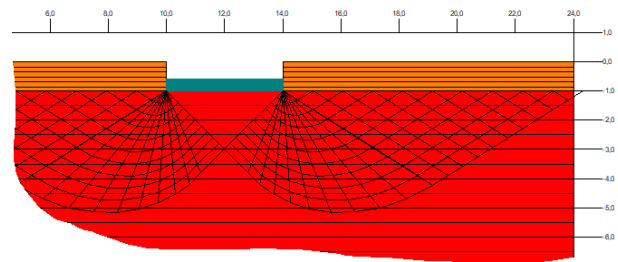
Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria applicata	Statica:	Meyerhof 63	Sismica: inclinazione del carico	6.90°
Dati al contorno	Profondità falda:	1.50 m	Condizione di verifica:	NON DRENATA
Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m
PLATEA	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m	Profondità cuneo efficace	2.00 m

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	c _u	H _{str}	E	D _r
1	1.80	1.80	00.00	0.00	1.00	var	100.00	00.00
1	1.70	1.70	00.00	0.00	0.10	var	15.00	00.00
1	1.80	2.00	26.00	0.00	0.00	var	60.00	25.00

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y _{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (t/m³)
y _{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (t/m³)
φ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kg/cm²)
c _u	: Coesione non drenata (kg/cm²)
H _{str}	: Spessore dello strato (m)
E	: Modulo elastico/edometrico (kg/cm²)
D _r	: Densità relativa



Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente per capacità portante

y	φ	c'	c _u
1.70	00.00	0.00	0.10

Descrizione sintetica della teoria utilizzata - Meyerhof 63

$$q_{ult} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c + q_{tot}$$

$$Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = \pi + 2$$

Fattori di profondità

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot D/B$$

Fattori di forma

$$s_c = 1 + 0.2 \cdot B'/L'$$

Fattori di inclinazione dei carichi

$$i_c = (1 - 2 \cdot \theta/\pi)^2$$

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

Nq	Nc	Ny
1.00	5.14	0.00

Combinazioni di carico
condizione statica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.10	1.00	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00

condizione sismica

	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori z
c	1.00	1.00	0.83	1.00	1.00	1.00
q	1.00	1.00	0.83	1.00	1.00	1.00
y	1.00	1.00	0.00	1.00	1.00	1.00

CONDIZIONE STATICA $q_{SLU} = 0.35 \text{ kg/cm}^2$

CONDIZIONE SISMICA $q_{SLV} = 0.25 \text{ kg/cm}^2$

FATTORI DI SICUREZZA UTILIZZATI PER LA DETERMINAZIONE DELLA CAPACITA' PORTANTE

FS PARZIALE PER φ : **1,00** FS PARZIALE PER C: **1,00** FATTORE SICUREZZA GLOBALE: **2,30**

7 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO (S.L.E.)

È stata condotta, facendo riferimento a quanto disposto dal D.M. 17.01.2018, la seguente verifica agli Stati Limite d'Esercizio:

- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno a lungo termine;
- verifica agli spostamenti e alle distorsioni indotte dai cedimenti del terreno in condizioni sismiche.

7.1 Calcolo della distribuzione delle tensioni nel terreno di fondazione

L'applicazione del sovraccarico della fondazione conduce ad una variazione dello stato tensionale del terreno. Il carico applicato tende a diffondersi fino al suo completo assorbimento.

L'entità dei cedimenti viene ipotizzata a seconda della tipologia di fondazione, delle dimensioni, della profondità d'impasto delle stesse e dei carichi di esercizio.

Generalmente si ammette che il sovraccarico si annulli ad una profondità, sotto il piano di posa della fondazione, variabile da 1 a 4 volte B (B = lato corto della fondazione). È importante eseguire una stima di come il carico si diffonde negli strati di fondazione, in quanto indispensabile per il successivo calcolo dei cedimenti.

I cedimenti di seguito stimati fanno riferimento sul presupposto che il terreno di fondazione possa essere assimilato ad uno spazio semi infinito a comportamento perfettamente **elastico**, omogeneo e isotropo. Deriva dall'integrazione su un'area rettangolare o quadrata di dimensioni B x L (B=lato corto della fondazione, L=lato lungo della fondazione) delle equazioni di **Boussinesq**.

È utile ricordare che fondazioni di maggiori dimensioni sopportano carichi al piede maggiori in quanto ripartiscono questo ultimo su una maggiore superficie diminuendo in tal modo il carico di esercizio ma occorre ricordare che allo stesso tempo variano i bulbi delle tensioni trasmesse nel sottosuolo e pertanto sarà compito del tecnico progettista effettuare sia l'opportuno dimensionamento della fondazione sia l'opportuna ripartizione dei carichi.

7.2 Cause dei cedimenti

I cedimenti sono dovuti alla **deformazione elastica e plastica** del terreno e, nel caso di terreni poco permeabili (argille e limi), al processo di lenta espulsione dell'acqua contenuta al loro interno (consolidazione).

In quanto le caratteristiche geotecniche del terreno variano da punto a punto, così come spesso variano da punto a punto anche le condizioni di carico, i cedimenti possono assumere localmente valori differenti. Il cedimento calcolato in un punto prende il nome di **cedimento assoluto**; la differenza fra i cedimenti assoluti misurati in due o più punti prende il nome di **cedimento differenziale**. Il **cedimento assoluto** totale è dato dalla somma di tre componenti:

$$S_{tot} = S_{imm} + S_{con} + S_{sec}$$

- S_{imm} = **cedimento immediato**, dovuto alla deformazione iniziale, senza variazione di volume, del terreno caricato; è prevalente nei terreni incoerenti (coesione=0), trascurabile in quelli coesivi (coesione>0);
- S_{con} = **cedimento di consolidazione**, legato alla variazione di volume del terreno saturo, in seguito alla lenta espulsione dell'acqua contenuta al suo interno; è dominante nei terreni coesivi, poco permeabili, e trascurabile in quelli incoerenti (da mediamente a molto permeabili);
- S_{sec} = **cedimento secondario**, dovuto alla deformazione viscosa dello scheletro solido del terreno; normalmente trascurabile in tutti i tipi di terreno.

Proprio per le differenti modalità con cui si manifestano i cedimenti nei **terreni coesivi** ed **incoerenti**, i due casi vanno trattati separatamente.

7.2.1 Cedimenti nei terreni incoerenti (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Si tratta di un metodo speditivo utile per avere una prima indicazione dell'ammontare del cedimento. La relazione è la seguente:

$$S = DH \times Q_z / E_d \quad \text{in cui:}$$

DH=spessore dello strato;

Q_z=incremento di pressione dovuto al sovraccarico applicato dalla fondazione a metà strato;

E_d=modulo di deformazione dello strato.

7.2.2 Cedimenti nei terreni coesivi (Metodo utilizzato: Teoria dell'elasticità)

Ha la stessa espressione per il procedimento relativo a terreni incoerenti; al posto del modulo di deformazione va utilizzato però il modulo edometrico definito come segue:

$$E_d = 1/m_v; \quad \text{in cui}$$

m_v=modulo di compressibilità volumetrica dello strato

7.2.3 Cedimenti assoluti e differenziali

Elevati cedimenti differenziali (dell'ordine di alcuni centimetri in genere, ma a volte anche meno) possono indurre lesioni nell'opera.

Partendo dal presupposto che a elevati cedimenti assoluti generalmente corrispondono elevati cedimenti differenziali, Terzaghi e Peck proposero di considerare come valori limite tollerabili cedimenti assoluti di **2,5 cm** in **terreni incoerenti** (sabbie e ghiaie) e **4 cm** in **terreni coesivi** (limi e argille).

La maggiore tolleranza consentita per i materiali dotati di coesione dipende dal fatto che in quest'ultimi i cedimenti sono essenzialmente dovuti alla consolidazione, quindi distribuiti su intervalli di tempo relativamente ampi, fatto che consente alla sovrastruttura di meglio adattarsi alle deformazioni del terreno.

Un sistema meno empirico di procedere consiste nello stimare la distorsione angolare fra due o più punti della struttura di cui sia noto il cedimento assoluto del terreno di fondazione:

$$D_{ang} = (S_2 - S_1) / L_{12} \quad \text{in cui}$$

D_{ang}=distorsione angolare;

S₂=cedimento assoluto nel punto 2;

S₁=cedimento assoluto nel punto 1;

L₁₂=distanza fra i punti 1 e 2.

In prima approssimazione, sono da considerare tollerabili distorsioni angolari inferiori a 1/600 per strutture in muratura e a 1/1000 per strutture in calcestruzzo.

Ammissibilità di cedimento, inclinazione, rotazione relativa

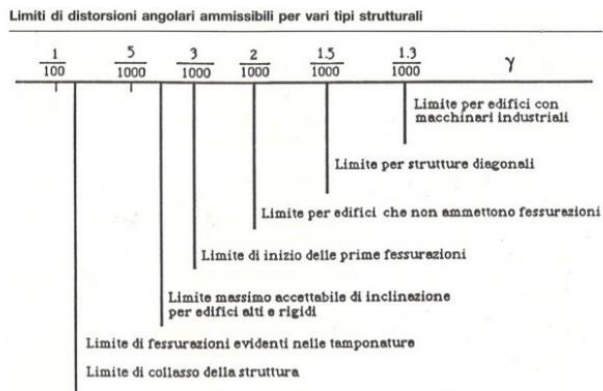
Valori ammissibili riferiti alle tipologie strutturali e di danno (Holtz, 1991)

Tipo di movimento	Fattore di limitazione	Valore ammissibile
Cedimento (cm)	Collegamento a reti di servizi	15 ÷ 30
	Accessibilità	30 ÷ 60
	Probabilità di cedimenti differenziali	<div>Murature portanti: 2.5 ÷ 5</div> <div>Strutture intelaiate: 5 ÷ 10</div> <div>Ciminiere, silos: 7.5 ÷ 30</div>
Inclinazione δ/L	Stabilità al ribaltamento	Da verificare $\delta/H \leq 0.04$ 0.01 ÷ 0.02
	Rotazione di ciminiere e torri	
	Drenaggio di superfici pavimentate	
Rotazione relativa β	Operatività macchine	0.003
	Macchine tessili	0.0002
	Turbogeneratori	0.0002
	Gru a ponte	0.003
	Murature portanti multipiano	0.0005 ÷ 0.001
	Murature portanti ad un piano	0.001 ÷ 0.02
	Lesione intonaci	0.001
	Telai in c. a.	0.0025 ÷ 0.004
	Pareti di strutture a telaio in c.a.	0.003
	Telai in acciaio	0.002
	Strutture semplici di acciaio	0.005

L = distanza tra pilastri adiacenti, H = altezza di ciminiere e torri

Valori ammissibili più elevati → strutture flessibili, sottosuoli uniformi

Valori ammissibili più ridotti → strutture rigide, sottosuoli irregolari



Fonte: Bjerrum, 1963, modificato.

7.3 Coefficiente di sottofondazione

Il volume significativo di analisi nel calcolo dei cedimenti viene limitato inferiormente dalla profondità alla quale le tensioni indotte dalle fondazioni si dissipano completamente. Sarà compito del tecnico progettista valutare se i cedimenti stimati possono essere ammissibili per l'opera in questione.

Numerose sono le relazioni proposte in letteratura per il calcolo utilizzate per la stima del modulo di reazione o **coefficiente di sottofondazione** (k di Winkler) del terreno di fondazione: generalmente a seconda delle condizioni, preferiamo applicare il metodo di **Vesic** oppure quello di **Bowles**.

Si definisce pressione di contatto la pressione unitaria che la fondazione esercita in ciascun punto d'appoggio sul terreno di fondazione. Dal punto di vista fisico il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche fra loro indipendenti. Per modulo o **coefficiente di sottofondazione** si definisce quindi la relazione che esiste fra la pressione di contatto in ogni punto della fondazione e la relativa deformazione del terreno (carico/cedimento):

$$k = Q/s.$$

In un terreno reale il cedimento dipende, oltre che dal carico applicato e dalle proprietà del terreno, dalla forma e dimensioni della fondazione. Il coefficiente di reazione non è quindi una proprietà del terreno e non può essere definito con solo riferimento al terreno, ma deve anche essere riferito alla dimensione e forma della fondazione. Il metodo più appropriato per ricavare K è quello di calcolare il cedimento s della fondazione con il metodo più adeguato, tenendo conto del carico applicato, della geometria della fondazione, della stratigrafia del terreno e delle caratteristiche dei singoli strati, e poi ricavare K come rapporto fra la pressione media applicata p ed il cedimento s.

Generalmente ci si basa sull'ipotesi che il modulo k sia costante sotto ogni punto della fondazione, come proposto da Winkler e da Westergaard. Se ciò si può verificare nel caso di fondazioni rigide, per fondazioni elastiche l'assunzione non è più valida.

L'utilizzo di k anche per il dimensionamento di platee e reticoli di travi rimane nonostante questo ancora diffuso, mancando metodi di calcolo più attendibili e uguale semplicità.

- La relazione di **Vesic semplificata (1961)** correla k con il modulo di elasticità del terreno e della fondazione secondo la relazione:

$$k = (1/B) \times E_t / (1 - p^2) \quad \text{dove}$$

E_t (kg/cm²) = modulo di deformazione dello strato di fondazione;

p =rapporto di Poisson

B (cm)=lato corto della fondazione

- La relazione di **Bowles (1974)** propone la seguente relazione:

$$k \text{ (kN/mc)} = 40 \times Q \times f_c \quad \text{dove}$$

$f_c = 2.54/\text{cedimento della fondazione (cm)}$;

Q =carico di esercizio (kPa).

7.4 Stima agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.)

Il calcolo è stato condotto sulla sezione di calcolo del bulbo delle tensioni considerando un valore di **SLE** tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore ai **3.00 cm**.

Infatti, poiché all'interno di questa profondità si trovano alternanze di livelli **incoerenti** e **coesivi** caratterizzati da cedimenti immediati e di consolidazione si è deciso di prendere come cedimento massimo uniforme il valore di **3.00 cm**.

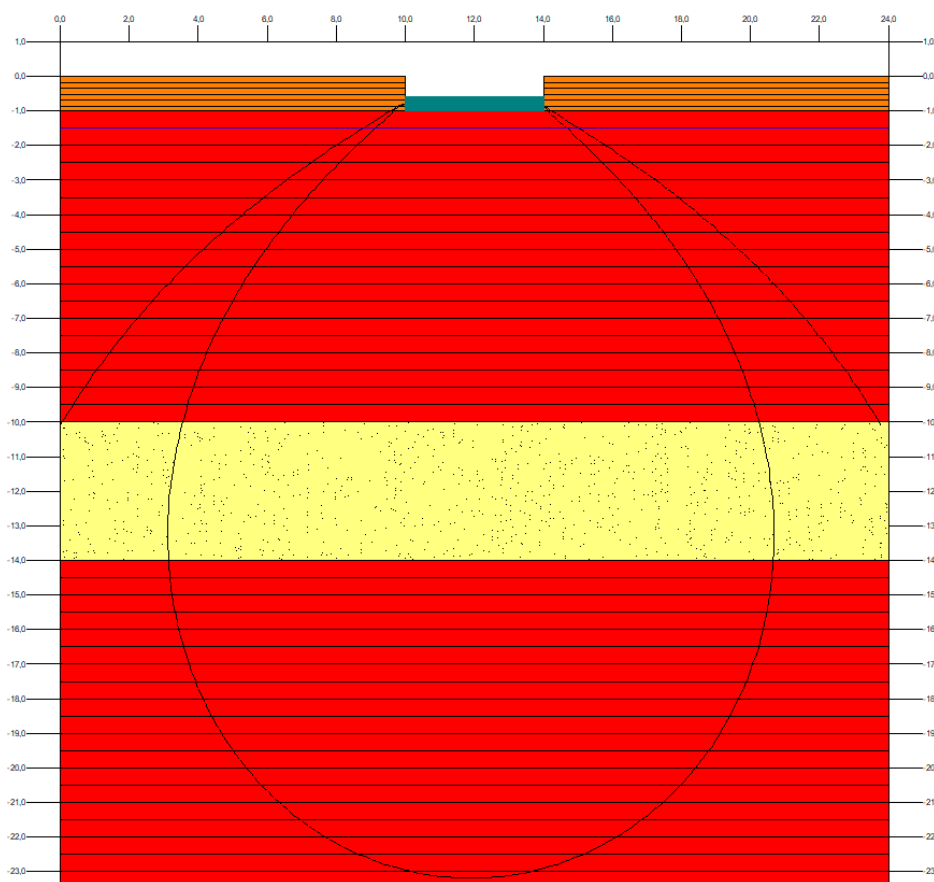
7.4.1 Cedimenti Assoluti

Per la verifica dei cedimenti è stata ipotizzata una fondazione con platea con dimensioni come di seguito riportate stimando, mediante back-analysis, un carico agli SLE tale per cui non si abbia un cedimento assoluto superiore a 30 mm, risultante pari a **0.10 kg/cm²**.

7.4.2 Cedimenti Differenziali

Il cedimento differenziale viene in tutti i casi descritto dal valore della distorsione angolare γ prodotta, definita come il rapporto fra la differenza di cedimento ΔS tra due punti e la loro distanza reciproca L , ossia $\gamma = \Delta S/L$. Considerando i carichi di esercizio di cui sopra, i **cedimenti differenziali** saranno contenuti nei cedimenti ammissibili.

7.5 Risultati del calcolo



CEDIMENTI ASSOLUTI FONDAZIONE A PLATEA CON CARICHI DA PROGETTO

[B] Larghezza (dir y):	4.00 m	[L] Lunghezza (dir x):	25.00 m	[Df] (dir z): Profondità	1.00 m
------------------------	---------------	------------------------	----------------	--------------------------	---------------

CEDIMENTI ASSOLUTI

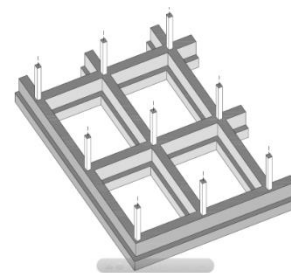
Carico applicato: **0.10 kg/cm²**

Cedimento: **30.00 mm**

Stima del modulo di reazione (k di Winkler) del terreno di fondazione (Bowles)

Modulo di reazione **0.10 kg/cm³**

Date le pessime caratteristiche geotecniche dei terreni presenti in sito, per contenere i cedimenti, l'alternativa a una platea di fondazione potrebbe essere la realizzazione di un magrone e consecutiva realizzazione di un graticcio di travi le cui cavità dovrebbero essere chiuse mediante getto di magrone su rete metallica in modo da creare una "platea alleggerita". Le travi consentirebbero di non trasmettere in profondità eccessiva i carichi che altresì trasmetterebbe una platea, con conseguente limitazione dei cedimenti sia assoluti sia differenziali. Il procedere con questa soluzione consentirebbe il funzionamento della struttura dal punto di vista meccanico non come una platea ma equivalente a quello fondazioni nastriformi, pertanto con trasmissione dei carichi nel terreno a profondità limitata (bulbi di pressione meno estesi in profondità).



7.6 Stima dei cedimenti delle fondazioni superficiali indotte dal sisma

In terreni sabbiosi sciolti le vibrazioni prodotte da un evento sismico possono condurre ad un aumento del grado di addensamento degli strati incoerenti su cui poggia la fondazione; in questo contesto lito stratigrafico si esclude tale fenomeno.

8 CONCLUSIONI

L'indagine geologica ha permesso di definire la natura e le caratteristiche dei terreni presenti nell'area esaminata, come descritto nel paragrafo dedicato. I rilievi hanno evidenziato l'assenza di processi geomorfologici in atto e sulla base delle considerazioni e dei calcoli geotecnici svolti nei paragrafi precedenti si traggono le seguenti conclusioni:

- Ricordiamo che la zona sismica per il territorio di **Codigoro** è la **zona Sismica 3**, come indicato nell'OPCM 20 marzo 2003, n. 3274 e nell'OPCM 28 aprile 2006;
- Dell'indagine eseguita in sito con metodologia **MASW** e **HVSR**, è stata assegnata al terreno la **categoria di sottosuolo D**;
- Nel corso delle indagini in sito e durante l'esecuzione della campagna di indagini è stata riscontrata la presenza di acqua a profondità variabili tra 0.50 e 2.00 m;
- La **verifica alla liquefazione dei terreni**, eseguita con B & I (2014) ha fornito un valore di **IL** (indice liquefazione) pari a **0**, quindi il sito si pone in una condizione di **rischio molto basso**;
- I valori stimati della capacità portante ammissibile per carico unitario non sono da assumere come carichi di esercizio o come capacità portante in senso stretto dei terreni indagati, in quanto essa modifica il proprio valore in relazione alle caratteristiche progettuali, riferite soprattutto alla geometria, alle dimensioni delle fondazioni stesse ed alla loro profondità di imposta e comunque rimane subordinato ai cedimenti ammissibili. Essa dovrà essere considerata in riferimento ai cedimenti assoluti e differenziali;
- Si ribadisce e si sottolinea che comunque la valutazione dell'entità dei cedimenti in relazione alle caratteristiche strutturali dell'opera, resta di esclusiva competenza del tecnico calcolatore che dovrà valutare l'incidenza e la compatibilità degli stessi con le caratteristiche strutturali e tecnico-costruttive dell'opera così come anche la scelta del tipo di fondazione da utilizzare rimane di sua esclusiva competenza;
- Se durante l'esecuzione dei lavori dovessero manifestarsi situazioni che si discostano da quelle previste e contemplate nella presente relazione, sarà cura del direttore dei lavori darne immediata comunicazione allo scrivente, per eseguire i necessari sopralluoghi e dimensionare eventuali indagini integrative.

Moniga del Garda (BS), 21/07/2021

IL PROGETTISTA

ING. MATTEO BONO



IL TECNICO

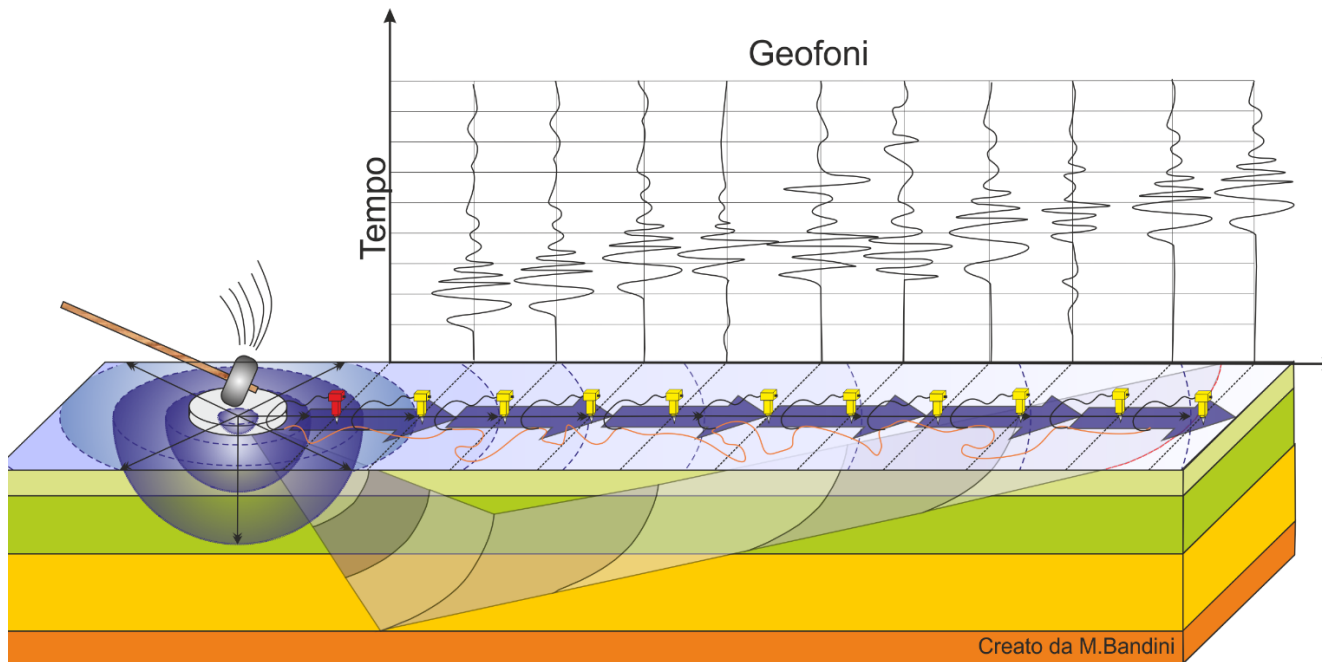
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



INDAGINE SISMICA

TECNICA MASW

La geofisica osserva il comportamento delle onde che si propagano all'interno dei materiali. Un segnale sismico, infatti, si modifica in funzione delle caratteristiche del mezzo che attraversa. Le onde possono essere generate in modo artificiale attraverso l'uso di masse battenti, di scoppi, etc.



Moto del segnale sismico

Il segnale sismico può essere scomposto in più fasi ognuna delle quali identifica il movimento delle particelle investite dalle onde sismiche. Le fasi possono essere:

- **P** - Longitudinale: onda profonda di compressione;
- **S** - Trasversale: onda profonda di taglio;
- **L** - Love: onda di superficie, composta da onde P e S;
- **R** - Rayleigh: onda di superficie composta da un movimento ellittico e retrogrado.



Onde di Rayleigh – “R”

In passato gli studi sulla diffusione delle onde sismiche si sono concentrati sulla propagazione delle onde profonde (onde P, onde S) considerando le onde di superficie come un disturbo del segnale sismico da analizzare. Recenti studi hanno consentito di creare dei modelli matematici avanzati per l'analisi delle onde di superficie in mezzi a differente rigidezza.

Analisi del segnale con tecnica MASW

Secondo l'ipotesi fondamentale della fisica lineare (Teorema di Fourier) i segnali possono essere rappresentati come la somma di segnali indipendenti, dette armoniche del segnale. Tali armoniche, per analisi monodimensionali, sono funzioni trigonometriche seno e coseno, e si comportano in modo indipendente non interagendo tra di loro. Concentrando l'attenzione su ciascuna componente armonica il risultato finale in analisi lineare risulterà equivalente alla somma dei comportamenti parziali corrispondenti alle singole armoniche. L'analisi di Fourier (analisi spettrale FFT) è lo strumento fondamentale per la caratterizzazione spettrale del segnale. L'analisi delle onde di Rayleigh, mediante tecnica MASW, viene eseguita con la trattazione spettrale del segnale nel dominio trasformato dove è possibile, in modo abbastanza agevole, identificare il segnale relativo alle onde di Rayleigh rispetto ad altri tipi di segnali, osservando, inoltre, che le onde di Rayleigh si propagano con velocità che è funzione della frequenza. Il legame velocità frequenza è detto spettro di dispersione. La curva di dispersione individuata nel dominio f-k è detta curva di dispersione sperimentale, e rappresenta in tale dominio le massime ampiezze dello spettro.

Modellizzazione

È possibile simulare, a partire da un modello geotecnico sintetico caratterizzato da spessore, densità, coefficiente di Poisson, velocità delle onde S e velocità delle Onde P, la curva di dispersione teorica la quale lega velocità e lunghezza d'onda secondo la relazione:

$$v = \lambda \times v$$

Modificando i parametri del modello geotecnico sintetico, si può ottenere una sovrapposizione della curva di dispersione teorica con quella sperimentale: questa fase è detta di inversione e consente di determinare il profilo delle velocità in mezzi a differente rigidità.

Modi di vibrazione

Sia nella curva di inversione teorica che in quella sperimentale è possibile individuare le diverse configurazioni di vibrazione del terreno. I modi per le onde di Rayleigh possono essere: deformazioni a contatto con l'aria, deformazioni quasi nulle a metà della lunghezza d'onda e deformazioni nulle a profondità elevate.

Profondità di indagine

Le onde di Rayleigh decadono a profondità circa uguali alla lunghezza d'onda. Piccole lunghezze d'onda (alte frequenze) consentono di indagare zone superficiali mentre grandi lunghezze d'onda (basse frequenze) consentono indagini a maggiore profondità.

TECNICA HVSR

La tecnica HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) consiste nel misurare direttamente, sfruttando il rumore di fondo ambientale (microtremori), le frequenze di risonanza degli edifici e dei terreni costituenti il sottosuolo, allo scopo di stimare gli effetti di sito e la vulnerabilità sismica dell'opera. Per rumore ambientale di fondo s'intende l'insieme delle vibrazioni che si propagano nel terreno dovute sia a fenomeni naturali, moto ondoso, perturbazioni atmosferiche, ecc., sia all'azione antropica, traffico veicolare, macchinari, ecc... Si è riconosciuto, a partire dagli anni Settanta, che i microtremori tendono a eccitare le frequenze naturali di oscillazione dei terreni, permettendone l'individuazione. In pratica ciò che viene misurato sono, in certo intervallo di frequenze, solitamente 0.1-100 Hz, le velocità dei microtremori lungo il piano orizzontale e verticale (H e V) e il rapporto fra le due componenti (H/V). I valori di massimo locale (picchi positivi) di H/V ai quali corrispondono minimi locali di V individuano le frequenze di risonanza degli strati di terreno lungo la verticale di misura. Più elevato è il valore del rapporto H/V maggiore è il contrasto di impedenza sismica e quindi la variazione di velocità delle onde S fra livelli stratigrafici contigui.



La tecnica HVSR richiede l'utilizzo di un velocimetro triassiale, cioè di un sismometro a stazione singola in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), in un ampio intervallo di frequenze (0.1-100 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 10-20 minuti). Il moto indotto nel terreno viene misurato in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z), secondo il passo di campionamento impostato dall'operatore. Le misure registrate vengono poi elaborate e restituite graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, dove H è la media delle misure lungo X e Y) e spettri V (componente verticale del moto in funzione della frequenza).

Attraverso la tecnica HVSR è possibile:

- valutare in maniera quantitativa gli effetti di sito (risposta sismica locale e suscettibilità alla liquefazione del terreno);
- ricavare il profilo delle velocità delle onde S con la profondità e calcolare il parametro V_{s30} ;
- analizzare la vulnerabilità sismica degli edifici, esistenti o in progetto.

EFFETTI DI SITO. RISPOSTA SISMICA LOCALE

Le onde di taglio (S) sono le principali responsabili delle lesioni che subiscono gli edifici durante un evento sismico. Infatti, mentre le onde di compressione (P) agiscono sulle sovrastrutture in direzione prevalentemente verticale (moto sussultorio), le onde S sollecitano le stesse con forze di taglio lungo il piano orizzontale (moto ondulatorio), dove gli elementi strutturali sono più vulnerabili. Nelle analisi di pericolosità sismica è quindi fondamentale esaminare in dettaglio in che modo le onde S si propagano. È infatti ampiamente dimostrato che questo tipo di oscillazione durante il percorso verso la superficie può subire un'azione di filtraggio che tende a ridistribuire l'energia associata al treno d'onda, concentrandola in determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali di vibrazione dei terreni attraversati. L'effetto finale è quello di amplificare le onde S che andranno a sollecitare l'opera. Questo fenomeno può essere dovuto sia a particolarità topografiche del sito (amplificazione topografica), come valli sepolte o zone di cresta o di versante in pendii naturali o artificiali, sia a variazioni brusche nelle caratteristiche meccaniche dei terreni attraversati lungo la verticale (amplificazione stratigrafica). Lermo e Chavez-Garcia (1993), basandosi sul lavoro di Nakamura (1989), suggeriscono che lo spettro H/V possa essere visto, a tutti gli effetti, come rappresentativo della funzione di trasferimento del moto sismico dal bedrock alla superficie. Secondo questi Autori quindi le ampiezze dei picchi stratigrafici nello spettro H/V possono essere interpretate direttamente come fattori di amplificazione del moto sismico, almeno per quanto riguarda la componente stratigrafica.

PROFILO VELOCITÀ DELLE ONDE S E CLASSIFICAZIONE DEL SOTTOSUOLO SECONDO IL D.M. 17.01.2018

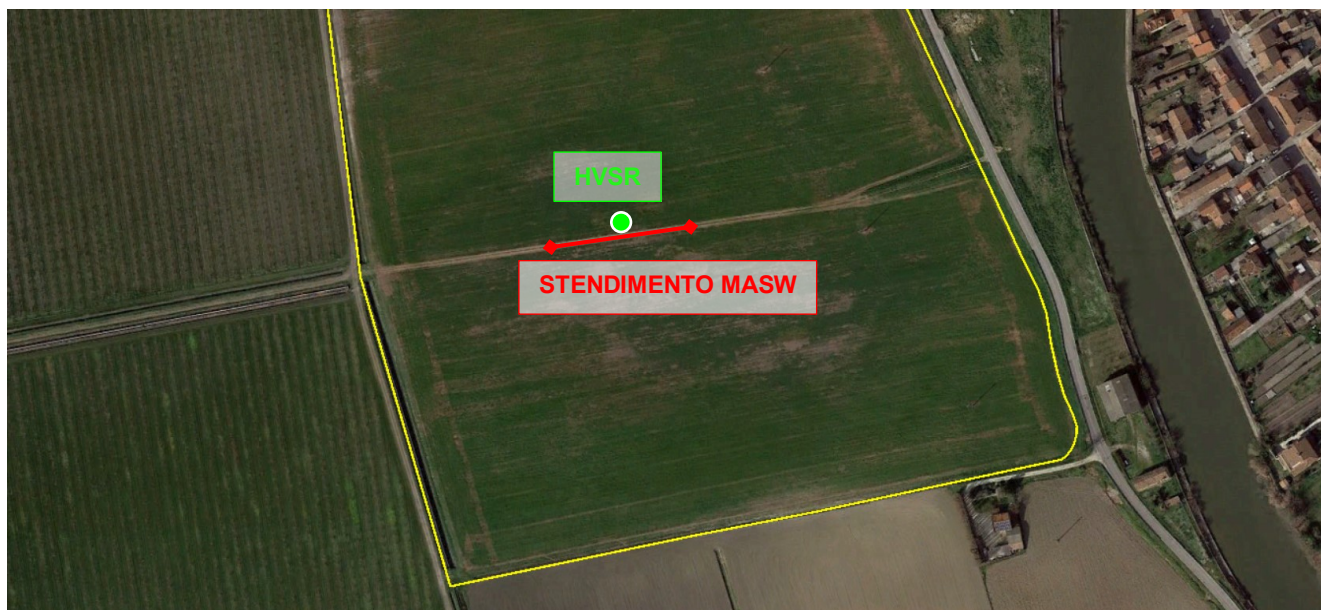
Il D.M. 17.01.2018 suggerisce come riferimento di calcolo dell'amplificazione sismica locale, in particolare della componente stratigrafica, un metodo semplificato basato sulla stima del parametro V_{seq} . Per V_{seq} s'intende la media pesata delle velocità delle onde S negli strati di copertura fino alla profondità H in cui giace il bedrock, caratterizzato da $V_s > 800$ m/s, calcolata secondo la relazione:
Dove H viene posto uguale a 30 m nel caso in cui il bedrock si trovi a una profondità superiore.

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

Sulla base del valore calcolato di V_{seq} vengono identificate 5 classi, A, B, C, D ed E alle quali corrispondono un differente spettro di risposta elastico. Lo schema indicativo di riferimento per la determinazione della classe del sito è il seguente:

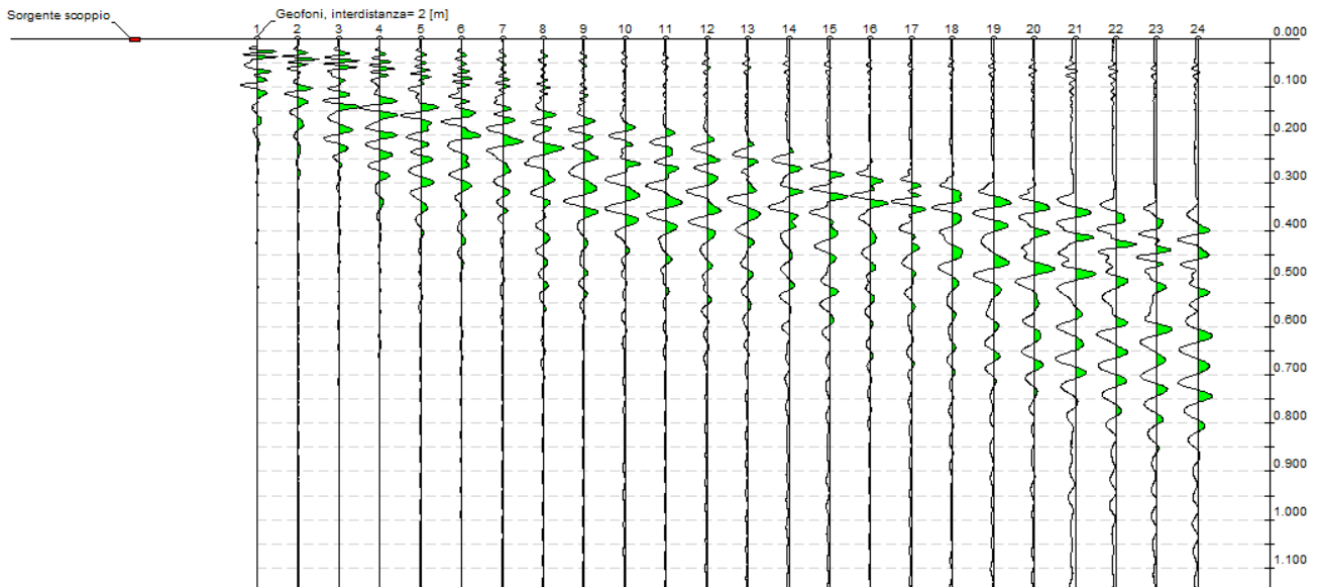
Categ. Sottos.	Descrizione	Spessore (m)	Vs (m/s)
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a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

RISULTATI INDAGINE – CODIGORO (FE)



MASW

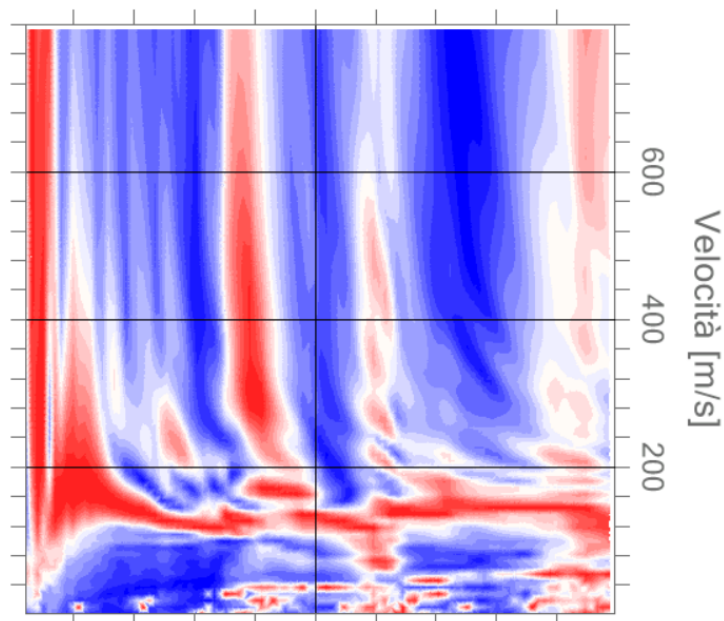
Dato GPS: 44.823233°, 12.107268° (DD° FORMAT WGS 84)
 Data: 14/06/2021
 N. Tracce: 24
 Durata Acquisizione: 2048.0 msec
 Periodo di campionamento: 1.00 msec
 Offset da sorgente: 4,0 m
 Distanza intergeofonica: 2 m



SPETTRO VELOCITÀ DI FASE – FREQUENZE

Frequenze [Hz]

25

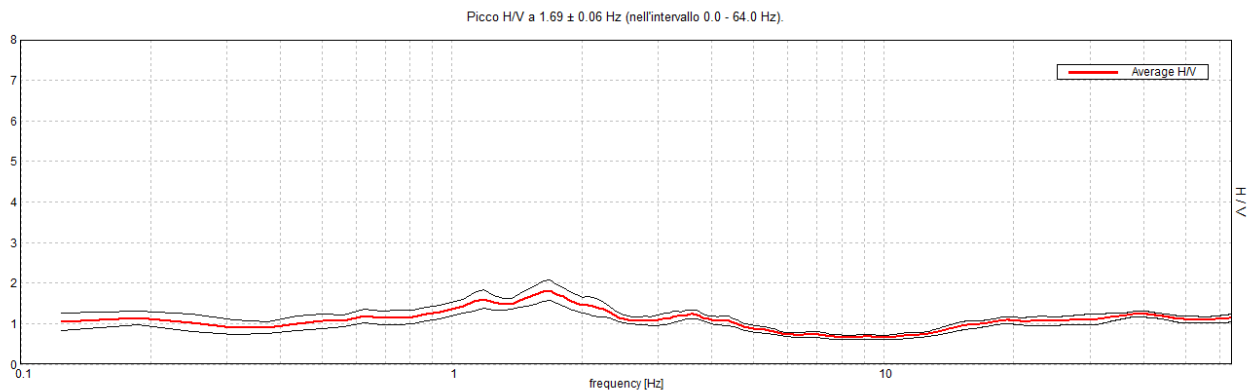


HVSR

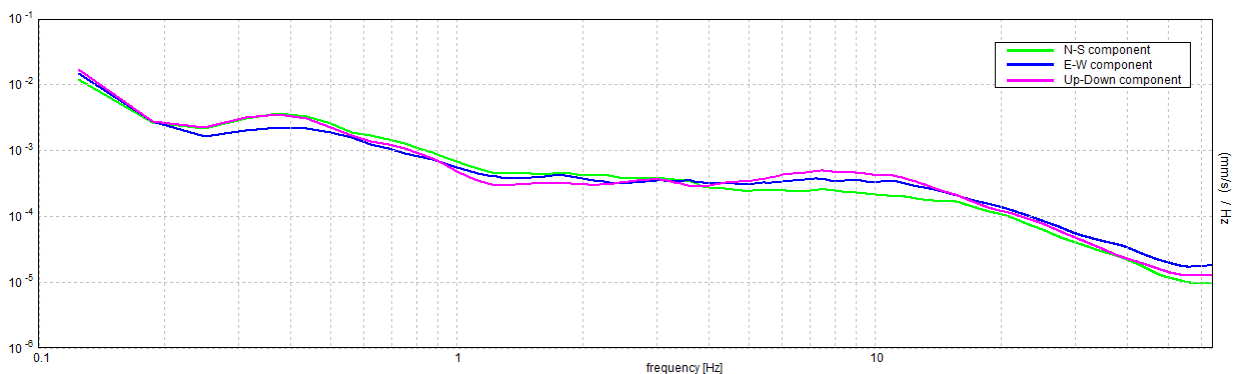
Strumento: TRZ-0018/01-09
 Formato dati: 16 byte
 Fondo scala [mV]: n.a.
 Inizio registrazione: 14/06/21 13:39:27 Fine registrazione: 14/06/21 13:53:27
 Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN
Dato GPS 44.823233°, 12.107268° (DD° FORMAT WGS 84)

Durata registrazione: 0h14'00". Analizzato 72% tracciato (selezione manuale)
 Freq. campionamento: 128 Hz
 Lunghezza finestre: 20 s
 Tipo di lisciamento: Triangular window
 Lisciamento: 10%

RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a 1.69 ± 0.06 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile

$f_0 > 10 / L_w$	$1.69 > 0.71$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$1015.9 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 42	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$			NO
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	4.813 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$1.82 > 2$		NO
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.03831 < 0.05$	OK	
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.06464 < 0.16875$	OK	
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.251 < 1.78$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_f < \varepsilon(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\sigma_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\sigma_A(f) < \theta(f_0)$

Valori di soglia per σ_f e $\sigma_A(f_0)$

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

MODELLO SISMOSTRATIGRAFICO MEDIO

Sismostrato	Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Rapporto di Poisson
1	1.01	1.01	94	0.44
2	5.04	4.03	110	0.44
3	14.83	9.79	140	0.43
4	31.58	16.75	183	0.43
5	Inf.	Inf.	360	0.42

Vs_{eq} (0.0-30.0) = 150 m/s

CATEGORIA DI SOTTOSUOLO (D.M. 17/01/2018): D

Moniga del Garda (BS), 19/07/2021

IL TECNICO
DOTT. GEOL. STEFANO SALVI



PROJECT: SONDAGGIO MINARELLI

DATE: 14/06/2021
Drill: ATLAS 52
Prepared by:

GEOTECHNICAL BOREHOLE LOG
Elevation:
Location: CODIGORO (FE)

S4

Depth (m)	Technical log & Sampling	Ground water table	Stratigraphy	Soil Description & Classification	Classification	Depth (m)	Standard Penetration Test	Grain size analysis					Atterberg lim.			Physical Characteristics						Vane Test		Shear Test		Triaxial Compression Test				1D Consolidation Test					Depth (m)
								Gravel	Sand	Fines < 76 µm	Clay < 2 µm	% Organics	Liquit limit WL	Plastic limit WP	Plasticity index IP	Water content w%	Bulk density g	Dry density gd	Spec. density G	Void ratio e	Saturat. degree Sr%	Cu	Cu,r (remoulded)	Strength (kPa) qu	phi' deg	c' kPa	Test type	phi deg	c kPa	phi' deg	c' kPa	Cc	Cs	Cv cm²/s	
1		1. D	0.50	LIMO ARGILLOSO GRIGIO SCURO		1		0.0	1.1	98.9		71.0	31.0	40.0	41.4	17.7							26.0	13.0									1		
2				ARGILLA LIMOSA GRIGIA CON INTERCALAZIONI SABBIOSE		2																											2		
3				ARGILLA LIMOSA GRIGIA MOLTO SOFFICE		3																											3		
4						4																											4		
5						5																											5		
6				LIMO SABBIOSO ARGILLOSO GRIGIO SCIOLTO		6																											6		
7						7																											7		
8				ARGILLA LIMOSA GRIGIA MOLTO SOFFICE		8																											8		
9						9																											9		
10						10																											10		
11						11																											11		
12				LIMO SABBIOSO ARGILLOSO GRIGIO SCIOLTO CON INTERCALAZIONI ARGILLOSE		12																											12		
13						13																											13		
14				ARGILLA LIMOSA GRIGIA MOLTO SOFFICE		14																											14		
15						15																											15		
16						16																											16		
17						17																											17		
18						18																											18		
19						19																											19		
20						20																											20		
21						21																											21		
22						22																											22		
23						23																											23		
24				SABBIA LIMOSA GRIGIA		24																											24		
25			25.00			25																											25		

25.00 m : End of borehole.

Scaled to fit

ABBREVIATIONS

D: Disturbed core barrel sample
C: Dry core barrel sample
U: Undisturbed stationary double tube sample
N: Split spoon sample

g: Bulk density (kN/m³)
gd: Dry density (kN/m³)
G: Specific density (kN/m³)
Cu - Cu,r: Undrained strength from VST (kPa)
qu: Unconfined compression strength (kPa)

CU: Consolidated sample, undrained loading conditions
UU: Unconsolidated sample, undrained loading conditions
CUPP: Consolidated sample, undrained loading conditions with pore pressure measurements
CD: Consolidated sample, drained loading conditions
phi, c: Friction angle, cohesion (total values)

phi', c': Friction angle, cohesion (effective values)
Cc, Cs: Compression index (loading, unloading)
Cv: Consolidation coefficient
M: Compression modulus
Pc: Effective preconsolidation stress

S4 – CODIGORO – MINARELLI



0 5 5 10 10 15 m



15 20 20 25 m



CERTIFICATO N° **120766**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 05/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Sond.: **S4**Campione: **A**Prof.: **0,60-1,00****CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA**

Tipologia campione: rimaneggiato contenuto in sacchetto

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

Pocket Pent.: ND kPa

Torvane: ND kPa

Classificazione UNI 11531-1: classe **A7-5**lg **20**Classificazione USCS: **ND**Prove eseguite: - umidità naturale
- massa volumica naturale
- limiti di Atterberg
- granulometria per setacciatura
- taglio diretto CD

legenda: ND = NON DETERMINATO

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

CERTIFICATO N° **120767**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 05/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Sond./Prel.: **S4**Campione: **A**Prof.: **0,60-1,00****CONTENUTO D'ACQUA**

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

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

	prov. 1	prov. 2
id.tara	---	---
massa umida lorda	g 732,95	g 682,16
massa secca lorda	g 546,97	g 510,14
tara	g 95,17	g 97,50
W%	41,164	41,688
media		
W %	41,4	

note:

Sperimentatore
Dott. A. TodescoDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

**CERTIFICATO N° 120768**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 15/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Sond./Prel.: S4

Camp.: A

Prof.: 0,60-1,00

MASSA VOLUMICA

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

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

	prov. 1	prov. 2
diametro	mm 60,3	mm 60,3
altezza	mm 29,4	mm 29,4
massa lorda	g 321,56	g 321,35
tara	g 170,33	g 170,33
massa netta	g 151,23	g 151,02
ρ kN/m ³	17,66	17,64
ρ Mg/m ³	1,801	1,799

media

 ρ kN/m³ 17,65
 ρ Mg/m³ 1,800

note:

eseguito con il metodo della fustella tarata su spezzone di carota

Sperimentatore
Perito A. FioreDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120769**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 09/07/21

COMMITTENTE: **TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)**CANTIERE: **Codigoro - Minarelli**Sond./Prel.: **S4**Campione: **A**Prof.: **0,60-1,00****LIMITI DI ATTERBERG**

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

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

Provino: terreno naturale passante al vaglio 0,4 mm con metodo a umido

Metodo di prova WL: Cucchiaino di Casagrande

LIMITE DI LIQUIDITA'

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	13	35	50
massa umida lorda g	29,276	22,456	32,648
massa secca lorda g	23,418	18,359	27,043
tara g	15,714	12,544	18,852
numero colpi	15	27	34
WL%	76,04	70,46	68,43

WL % **71****LIMITE DI PLASTICITA'**

	prov. 1	prov. 2	prov. 3
id. tara	11	73	71
massa umida lorda g	14,634	15,101	15,023
massa secca lorda g	14,163	14,564	14,508
tara g	12,633	12,808	12,823
WP%	30,78	30,58	30,56

WP % **31****INDICE DI PLASTICITA'****IP** **40**

w%

Indice di consistenza (I_c)

cucchiaino Casagrande Controls n° 87121946

note:

Sperimentatore
Dott. L. SinigagliaDirettore Laboratorio
Dott. Pietro Daminato

CERTIFICATO N° **120770**

pag. 1/1

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 08/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Prelievo del: **S4**

Campione: **A**

Prof.: **0,60-1,00**

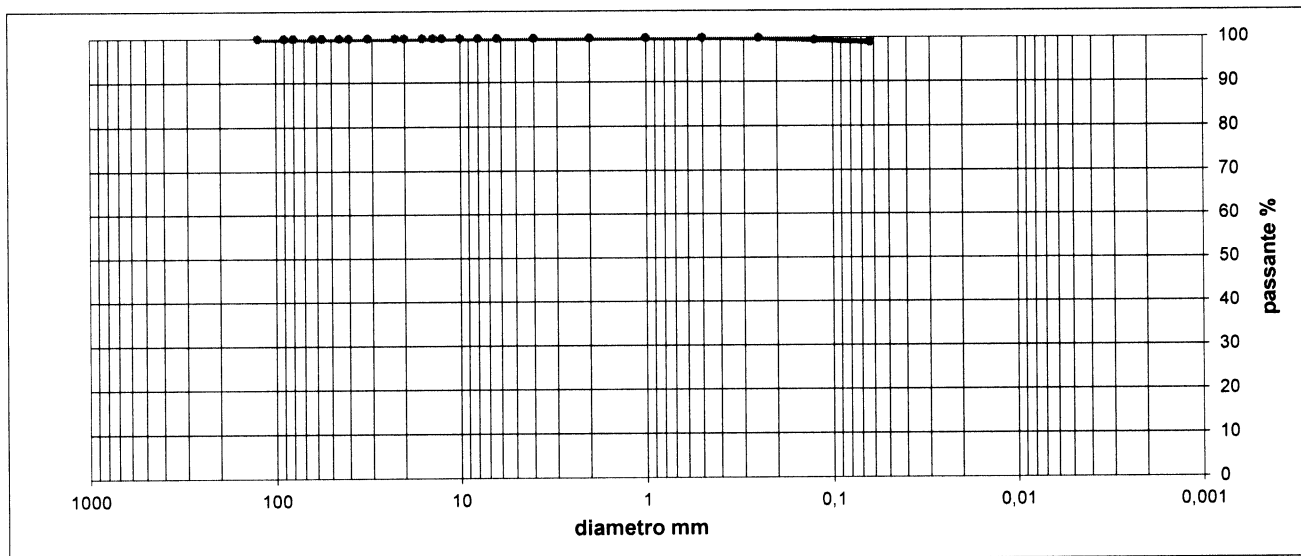
ANALISI GRANULOMETRICA

(norma: UNI EN 933-2)

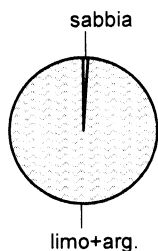
diametro mm	passante %
125,00	100,00
90,00	100,00
80,00	100,00
63,00	100,00
56,00	100,00
45,00	100,00
40,00	100,00

diametro mm	passante %
31,50	100,00
22,40	100,00
20,00	100,00
16,00	100,00
14,00	100,00
12,50	100,00
10,00	100,00
8,00	100,00

diametro mm	passante %
6,30	100,00
4,00	100,00
2,00	100,00
1,00	99,99
0,50	99,98
0,25	99,91
0,125	99,39
0,063	98,87



ciottoli	ghiaia			sabbia			limo+argilla
	grossa	media	fine	grossa	media	fine	
> 63 mm	63 - 20 mm	20 - 6 mm	6 - 2 mm	2 - 0,6 mm	0,6 - 0,2 mm	0,2 - 0,063 mm	< 0,063 mm
0,00	0,00	0,00	0,00	0,02	0,07	1,04	98,87



classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

UNI 11531-1 **A7-5**

Ig **20**

USCS **---**

Sperimentatore
Perito **A. Fiore**

Direttore Laboratorio
Dott. **Pietro Daminato**

Rapporto di Prova N. **120771**

pag. 1/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 15/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Prelievo del: **S4**Campione: **A**Prof.: **0,60-1,00****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

(norma: UNI CEN ISO/TS 17892-10)

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

Classificazione geotecnica: limo argilloso grigio scuro

Provini: provini ricavati da spezzone di carota

σ_v kPa	γ_i kN/m ³	w_i %	h_c mm	γ_f kN/m ³
50	17,66	41,4	25,74	20,18
100	17,64	41,4	26,50	19,57
200	17,50	41,4	27,40	18,78

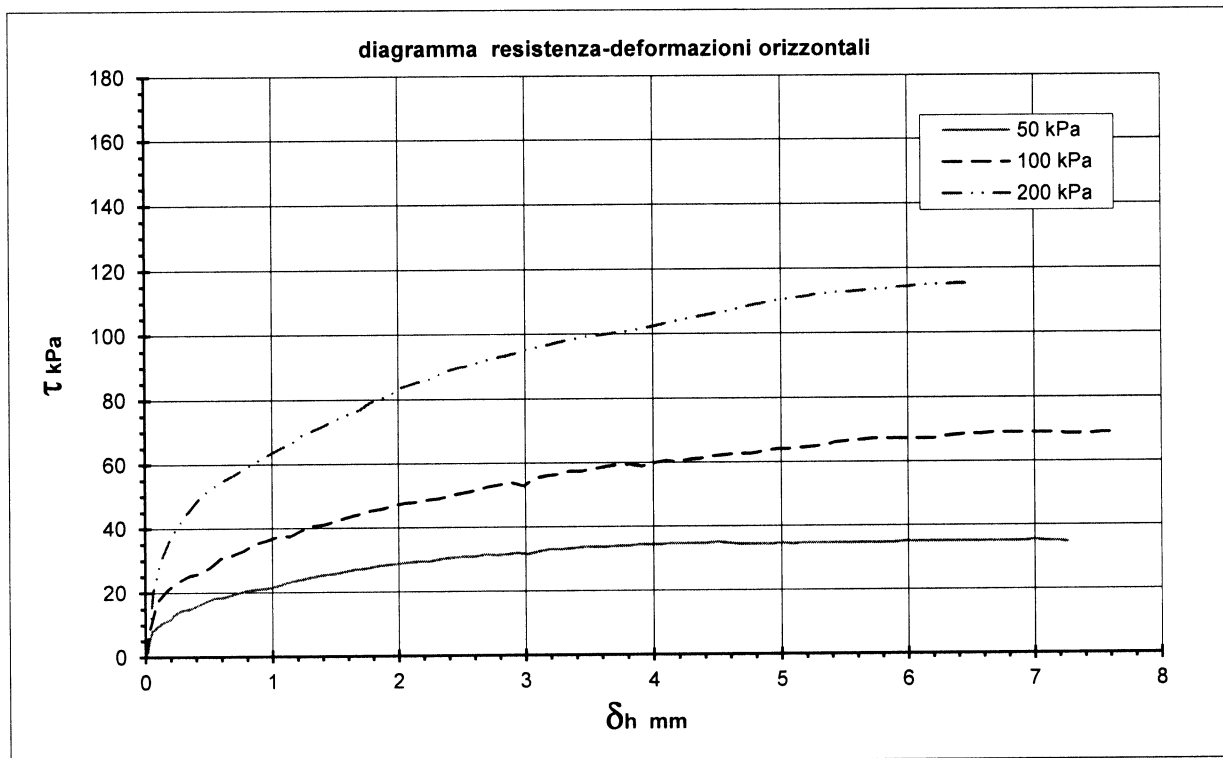
dimensioni del provino:

 ϕ : 60.0 mm

h: 29,4 mm

area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min



Strumentazione

DS4 n° 541425; DS5 n° 627119; DS6 n° 627113

Sperimentatore

Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio:

Dott. Pietro Daminato

Rapporto di Prova N. **120771**

pag. 2/2

emesso il 12/07/21

Verbale di Accettazione n. 17321

data ricevimento campione 29/06/21

data prova 15/07/21

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Prelievo del: **S4**

Campione: **A**

Prof.: **0,60-1,00**

Provino 1		50 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,97	34,32
0,05	8,05	4,05	34,32
0,13	10,51	4,14	34,67
0,21	11,91	4,23	34,67
0,22	12,96	4,32	34,67
0,28	14,36	4,41	34,67
0,36	15,06	4,50	35,02
0,45	16,81	4,59	34,67
0,54	18,21	4,68	34,32
0,63	18,56	4,77	34,32
0,72	19,61	4,85	34,32
0,80	20,66	4,93	34,32
0,89	21,01	5,01	34,67
0,97	21,36	5,09	34,32
1,05	22,06	5,18	34,67
1,13	23,11	5,27	34,67
1,21	23,81	5,36	34,67
1,30	24,51	5,45	34,67
1,39	25,21	5,54	34,67
1,49	25,56	5,63	34,67
1,58	26,26	5,72	34,67
1,66	26,96	5,80	34,67
1,75	27,31	5,88	34,67
1,83	28,01	5,96	35,02
1,91	28,36	6,04	35,02
1,99	28,71	6,13	35,02
2,07	29,06	6,22	35,02
2,16	29,41	6,31	35,02
2,24	29,41	6,40	35,02
2,33	30,11	6,50	35,02
2,42	30,46	6,59	35,02
2,52	30,81	6,67	35,02
2,61	30,81	6,76	35,02
2,69	31,52	6,84	35,02
2,78	31,16	6,92	35,02
2,86	31,52	7,00	35,37
2,94	31,87	7,09	35,02
3,02	31,52	7,17	35,02
3,10	32,22	7,26	34,67
3,19	32,92		
3,28	32,92		
3,37	33,27		
3,46	33,62		
3,55	33,62		
3,64	33,62		
3,73	33,97		
3,81	33,97		
3,89	34,32		

Provino 2		100 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	4,29	60,93
0,03	8,05	4,38	61,28
0,10	17,16	4,48	61,98
0,18	21,01	4,57	62,33
0,26	23,46	4,67	62,68
0,35	25,21	4,77	62,68
0,43	25,91	4,86	63,38
0,50	27,66	4,96	64,08
0,59	30,46	5,06	64,08
0,68	31,52	5,15	64,43
0,77	32,92	5,25	64,78
0,86	35,02	5,34	65,13
0,96	36,07	5,43	66,18
1,05	37,47	5,53	66,53
1,14	37,47	5,63	66,88
1,23	39,22	5,73	67,23
1,32	40,62	5,83	67,23
1,41	40,97	5,92	67,23
1,49	42,02	6,02	67,23
1,59	43,07	6,12	67,23
1,68	44,12	6,21	67,23
1,78	45,17	6,30	67,93
1,87	45,87	6,39	68,28
1,97	46,92	6,49	68,63
2,06	47,62	6,58	68,63
2,15	47,97	6,68	68,98
2,24	48,67	6,78	68,98
2,33	49,02	6,87	68,98
2,42	50,07	6,97	68,98
2,51	50,77	7,07	68,98
2,61	51,47	7,16	68,98
2,70	52,53	7,25	68,63
2,79	53,23	7,35	68,63
2,89	53,93	7,44	68,63
2,99	52,88	7,53	68,98
3,08	55,33	7,63	68,98
3,17	56,03		
3,26	56,38		
3,35	57,43		
3,44	57,43		
3,54	58,13		
3,63	58,83		
3,72	59,18		
3,82	59,53		
3,91	58,83		
4,01	59,88		
4,10	60,58		
4,19	60,23		

Provino 3		200 kPa	
mm	kPa	mm	kPa
0,00	0,00	3,51	99,34
0,02	1,72	3,59	99,76
0,03	7,18	3,67	100,08
0,06	20,06	3,75	100,53
0,12	29,62	3,83	101,02
0,19	35,79	3,91	101,72
0,25	40,55	3,99	102,32
0,33	44,51	4,07	103,02
0,39	48,01	4,15	103,79
0,46	50,77	4,23	104,42
0,54	52,91	4,31	105,05
0,62	54,87	4,39	105,58
0,69	56,55	4,48	106,24
0,77	58,37	4,57	106,80
0,85	60,09	4,63	107,47
0,92	61,98	4,71	108,20
1,00	63,45	4,78	108,83
1,08	65,13	4,87	109,50
1,15	66,39	4,95	110,16
1,23	68,81	5,04	110,55
1,31	70,17	5,11	111,04
1,39	71,40	5,19	111,39
1,46	72,90	5,27	111,91
1,54	74,34	5,35	112,19
1,62	75,60	5,43	112,65
1,70	76,76	5,51	112,79
1,77	78,89	5,58	112,93
1,85	80,01	5,66	113,21
1,92	80,99	5,74	113,49
2,00	83,37	5,82	113,66
2,08	84,32	5,90	114,08
2,16	85,30	5,98	114,29
2,24	86,00	6,06	114,61
2,32	87,51	6,14	114,92
2,40	88,94	6,22	114,99
2,48	89,75	6,31	115,10
2,56	90,41	6,39	115,31
2,64	91,36	6,47	115,31
2,71	92,20	6,54	115,45
2,79	93,00		
2,87	93,63		
2,95	94,55		
3,03	95,49		
3,11	96,16		
3,19	96,89		
3,27	97,66		
3,35	98,29		
3,43	98,85		

Sperimentatore: Perito A. Fiore

Direttore Laboratorio: Dott. Pietro Daminato

E' VIETATA LA RIPRODUZIONE PARZIALE DEL PRESENTE CERTIFICATO DI PROVA SENZA AUTORIZZAZIONE SCRITTA DELLA GEODATA s.a.s.

COMMITTENTE: TECNO GEOLOGIA - Moniga del Garda (BS)

CANTIERE: Codigoro - Minarelli

Prelievo del: **S4**Camp.: **A**Prof.: **0,60-1,00****PROVA DI TAGLIO DIRETTO**

Tipo di prova: C.D. Consolidata Drenata con cella circolare di Casagrande

natura del terreno: limo argilloso grigio scuro

tipo di campione: provini ricavati da spezzone di carota

dimensioni del provino: ϕ : 60.0 mm h: 29,4 mm area: 2856 mm²

velocità di prova: 0,008 mm/min data di prova: 15.07.21

σ_v kPa	τ kPa	def. mm	γ_i kN/m ³	wi %	hc mm	γ_f kN/m ³
50	35,0	6,04	17,66	41,4	25,74	20,18
100	67,2	6,02	17,64	41,4	26,50	19,57
200	114,6	6,06	17,50	41,4	27,40	18,78

INTERPRETAZIONE DELLA PROVA DI TAGLIO DIRETTO $\phi' = 26,0$ gradi $c' = 13$ kPa**diagramma resistenza-p pressione verticale**