

IMPIANTO DI PRODUZIONE
BIOMETANO AVANZATO IN
FORMA GASSOSA (CNG)
MEDIANTE BIODIGESTIONE
ANAEROBICA DI RIFIUTI
ORGANICI, CON RECUPERO CO₂ E
FERTILIZZANTE, DA REALIZZARE
NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI
OSTELLATO (FE) IN AREA
INDIVIDUATA AL FOGLIO 59
PARTICELLA 97 DI COMPLESSIVI
MQ 34.049



REGIONE
EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA
DI FERRARA

COMUNE DI
OSTELLATO

RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE: ADRIAMET s.r.l.

PROGETTAZIONE DEFINITIVA:

STAMNOS MOBILITY® s.r.l.

DICIEMBRE LEGA S.L.U.



DOC.

02

Aprile 2021

Rev. 01 – giugno 2022

Rev.

Rev.

Rev.

IMPIANTO DI PRODUZIONE DI BIOMETANO AVANZATO IN FORMA GASSOSA (CNG) MEDIANTE BIODIGESTIONE ANAEROBICA DI RIFIUTI ORGANICI, CON RECUPERO DI FERTILIZZANTE E CO₂. DA REALIZZARE NEL TERRITORIO DEL COMUNE DI Ostellato (FE) IN AREA INDIVIDUATA AL FOGLIO 59, PARTICELLA 97 DI COMPLESSIVI MQ 34.049



REGIONE
EMILIA ROMAGNA

PROVINCIA
DI FERRARA

COMUNE DI
OSTELLATO

RELAZIONE GEOLOGICA

PROGETTO DEFINITIVO

PROPONENTE: ADRIAMET S.R.L.

PROGETTAZIONE DEFINITIVA:

SGI INGEGNERIA S.R.L.



DOC.
02

Aprile 2021

Rev.

Rev.

Rev.

Rev.

RELAZIONE GEOLOGICO-TECNICA E SISMICA

Committente: **Adriamet S.r.l.**

Oggetto: **RELAZIONE**

Località: Via Donatello,
Corte Centrale, Ostellato (FE)

Data: Dicembre 2020



Redazione progetto:

Dott. Geol. Linda Collina

n° archivio 208-2020



Via Felice Gioelli, 30 - 44122 Ferrara
tel. 0532/770108 - fax. 0532/775279
C.F. e Partita IVA 01682020381
e-mail info@sgi-ingegneria.it
internet: www.sgi-ingegneria.it

SOMMARIO

1	INTRODUZIONE	2
1.1	Premessa.....	2
1.2	Normativa di riferimento.....	2
1.3	Documentazione consultata, raccolta e/o elaborata	3
2	INQUADRAMENTO AREA D'INDAGINE	4
2.1	Localizzazione dell'area	4
2.2	Inquadramento geologico-geomorfologico generale	6
2.3	Inquadramento idrogeologico generale.....	9
2.4	Sismicità	11
3	INDAGINI ESEGUITE	12
3.1	Prove Penetrometriche Statiche con piezocono (CPTU e SCPTU).....	13
3.1.1	Strumentazione utilizzata.....	13
3.1.2	Risultati delle prove.....	15
4	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE	17
4.1	Classificazione sismica del sito	17
4.2	Magnitudo di riferimento	20
4.3	Classificazione sismica del sottosuolo secondo il DM 17/01/2018	22
5	VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE.....	24
5.1	Generalità sul fenomeno	24
5.2	Valutazione del rischio di liquefazione del sito	24
5.2.1	Valutazione del rischio di liquefazione del sito	27
6	STIMA DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO	30
6.1	Premessa.....	30
6.2	Parametri e coefficienti sismici determinati in base al D.M. 17/01/18.....	30

1 INTRODUZIONE

1.1 Premessa

Su incarico dell'azienda Adriamet S.r.l., con sede in Corso Porta Reno 115 a Ferrara (FE), è stata eseguita un'indagine in situ finalizzata ad indagare le caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni di fondazione nei pressi di un'area localizzata in Via Donatello, in località Corte Centrale nel Comune di Ostellato (FE), nell'ambito del progetto di costruzione di un impianto di biometano.

A tal fine sono state eseguite:

- n°3 **prove penetrometriche statica con piezocono (CPTU)** approfondite sino a -20,00 metri dall'attuale piano campagna;
- n°1 **prova penetrometrica statica con piezocono sismico (SCPTU)** approfondita sino a -30,00 metri dall'attuale piano campagna.

1.2 Normativa di riferimento

Il presente studio è stato svolto in riferimento alle indicazioni fornite dal quadro normativo nazionale e regionale di seguito descritto.

- **D.M. LL. PP. 11/3/88** *"Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce"*
- **OPCM n. 3274 del 20/3/03** *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*;
- **DGR Emilia Romagna del 21 luglio 2003** con oggetto: Prime disposizioni di attuazione dell'OPCM n. 3274/2003 recante *"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"*, con particolare riferimento all'allegato A, *"Classificazione sismica dei comuni dell'Emilia Romagna"*;
- **OPCM n. 3316 del 20/10/2003** *"Modifiche ed integrazioni all'ordinanza n. 3274 del 20/3/03"*;
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio Servizio Sismico Nazionale. Nota esplicativa dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20/3/03. Data: 4 giugno 2003;
- Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri n. 3431 del 3/5/05;
- **Delibera di Giunta Regionale n. 1302 del 10 settembre 2012** *"Approvazione dei criteri per gli studi di microzonazione sismica ed assegnazione e concessione dei contributi di cui all'OPCM 4007/2012 a favore degli Enti locali"*;
- **Delibera di Giunta Regionale n. 2193 del 21 dicembre 2015** *"Aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica" di cui alla Deliberazione dell'Assemblea Legislativa 2 maggio 2007, n. 112"*;
- **D.M. 17 gennaio 2018** – Aggiornamento delle *"Norme Tecniche per le Costruzioni"*;
- **Delibera della Giunta Regionale n. 1164 del 23 Luglio 2018** *"Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia Romagna"* BURERT n. 263 del 08/08/2018 periodico (parte seconda);

- **Delibera della Giunta Regionale n. 630 del 29/04/2019.** “Atto di coordinamento tecnico sugli studi di microzonazione sismica per la pianificazione territoriale e urbanistica”.

Fra le norme sopra elencate di particolare importanza per lo studio in oggetto sono:

- l'OPCM n. 3274 del 20/3/03: classifica il territorio nazionale in zone sismiche con 4 livelli di pericolosità;
- DGR n. 2193 del 21/12/2015 aggiornata dalla DGR 630 del 29/04/2019: rappresenta l'aggiornamento degli indirizzi regionali per gli studi di Microzonazione sismica (MS) per la pianificazione urbanistica.
- D.M. 17 gennaio 2018: noto come testo unico delle costruzioni, che disciplina la progettazione, esecuzione, collaudo e manutenzione delle costruzioni, sia in zona sismica che in zona non sismica; fornisce inoltre disposizioni riguardo all'azione sismica di progetto.

1.3 Documentazione consultata, raccolta e/o elaborata

Nelle seguenti tabelle è riportato l'elenco della documentazione elaborata ai fini della redazione della presente relazione; come precisato nelle stesse tabelle, alcuni documenti e/o estratti sono stati allegati.

Tab. 1.1 – Documentazione allegata		
N.	Estremi documenti	Oggetto e/o osservazioni
All. 1	Tabulati SCPTU e CPTU	Elaborato
All. 2	Diagramma di Vs30	
All. 3	Calcolo rischio di potenziale liquefazione	

2 INQUADRAMENTO AREA D'INDAGINE

2.1 Localizzazione dell'area

L'area indagata si trova nel comune di Ostellato (FE), in particolare in via Donatello (ex via G. Vasari), in località Corte Centrale.



Fig. 2.1 – Foto da satellite dell'area di indagine (tratto da Google Earth)



Fig. 2.2 – Particolare dell'area di indagine (tratto da Google Earth)

Il sito è catalogato al Catasto dei Terreni del Comune di Ostellato al Foglio 59, Mappale 97, come mostrato nella figura seguente.



Fig. 2.3 – Classificazione catastale del sito di indagine

2.2 Inquadramento geologico-geomorfologico generale

L'area oggetto di studio rientra nel settore meridionale del grande bacino subsidente padano. Esso è costituito principalmente da sedimenti Olocenici di piana alluvionale, a cui segue in profondità una coltre di sedimenti incoerenti di età Pliocenica e Quaternaria con depositi riferibili a vari ambienti deposizionali, in particolare: marini, deltizi, lagunari, fluviali e palustri. La parte superiore di tali sedimenti è rappresentata da depositi Quaternari continentali in continuità con i sedimenti superficiali, con spessori variabili che raggiungono i valori massimi a SE di Ferrara (circa 200 m.).

In particolare, il territorio in esame è caratterizzato da n. 2 unità geologiche fondamentali:

- a) Unità più profonda costituita da sedimenti depositatisi nei periodi del Miocene superiore e del Pliocene inferiore. I termini più alti sono rappresentati da sabbie ed arenarie con limitate intercalazioni argillose. Alla base vi sono argille e marne con banchi arenacei-marnosi. Questi sedimenti sono deformati da pieghe, faglie inverse e ricoprenti, con assi allungati ad andamento NO-SE;
- b) Unità superiore costituita da sedimenti del Pliocene medio-superiore caratteristici di un ambiente deposizionale marino poco profondo, in progressiva colmazione. La base di questo complesso è situata a profondità variabile. Solo la base del Quaternario presenta generalmente profondità tra 2000 e 2800 m.

L'assetto attuale del territorio ferrarese è conseguenza dell'evoluzione della rete idrografica superficiale, dei fenomeni di subsidenza naturale ed antropica e dell'evoluzione tettonica della Pianura Padana. Le sequenze Quaternarie, relazionate ai depositi costieri, marini e fluvio-deltizi, sono coinvolte in una serie di strutture tettoniche sepolte che costituiscono l'Arco Emiliano e Ferrarese (Pieghe Ferraresi) determinando degli alti e dei bassi strutturali all'interno dei quali sono state depositate le successioni sedimentarie che costituiscono la pianura ferrarese.

La topografia di questa parte della pianura degrada lievemente da ovest verso est, fino alla linea di costa, alternando alti topografici con sedimenti sabbiosi depositati lungo le aste fluviali a depressioni con sedimenti più fini, limoso-argillosi, formati da acque stagnanti, quali quelle delle paludi e dei meandri abbandonati. I dislivelli topografici tra questi due famiglie di depositi sono limitati a pochi metri, e anche se ancora percepibili, modificati dall'attività dell'uomo.

In pianura le caratteristiche morfologiche principali sono senza dubbio legate all'evoluzione del sistema idrografico, che a sua volta viene condizionato dai caratteri climatici e dalle strutture geologiche del sottosuolo.

In particolare, per quanto riguarda la Pianura Padana si può dire che la sua genesi non è stata un fenomeno regolare in quanto si sono alternati nel tempo numerosi episodi di sommersione ed emersione provocati dalle fluttuazioni eustatiche del livello del mare, connesse alle variazioni climatiche.

Ad ogni glaciazione, infatti, il livello del mare si abbassava (regressione) ed emergevano vaste pianure costiere destinate a venire nuovamente sommerse durante le fasi interglaciali, quando il livello del mare tornava ad alzarsi (trasgressione) e le grandi quantità di sedimenti trasportati dai








fiumi colmavano le fasce marine litoranee, determinando un progressivo avanzamento della linea di costa.

L'evoluzione della rete idrografica padana è ovviamente collegata alle suddette variazioni climatiche in quanto dal clima dipendono i processi geomorfologici di erosione, trasporto e sedimentazione dei fiumi. L'ultima glaciazione wurmiana ha praticamente cancellato tutte le tracce morfologiche o idrografiche preesistenti, rimodellando completamente la superficie della pianura. Possiamo dunque porre come data di nascita della configurazione attuale della Pianura Padana l'ultimo periodo postglaciale, durante il quale i corsi d'acqua, originati dallo scioglimento dei ghiacciai, scendevano verso valle con forte capacità erosiva e sedimentavano imponenti quantità di materiali.

E' pertanto corretto affermare che, l'attuale morfologia superficiale della pianura rivela con estrema chiarezza la storia idraulica più recente mentre, solo scendendo in profondità, si possono riconoscere le strutture geomorfologiche di età diverse dalla nostre, che un tempo affioravano, e che poi sono state ribassate dalla subsidenza e ricoperte da spesse coltri di sedimenti legati alle mutate caratteristiche degli ambienti deposizionali (funzione di dinamiche tettoniche intense, di mutamenti dinamici e di spostamento dei corsi dei fiumi). Va qui sottolineato che un grande aiuto alla lettura dell'evoluzione geomorfologica più recente del territorio di pianura deriva infine dalla datazione dei reperti archeologici rinvenibili nei corpi sedimentari più recenti.



Legenda

-  Confini comunali
-  Tracce di migrazione di meandri e di anse fluviali
-  Cordoni litoranei affioranti
-  Cordoni litoranei sepolti
-  Paleoalveo di ubicazione sicura
-  Paleoalveo di ubicazione incerta
-  Depositi di rotta e tracimazione

*Fig. 2.4 – Stralcio carta geomorfologica – Piano Strutturale Comunale Ostellato
(in blu l'area di indagine)*

2.3 Inquadramento idrogeologico generale

L'acquifero Regionale risulta suddiviso in tre grandi gruppi acquiferi (chiamati, dall'alto, A, B e C) separati dall'interposizione di importanti aquitardi. Ogni gruppo acquifero consiste di molti piccoli complessi acquiferi in accordo con il modello di suddivisione gerarchico basato sulla dimensione dei corpi acquiferi e della loro estensione.

Le sequenze sedimentarie della Provincia di Ferrara sono incluse nel Gruppo acquifero A. All'interno di questo Gruppo possono essere identificate cinque Unità Idrostratigrafiche Sequenziali. Queste unità, dalla base al tetto della sequenza, sono chiamate rispettivamente: A4, A3, A2, A1 e A0.

NUOVA STRATIGRAFIA FISICA DEL PLEISTOCENE EMILIANO-ROMAGNOLO									
Unità di sottosuolo		Unità affioranti				ETA' (milioni di anni)		SCALA CRONOSTRATIGRAFICA (milioni di anni)	
Gruppi Acquiferi	Complessi acquiferi								
A	A0	POST TETTONICO	SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO SUPERIORE	AESB 7	~0,12	0,125	PLEISTOCENE SUPERIORE - OLOCENE
	A1								
	A2								
	A3								
	A4								
B		POST TETTONICO	SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO	SISTEMA EMILIANO-ROMAGNOLO INFERIORE	AES1 4	~0,45		PLEISTOCENE MEDIO
C		POST TETTONICO	SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA QUATERNARIO MARINO	SISTEMA QUATERNARIO MARINO INFERIORE	AES2 16	~0,80	0,94	PLEISTOCENE INFERIORE
		POST TETTONICO	SIN TETTONICO	SUPERSISTEMA QUATERNARIO MARINO	SISTEMA QUATERNARIO MARINO INFERIORE	AES1 4	~1,0	1,72	PLEISTOCENE INFERIORE

Fig. 2.5 – Relazione tra le principali unità idrostratigrafiche e stratigrafiche della Regione Emilia Romagna (Molinari et. Al.,2007)

I Gruppi acquiferi più profondi (C e B), sono ospitati nelle formazioni consolidate pre-Plioceniche che, unitamente a quelli rinvenibili nei depositi sabbiosi Pliocenici e Pleistocenici sovrastanti, sono di ambiente lagunare e marino, con acque salmastre o salate, di scarso interesse pratico.

Nelle successioni Oloceniche (Gruppo acquifero A), l'ambiente deposizionale è di tipo continentale e si osserva una successione di livelli a sabbia fine e grossolana, intercalati a livelli argillosi con frequenti tracce di torba.

Il Gruppo Acquifero A è attualmente sfruttato in modo intensivo; il Gruppo Acquifero B è sfruttato solo localmente; il Gruppo Acquifero C, isolato rispetto alla superficie per gran parte della sua estensione, è raramente sfruttato.

Il Gruppo Acquifero di maggiore importanza, ai fini di questo documento, risulta essere il Gruppo A in particolare le porzioni più superficiali dello stesso. Di seguito si riporta una breve descrizione delle cinque unità idrostratigrafiche nelle quali è suddiviso il gruppo acquifero:

- Complesso acquifero A4 e A3: questi sono i due acquiferi più profondi, rispettivamente -90 m s.l.m. (A3) e -100 m s.l.m. (A4) nelle aree di alto strutturale (zona Ovest della provincia di Ferrara), raggiungendo profondità del tetto di -230 m s.l.m. (A3) e -280 m s.l.m. (A4) nel settore Est della Provincia dove gli assi strutturali si approfondiscono in direzione E-NE. In entrambi i complessi, i depositi sabbiosi di delta risultano aggradanti indicando una stasi nell'evoluzione paleogeografica del bacino sedimentario. Questi acquiferi, data la loro profondità, non risultano affetti dal ciclo idrogeologico attuale ed ospitano acque fossili e connate di origine Appenninica ed Alpina.
- Complesso acquifero A2: questo complesso, alla scala locale, può essere suddiviso in due altre unità idrostratigrafiche. La prima chiamata A2-II che si sviluppa da Est verso Ovest ed è contenuta in sabbie marine con profondità massime di -110/-190 m s.l.m. Le geometrie morfo-deposizionali di questo complesso acquifero suggerisce una sostanziale stasi nel sistema fluviale-deltizio. La seconda unità è chiamata A2-I, risulta essere il complesso acquifero con la maggiore estensione della Provincia di Ferrara. Il tetto dell'acquifero, influenzato dagli assi strutturali sepolti, si trova approssimativamente tra -40 m s.l.m. nella porzione Ovest del territorio provinciale approfondendosi fino a -130 m s.l.m. nel settore Est. I depositi di questo complesso sono formati dall'unione di corpi fluviali e canali distributori mostrando una fase progradante del sistema ed una riorganizzazione paleogeografica del bacino sedimentario.
- Complesso acquifero A1: anche in questo caso il complesso acquifero può essere suddiviso in due parti. A1-I il quale consiste essenzialmente in corpi sabbiosi "Würmiani" con una profondità massima di -50/-60 m s.l.m. La parte inferiore, chiamata A1-II, è suddivisa in due porzioni: continentale ad Ovest e marina ad Est. Entrambe raggiungono spessori di 12-15 m. In generale il sistema è stato depositato durante una fase trasgressiva dove l'energia del Fiume Po era troppo bassa per consentire continuità ed amalgamazione tra le sabbie continentali e marine, infatti i sedimenti fini di origine palustre si trovano tra i due depositi sabbiosi.
- Complesso acquifero A0: corrisponde all'acquifero freatico contenuto in sedimenti fluviali di meandro e di canale distributore del Fiume Po nella porzione continentale dell'acquifero (W) ed in sabbie di cordone e duna. Questo acquifero si trova ad una profondità variabile compresa tra i 2 ed i 20/30 m s.l.m., confinante con i depositi fini che suddividono l'acquifero freatico A0 dal primo acquifero confinato A1. Le caratteristiche principali idrodinamiche ed idrochimiche di questo acquifero sono:
 - le acque sotterranee, ovunque, sono connesse con i corpi d'acqua superficiali;
 - la ricarica avviene attraverso le piogge, le acque dei canali e delle lagune, le acque marine ad Est e le acque ad uso irriguo;
 - l'idrodinamica delle acque sotterranee è localmente influenzata dai sistemi di drenaggio e pompaggio.

La falda freatica, considerata per convenzione come un unico elemento, in realtà risulta costituita da un complesso sistema multifalda, a livelli anche non interconnessi.

Nell'area oggetto di studio il livello della falda, misurato rispetto al piano campagna durante l'esecuzione dell'indagine, risulta essere posto come segue.

Tab. 2.1 – Livello falda	
ID	Livello statico della falda da p.c. (m)
SCPTU1	-2,20
CPTU2	-2,10
CPTU3	-2,20
CPTU4	-2,60

2.4 Sismicità

I sovrascorrimenti delle falde profonde appenniniche sono ancora attivi, e sono la zona di origine dei terremoti, i cui ipocentri sono collocati tra i 5 e gli 8 km di profondità, e con meccanismo di fagliazione prevalentemente compressivo.

La sismicità dell'Emilia Romagna può essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IXX grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5) sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico.

I maggiori terremoti occorsi in epoca storica nel ferrarese sono stati il terremoto di Ferrara del 1346 e con una intensità di 7.5 gradi della scala Mercalli, stimata di magnitudo 5.81 della scala Richter; ed il terremoto dei Ferrara del 1570 con una intensità di 7.5 gradi della scala Mercalli, stimata di magnitudo 5.48 della scala Richter. Tali eventi storici sono perfettamente congruenti con i recenti sismi del 20 e 29 maggio 2012, che confermano l'intensità sismica dell'areale emiliano romagnolo.

Nella tabella sottostante sono riportati i terremoti storici più intensi verificatisi in un raggio di 30 chilometri dal baricentro del sito oggetto di studio, come registrati nel Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani 2004.

Anno	Areale	Lat	Lon	Maw	Io
1346	Ferrara	44.920	11.020	5.81	75
1796	Emilia orientale	44.620	11.670	5.63	70
1570	Ferrara	44.820	11.630	5.48	75
1624	Argenta	44.650	11.850	5.43	75
1399	Modenese	44.470	11.070	5.4	70
1455	Bolognese	44.400	11.250	5.37	75
1455	Media valle del Reno	44.420	11.270	5.18	70

3 INDAGINI ESEGUITE

Nell'area di indagine sono state eseguite le prove riportate nella seguente tabella.

Tab. 3.1 – Indagini svolte

N.	Data di esecuzione	Tipologia Indagine	Scopo
PROVE PENETROMETRICHE STATICHE CON PIEZOCONO			
1	16-17/12/2020	n°3 CPTU	<p>Caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni tramite misura della resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante per la misura</p> <ul style="list-style-type: none"> • lo sforzo necessario per la penetrazione della punta: qc; • l'attrito che si sviluppa sul manicotto posto al di sopra della punta: fs. <p>Tali prove, sono state eseguite al fine di verificare:</p> <ul style="list-style-type: none"> • la capacità portante dei terreni fondali • verifica eventuale rischio sismico <p>La punta è inoltre munita di un settore poroso e relativo trasduttore (piezocono) per la misurata della pressione dell'acqua interstiziale nei pori durante l'avanzamento: u</p>
2		n°1 SCPTU	<p>La strumentazione è analoga a quella indicata per le prove CPTU inoltre ad ogni metro di profondità viene sospesa l'infissione del piezocono e dopo aver generato vibrazioni artificiali vengono registrati i relativi segnali sismici.</p>

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

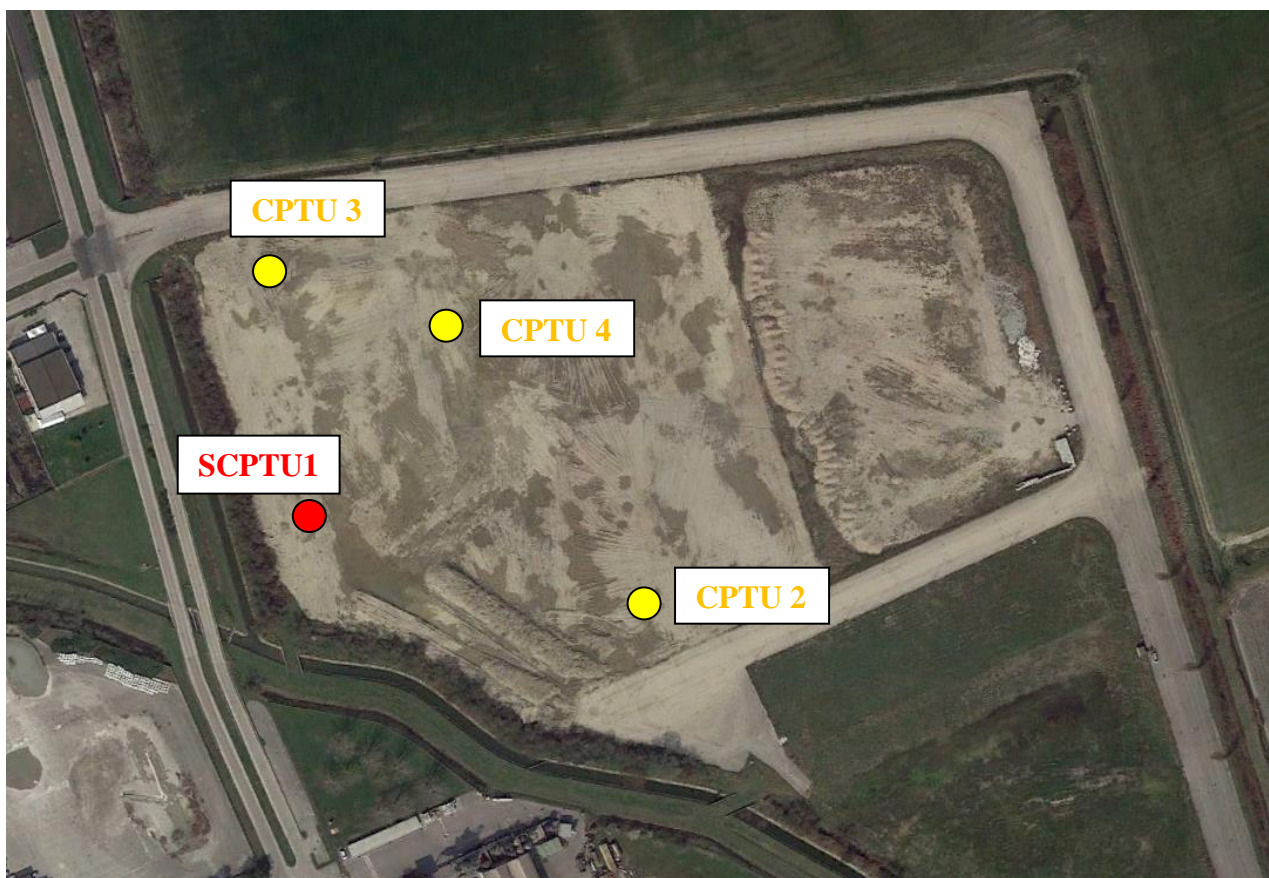


Fig. 3.1 – Ubicazione indagini eseguite

3.1 Prove Penetrometriche Statiche con piezocono (CPTU e SCPTU)

Le prove penetrometriche con piezocono permettono di acquisire, grazie ad una spinta continua come per le prove CPT, la q_c (resistenza alla punta) e la f_s (resistenza laterale), il sistema acquisisce inoltre le pressioni neutre, l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta) tramite l'utilizzo di un piezocono sismico. Quest'ultimo è costituito da un penetrometro a punta munita di sensori con una parte in materiale poroso per la misura della pressione dei pori. La pressione indotta dalla punta produce un incremento della pressione interstiziale u , che viene dissipata più o meno rapidamente secondo la permeabilità degli strati. Il grafico relativo permette di riconoscere la diversa natura degli strati, più permeabili con basso incremento della u , meno permeabili con forte incremento della u .

3.1.1 Strumentazione utilizzata

Le prove penetrometriche sono state eseguite con penetrometro Deep Drill SP200 munito di piezocono tecnopenta modello G1-CPLS. Nella tabella seguente si riportano le caratteristiche.



Fig. 3.2 – Penetrometro Deep Drill SP200

Tab. 3.2 – Caratteristiche penetrometro

Penetrometro Deep Drill SP200

- **Gruppo motore:** Centralina oleodinamica dotata di motore a scoppio, 4 tempi, 22Hp di potenza, marca Koeler ad avviamento elettrico. Il gruppo permette sia il movimento della strumentazione che il funzionamento della stessa.
- **Chiave idraulica:** Potenziate, scorrenti su guide in acciaio, permettono l'infissione delle coclee senza nessuno sforzo da parte dell'operatore.
- **Sistema d'infissione:** In acciaio, è costituito da due cilindri oleodinamici a doppio effetto e da una trave in acciaio di collegamento e contrasto.
- **Sistema di misura:** Idraulico, con lettura diretta dei valori di $R_p - R_l - R_t$ su due manometri ad alta precisione ed a scala differenziata o su display elettronico mediante cella di carico elettrica.
- **Centralina oleodinamica:** Kg 065
- **Apparato d'infissione:** Kg 190
- **Sistema di misura:** Kg 005
- **Peso complessivo SP200 SM:** Kg 1010

I sensori e le celle di carico sono in grado di rilevare:

- Q_c (resistenza alla punta)
- F_s (attrito laterale)
- U (pressione neutra)
- Inclinazione (2 assi)
- Velocità di avanzamento Temperatura

Monta un accelerometro 3D adatto a percepire le onde sismiche che unito alla centralina D1-CPL Blue, permette di eseguire prove sismiche per il calcolo del V_{s30} .

3.1.2 Risultati delle prove

I dati acquisiti con la prova sono stati elaborati con il programma CPeT-IT v.1.6 della Geologismiki Geotechnical Software. Tale programma permette una facile interpretazione dei dati acquisiti con le prove ed esegue interpretazioni sulla base delle condizioni di comportamento del suolo (SBT: Soil Behaviour Type) e vari altri parametri geotecnici basati sulle correlazioni pubblicate da Lunne, Robertson and Powell (1997) e i più recenti aggiornamenti del professor Robertson.

In particolare, nelle tabelle seguenti vengono riportate per le indagini effettuate la descrizione delle caratteristiche litologiche ed il valore di alcuni parametri geotecnici, di validità orientativa, individuati attraverso correlazioni e bibliografia.

In particolare i parametri geotecnici riportati sono:

M: modulo edometrico (kg/cm²)

E_s: Modulo di elasticità longitudinale o modulo di Young (kg/cm²);

G₀: Modulo di taglio massimo (kg/cm²);

Su: Coesione non drenata (kg/cm²);

Dr: Densità relativa (%);

φ: Angolo d'attrito interno (°);

Y': Peso di Volume (t/m³).

Per maggiori dettagli si vedano i report in allegato 1.

Si sottolinea che, preliminarmente all'esecuzione delle prove CPTU e SCPTU, sono stati eseguiti prefiori sino alla profondità di -2 m da p.c., in quanto è stata rilevata la presenza in sito di materiali di riporto grossolani.

Tab. 3.3 - Prova penetrometrica SCPTU1 – 30,00 m									
N	litologia		M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 2,00 a – 3,10 metri dal p.c.								
	Argilla e argilla limosa	coesivo	123	269	239	0,53	-	-	1,67
2	Da – 3,10 a – 4,30 metri dal p.c.								
	Sabbia limosa e limo sabbioso	incoerente	334	327	376	-	38,4	36,4	1,74
3	Da – 4,30 a – 30,00 metri dal p.c.								
	Argilla e argilla limosa	coesivo	42	241	382	0,51	-	-	1,68

Tab. 3.4 - Prova penetrometrica CPTU2 – 20,00 m									
N	litologia		M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 2,00 a – 20,00 metri dal p.c.								
	Argilla; presenti tre sottili livelli composti da limo sabbioso, di spessore inferiore a 50 cm	coesivo	29	229	279	0,34	-	-	1,65

Tab. 3.5 - Prova penetrometrica CPTU3– 20,00 m									
N	litologia		M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 2,00 a – 2,55 metri dal p.c.								
	Sabbia e sabbia limosa	incoerente	349	279	349	-	40,7	37	1,71
2	Da – 2,55 a – 13,40 metri dal p.c.								
	Argilla	coesivo	47	257	239	0,36	-	-	1,65
3	Da – 13,40 a – 16,90 metri dal p.c.								
	Sabbia limosa e limo sabbioso	incoerente	473	499	606	-	33	35	1,78
4	Da – 16,90 a – 20,00 metri dal p.c.								
	Argilla e argilla limosa	coesivo	58	473	464	0,63	-	-	1,72

Tab. 3.6 - Prova penetrometrica CPTU4 – 20,00 m									
N	litologia		M (kg/cm ²)	E _s (kg/cm ²)	G ₀ (kg/cm ²)	Su (kg/cm ²)	Dr (%)	φ (°)	Y' (t/m ³)
1	Da – 2,00 a – 2,60 metri dal p.c.								
	Sabbia limosa e limo sabbioso	incoerente	333	440	457	-	46,9	38,3	1,83
2	Da – 2,60 a – 5,80 metri dal p.c.								
	Argilla e argilla limosa	coesivo	42	271	242	0,33	-	-	1,67
3	Da – 5,80 a – 8,90 metri dal p.c.								
	Suolo organico	coesivo	5	-	176	0,12	-	-	1,58
4	Da – 8,90 a – 11,80 metri dal p.c.								
	Sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso	incoerente	384	453	509	-	37,1	36,1	1,76
5	Da – 11,80 a – 20,00 metri dal p.c.								
	Argilla intervallata da suolo organico	incoerente	14	-	308	0,29	-	-	1,64

Dall'interpretazione dei dati relativi alle prove effettuate, risulta che la successione litostratigrafica dell'area in esame è caratterizzata da prevalenza di argilla/argille limose, con sporadici strati composti da sabbia limosa e limo sabbioso; rilevato suolo organico (torba) nella CPTU 4.

4 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Nella logica prestazionale adottata dalle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC18 – D.M. 17/01/2018) si impone al progettista di affrontare e risolvere problematiche specialistiche, tra cui assume una particolare rilevanza la valutazione della stabilità geotecnico-sismica del sito di costruzione e del suolo di fondazione, con l'obiettivo ultimo di definire il rischio geotecnico nell'eventualità di un terremoto.

Un ruolo chiave nella caratterizzazione geotecnico-sismica dei suoli di fondazione occupa la stima della velocità di propagazione delle onde di taglio e conseguentemente del parametro $V_{s,eq}$, normativamente idoneo all'individuazione delle categorie di sottosuolo di riferimento, necessarie alla definizione dell'azione sismica di progetto mediante l'approccio richiesto dalle NTC18.

Nel presente capitolo è riportata la classificazione sismica del sito, la stima della velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$, l'individuazione della categoria del sottosuolo secondo la classificazione delle normative vigenti.

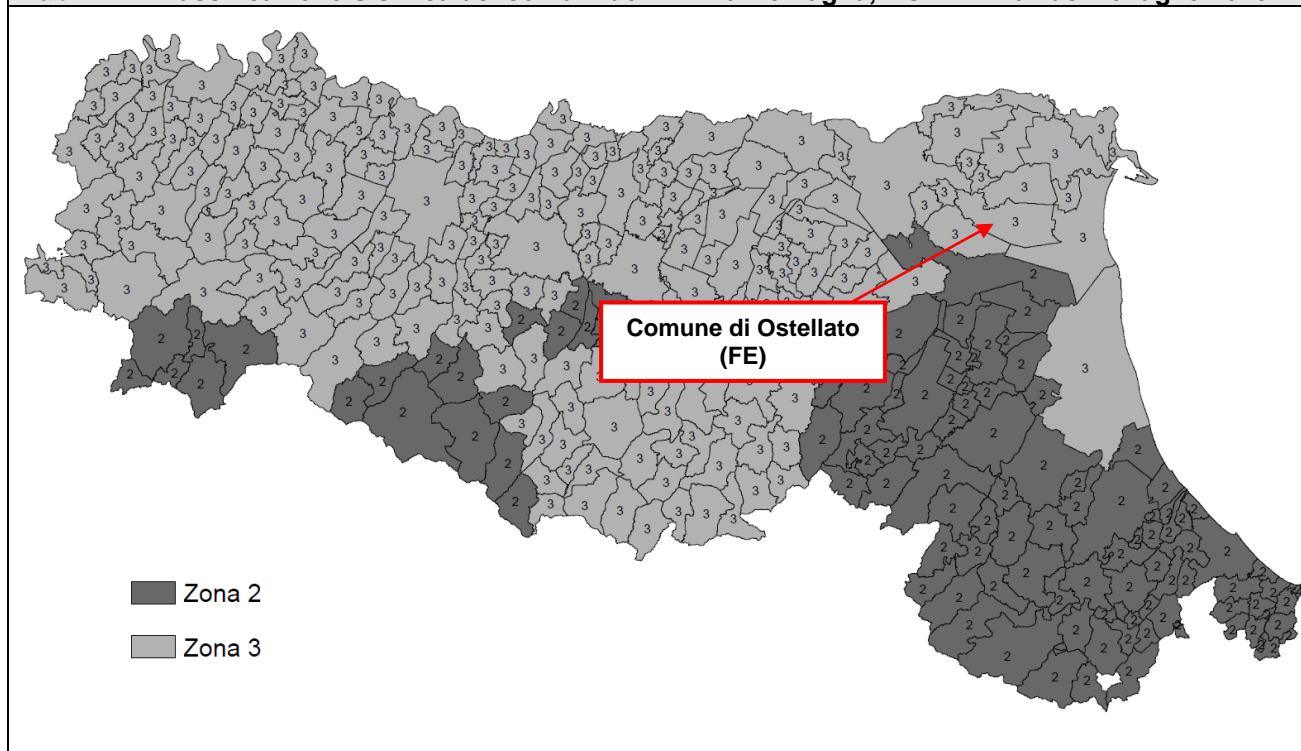
4.1 Classificazione sismica del sito

La classificazione sismica del territorio nazionale è stata rivista e aggiornata dall'O.P.C.M. 3274/03 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica" che suddivide il territorio nazionale in 4 Zone Sismiche, distinte in base ai valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo, con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni. Ad ogni comune è stata quindi attribuita una specifica Zona, intendendo il carattere sismico decrescente andando da Zona 1 a Zona 4.

Per quanto riguarda la Regione Emilia Romagna, la classificazione sismica del territorio regionale è stata Aggiornata con Deliberazione della Giunta Regionale n. 1164 del 23/07/2018 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna".

Il Comune di Ostellato risulta classificato con codice ISTAT 038017 e come zona a rischio sismico di terza categoria (Zona 3).

Tab. 4.1 – Classificazione Sismica dei comuni dell'Emilia Romagna, DGR n. 1164 del 23 luglio 2018



In base a tale classificazione il **Comune di Ostellato** rientra tra i territori classificati in **Zona 3**, zona, attribuita a comuni nei quali il pericolo sismico è relativamente basso

In base alle norme tecniche per le costruzioni, contenute nel D.M. 17/01/18, si devono definire i parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito e del tempo di ritorno.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Lo "stato limite" è la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

La stima viene condotta con il foglio di calcolo **Spettri-NTC ver. 1.0.3** rilasciato dal **Consiglio dei Lavori Pubblici**. Per l'uso del suddetto foglio di calcolo occorrono le coordinate espresse in gradi sessagesimali e nel sistema di riferimento ED50.

Individuate le coordinate ED50 : Long. 12,039762 - Lat. 44,742377 e in base ai parametri indicati nella precedente tabella si determinano i parametri:

- **a_g**: accelerazione orizzontale massima al sito;
- **F₀**: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- **T_c***: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

in funzione del periodo di ritorno come disposto dalle NTC18.

Di seguito sono riportate le elaborazioni del foglio di calcolo **Spettri-NTC ver. 1.0.3**

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 12,039762 LATITUDINE: 44,742377

☐ Ricerca per comune

REGIONE: Emilia-Romagna PROVINCIA: Ferrara COMUNE: Ostellato

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_0 [-]	T_C^* [s]
30	0,035	2,536	0,252
50	0,043	2,527	0,280
72	0,051	2,514	0,287
101	0,058	2,529	0,295
140	0,068	2,517	0,294
201	0,081	2,556	0,285
475	0,117	2,582	0,282
975	0,155	2,579	0,284
2475	0,221	2,514	0,293

Fig. 4.1 – Parametri a_g , F_0 , T_C^* di cui al D.M. 17/01/2018 elaborati con Spettri-NTC ver. 1.0.3

Assumendo un tempo di ritorno pari a 475 anni, attraverso il software “Spettri NTC ver. 1.0.3” è stata individuata un Accelerazione orizzontale massima pari a:

- $a_g = 0,117 \text{ g}$

4.2 Magnitudo di riferimento

L'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha mappato il territorio nazionale in zone sismogenetiche, tale mappatura, elaborata nel 2004, viene chiamata ufficialmente **ZS9** (v. Fig. seguente). La realizzazione della zonazione è basata su un modello cinematico di riferimento per il Mediterraneo centrale, sulle evidenze che emergono dai più recenti studi di tettonica attiva e sulla individuazione delle sorgenti sismogenetiche (tra i quali il Database of Potential Sources for Earthquakes Larger than M5.5 in Italy, DISS 2.0, Valensise e Pantosti, 2001) e sul catalogo dei terremoti CPTI04 (Gruppo di Lavoro CPTI, 2004).

ZS9 è composta di 36 aree poligonali, caratterizzate da comportamento tettonico e cinematico omogeneo e definite principalmente per l'utilizzo con metodi convenzionali di valutazione in termini probabilistici della pericolosità sismica.

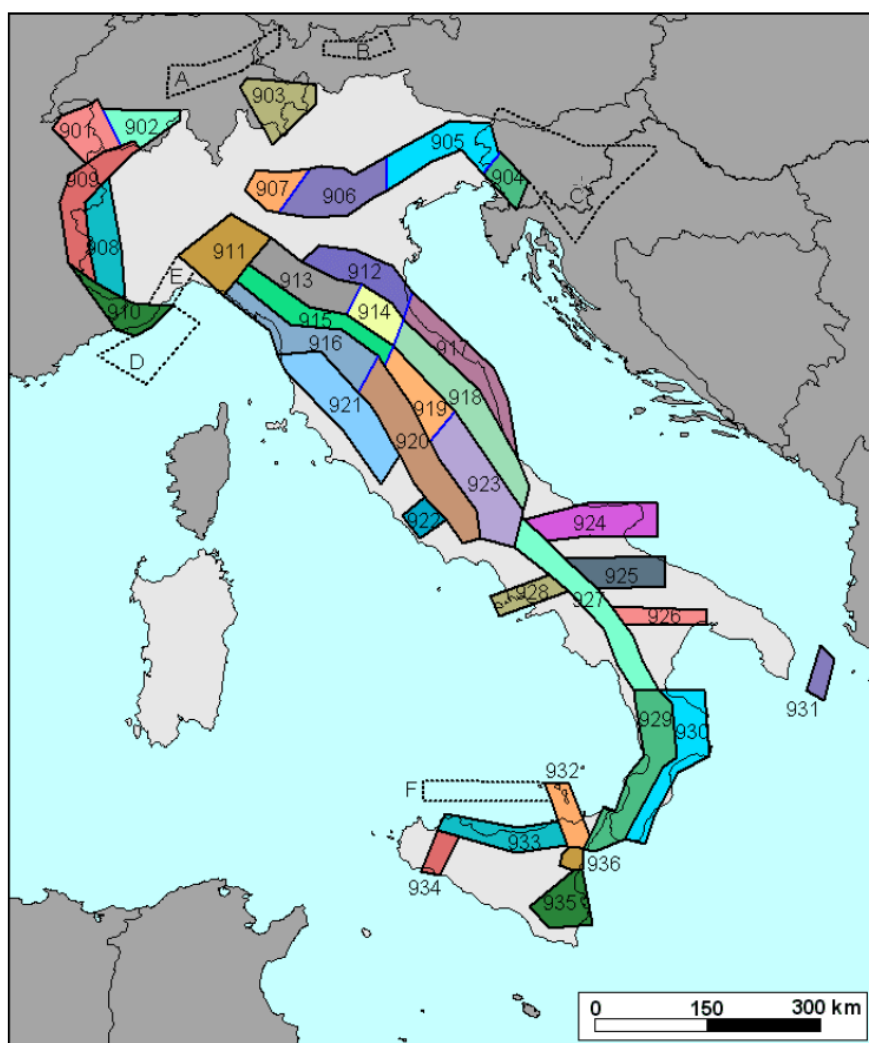


Fig. 4.2 – Zonizzazione sismogenetica ZS9 - Gruppo di lavoro per la redazione di pericolosità sismica (OPCM n. 3274) Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

Come si evince dalla figura la Provincia di Ferrara rientra parzialmente nella **zona sismogenetica 912** che coincide con l'area geologica denominata **"Dorsale Ferrarese"**. I caratteri che contraddistinguono la zona 912 sono riportati nella seguente figura.

nome ZS	N ZS	MwMax1	Tassi AR	MwMax2	b	Tassi da CO-04.2	Tassi da GR	Azione	Tassi GR adottati
Savoia	901	5.91	0.21	6.14	-1.18	0.14	0.11	A	0.11
Vallese	902	6.14	0.14	6.14	-1.26	0.14	0.19	A	0.14
Grigioni-Valtellina	903	5.91	0.21	6.14	-1.26	0.14	0.23	A	0.14
Trieste -Monte Nevoso	904	5.68	0.42	6.14	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Friuli -Veneto Orientale	905	6.60	0.33	6.60	-1.05	0.11	0.37	B	0.37
Garda-Veronese	906	6.60	0.11	6.60	-1.14	0.11	0.11	A	0.11
Bergamasco	907	5.91	0.14	6.14	-1.71	0.14	0.03	C	0.04
Piemonte	908	5.68	0.21	6.14	-1.91	0.14	0.03	C	0.04
Alpi Occidentali	909	5.68	0.21	6.14	-1.27	0.14	0.10	A	0.10
Nizza-Sanremo	910	6.37	0.14	6.37	-1.12	0.14	0.14	A	0.14
Tortona-Bobbio	911	5.68	0.21	6.14	-1.47	0.14	0.05	A	0.05
Dorsale Ferrarese	912	6.14	0.12	6.14	-1.35	0.12	0.13	A	0.12
Appennino Emiliano-Romagn.	913	5.91	0.14	6.14	-1.80	0.14	0.07	A	0.07
Forlivese	914	5.91	0.57	6.14	-1.33	0.14	0.26	A	0.14
Garfagnana-Mugello	915	6.60	0.14	6.60	-1.34	0.14	0.11	A	0.11
Versilia-Chianti	916	5.68	0.21	6.14	-1.96	0.14	0.02	C	0.04
Rimini-Ancona	917	6.14	0.12	6.14	-1.04	0.12	0.43	A	0.12
Medio-Marchigiana/Abruzz.	918	6.37	0.14	6.37	-1.10	0.14	0.37	A	0.14
Appennino Umbro	919	6.37	0.25	6.37	-1.22	0.12	0.26	B	0.26
Val di Chiana-Ciociaria	920	5.68	0.28	6.14	-1.96	0.14	0.06	A	0.06
Etruria	921	5.91	0.14	6.14	-2.00	0.14	0.05	A	0.05
Colli Albani	922	5.45	0.42	5.45	-2.00	0.21	0.37	B	0.37
Appennino Abruzzese	923	7.06	0.14	7.06	-1.05	0.14	0.25	A	0.14
Molise-Gargano	924	6.83	0.17	6.83	-1.04	0.17	0.13	A	0.13
Ofanto	925	6.83	0.17	6.83	-0.67	0.17	0.28	A	0.17
Basento	926	5.91	0.21	6.14	-1.28	0.21	0.10	A	0.10
Sannio-Irpinia -Basilicata	927	7.06	0.33	7.06	-0.74	0.17	0.43	B	0.43
Ischia-Vesuvio	928	5.91	0.21	5.91	-1.04	0.21	0.35	A	0.21
Calabria Tirrenica	929	7.29	0.17	7.29	-0.82	0.17	0.33	A	0.17
Calabria Ionica	930	6.60	0.17	6.60	-0.98	0.17	0.23	A	0.17
Canale d'Otranto	931	6.83	0.21	6.83	-0.63	0.21	0.22	A	0.21
Eolie-Patti	932	6.14	0.21	6.14	-1.21	0.21	0.25	A	0.21
Sicilia settentrionale	933	6.14	0.21	6.14	-1.39	0.21	0.20	A	0.20
Belice	934	6.14	0.21	6.14	-0.96	0.21	0.20	A	0.20
Iblei	935	7.29	0.12	7.29	-0.72	0.12	0.13	A	0.12
Etna	936	5.45	0.33	5.45	-1.63	0.33	0.57	A	0.33

Fig. 4.3 – Caratteristiche principali delle zone sismogenetiche ZS9

Si deduce dalla tabella che per la zona 912 (Dorsale Ferrarese) i valori di magnitudo massima previsti, sulla base dei meccanismi focali, sono pari a **Mwmax = 6,14**.

4.3 Classificazione sismica del sottosuolo secondo il DM 17/01/2018

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II (v. Tab. seguente), si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_s per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo. I valori di V_s sono ottenuti mediante specifiche prove oppure, con giustificata motivazione e limitatamente all'approccio semplificato, sono valutati tramite relazioni empiriche di comprovata affidabilità con i risultati di altre prove in sito, quali ad esempio le prove penetrometriche dinamiche per i terreni a grana grossa e le prove penetrometriche statiche.

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:

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

Dove:

- h_i = spessore in metri dell'i-esimo strato;
- V_{si} = 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 non inferiore a 800 m/s.

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.

Per il lavoro in oggetto si è quindi fatto riferimento a tale valore di velocità equivalente riferito al parametro V_{s30} , potendo classificare il sottosuolo con riferimento alla Tabella 3.2.II delle NTC18, di seguito riportata.

Tab. 4.2 – Categorie di sottosuolo secondo il D.M. 17/01/2018 (Tabella 3.2.II)

Categoria	Descrizione	$V_{s,30}$ (m/s)
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.	> 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 tra 360 m/s e 800 m/s.	360 ÷ 800
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s).	180 ÷ 360
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.	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>	---

La prova SCPTU effettuata nell'area oggetto di studio ha permesso una valutazione diretta della velocità di propagazione delle onde sismiche. Dall'elaborazione dei dati registrati è emersa una **V_{s30} pari a 146,88 m/s** (v. All. 2) e di conseguenza il suolo risulta appartenente alla **Categoria 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”*.

5 VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI FENOMENI DI LIQUEFAZIONE

5.1 Generalità sul fenomeno

Secondo la definizione data nell'Eurocodice 8 e dall'OPCM 3274/2003:

“la liquefazione denota una diminuzione di resistenza a taglio e/o di rigidezza causata dall'aumento di pressione interstiziale in un terreno saturo non coesivo durante lo scuotimento sismico, tale da generare deformazioni permanenti significative o persino l'annullamento degli sforzi efficaci nel terreno.”

Nel contesto considerato, il problema principale che si pone in fase di progettazione è la suscettibilità alla liquefazione quando la falda freatica si trova in prossimità della superficie ed il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, anche se contenenti una frazione fine limo-argillosa. In altre parole è necessario valutare il potenziale di liquefazione del terreno ove deve essere realizzata la costruzione.

Le ricerche che hanno portato all'evoluzione delle conoscenze dei parametri più significativi ed alla formulazione di metodi empirici e di analisi dinamica hanno preso avvio a partire dai terremoti di Nijgata dell'Alaska (1964).

Sono emersi così i primi criteri empirici di previsione, basati sulle caratteristiche granulometriche e sullo stato di addensamento; a tali criteri hanno fatto seguito metodi più raffinati e complessi capaci di tenere conto di un numero di parametri sempre più elevato.

Il quadro dei metodi oggi disponibili è quanto mai vario e va da criteri basati su soli dati geologici qualitativi (età del deposito, origine, stratigrafia, profondità della falda, ecc.) a metodi di analisi dinamica molto sofisticati, basati sulla valutazione della pressione effettiva della risposta sismica locale e su complesse prove di laboratorio.

Questi metodi si basano sul confronto fra le sollecitazioni di taglio che producono liquefazione e quelle indotte dal terremoto, ovvero fra gli stati tensionali che producono liquefazione o livelli di deformazione critici e gli stati tensionali indotti dalle onde sismiche nella loro propagazione. A tal fine richiedono la determinazione di parametri relativi sia all'evento sismico sia ai terreni di fondazione, valutati questi ultimi o con prove di laboratorio o con prove in situ; la loro applicazione richiede quindi:

- la valutazione della resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclici in condizioni non drenate, mediante correlazioni basate su prove in situ e/o di laboratorio;
- calcolo delle sollecitazioni di taglio indotte dall'evento sismico di riferimento.

La valutazione quantitativa del rischio liquefazione viene quindi fatta dal confronto fra le tensioni indotte nel terreno dall'evento sismico e la capacità di resistenza alle azioni dinamiche del terreno.

5.2 Valutazione del rischio di liquefazione del sito

Il pericolo liquefazione deve essere accertato in base alla possibilità di concomitanza di:

- **fattori scatenanti** (caratteristiche dei terremoti attesi: sismicità della zona);
- **fattori predisponenti** (suscettibilità dei terreni: presenza di banchi di terreni incoerenti poco addensati e presenza di falda).

Le normative che regolano la materia sono:

- O.P.C.M. 3274/03;

- D.M. 17/01/2018 (NTC18);
- DGR 2193/2015 aggiornata dalla DGR 630 del 29/04/2019

Proprio in relazione a quest'ultima normativa citata, prima della vera e propria verifica della suscettibilità di liquefazione, le NTC propongono una griglia di casi per i quali il sito d'indagine non presenta possibilità di liquefazione dei terreni.

In particolare le NTC recitano che: **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 $(N1)_{60} > 30$ oppure $qc_{1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e qc_{1N} 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 Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$

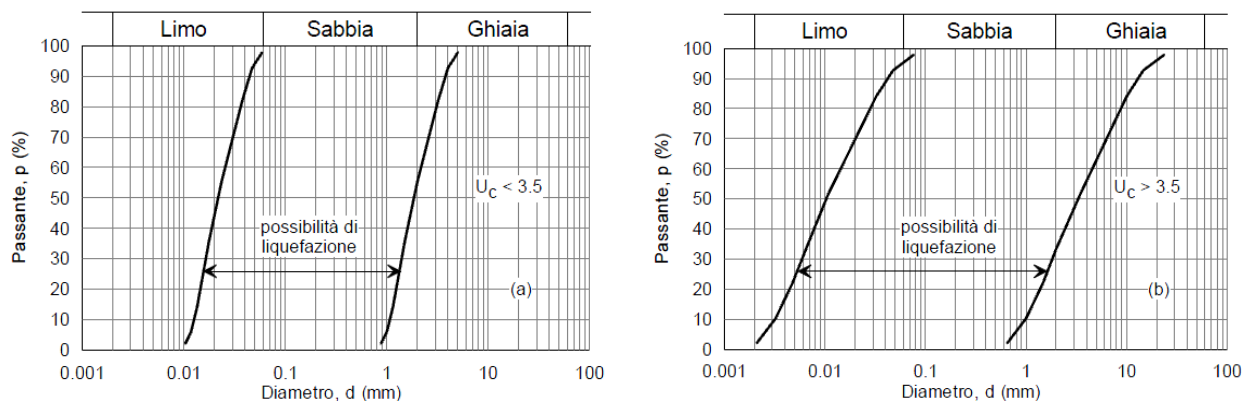


Fig. 5.1 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione (tratto Figura 7.11.1 (a) e (b) del D.M. 17/01/2018)

Ai sensi dell'art. 2.3 dell'Allegato 4 dell' O.P.C.M. 3274/03 la verifica della suscettibilità a liquefazione può essere omessa quando:

- il terreno sabbioso saturo si trova a profondità superiore a 15 m dal piano campagna;
- $ag < 0,15g$ e al contempo lo strato granulare da verificare soddisfa almeno una delle seguenti condizioni:
 - contenuto di argilla superiore al 20% con indice di plasticità > 10 ;
 - contenuto di limo superiore al 35% e resistenza $N1(60) > 20$;
 - frazione fine trascurabile e resistenza $N1(60) > 25$

dove $N1(60)$ è il valore della resistenza penetrometrica NSPT misurato in una prova Standard Penetration Test, normalizzato ad uno sforzo efficace di confinamento e ad un fattore di rendimento energetico 0,6 nell'esecuzione della prova.

Quando nessuna delle precedenti condizioni è soddisfatta, la suscettibilità alla liquefazione deve essere verificata come minimo mediante i metodi generalmente accettati dall'ingegneria geotecnica, basati su correlazioni di campagna tra misure in sito e valori critici dello sforzo ciclico di taglio che hanno causato liquefazione durante terremoti passati.

La valutazione quantitativa della suscettibilità alla liquefazione può essere eseguita mediante "metodi semplificati" attraverso la stima di un coefficiente di sicurezza:

$$F_L(z) = \frac{CRR_{M=7.5; \sigma'_v=1atm}}{CSR} \cdot MSF \cdot K_\sigma \quad (\text{DGR Emilia Romagna 21/12/2015 n.2193 e n.630 del 29/04/2019})$$

Dove:

- **CRR (Cyclic Resistange Ratio):** rappresenta la capacità di resistenza del terreno alla liquefazione; è il rapporto di resistenza ciclica, ovvero la resistenza normalizzata rispetto alla tensione verticale efficace iniziale σ'_{v0} , per terremoto di magnitudo $M=7,5$ e pressione efficace di riferimento $\sigma'_{v0} = 1atm$;
- K_σ è il fattore di correzione che tiene conto della pressione efficace alla profondità a cui la resistenza viene valutata;
- **CSR (Cyclic Stress Ratio)** rappresenta la domanda di resistenza ciclica del terreno alla liquefazione; è la tensione indotta dal terremoto:

$$CSR = \frac{\tau_{medio}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \cdot \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_{v0}} \cdot r_d$$

dove:

- $a_{max,s}$ è il picco di accelerazione al piano campagna del terremoto di riferimento;
- g è l'accelerazione di gravità;
- σ'_{v0} e $\sigma'_{v,0}$ sono rispettivamente la tensione verticale totale e la tensione verticale efficace alla profondità considerata;
- r_d è un coefficiente riduttivo dell'azione sismica che porta in conto la deformabilità del sottosuolo (in letteratura vari autori hanno proposto relazioni per la sua stima);
- **MSF** è un fattore di scala funzione della magnitudo dei terremoti attesi. In letteratura vari autori hanno proposto relazioni per la sua stima. Nel programma utilizzato descritto al paragrafo seguente le opzioni sono per gli autori Robertson, Idriss & Boulanger (2008-2014) e Moss (2006).

Alcuni metodi semplificati che possono essere utilizzati per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna si riferiscono direttamente ad alcune tipologie di prove in sito (SPT, CPTu, DMT) e al profilo della V_s .

5.2.1 Valutazione del rischio di liquefazione del sito

La valutazione del rischio di liquefazione del sito è stata eseguita con il programma *Cliq* sulla base dei dati desunti dalle prove penetrometriche eseguite. Per poter eseguire la valutazione del rischio occorre definire:

- il sisma atteso per il sito ossia occorre individuare una magnitudo di riferimento – v. par. 4.2;
- l'accelerazione massima attesa sul sito in esame. Per calcolarla si è fatto riferimento alle indicazioni contenute nel paragrafo 7.11.3.2 delle NTC 2018.

In particolare la formula utilizzata è la seguente:

$$a_{\max} = S \cdot a_g$$

Il fattore di amplificazione (S) è stato calcolato sulla base delle indicazioni contenute nel DGR 630/2019, ed in particolare facendo riferimento ai valori contenuti nella seguente tabella dell'allegato 2:

PIANURA 2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. (**tra 70 e 120 m di profondità**) e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.

$V_{s30}(m/s) \rightarrow$	150	200	250	300	350	400
F.A. PGA	1.7	1.7	1.7	1.6	1.5	1.5
F.A. SI1	2.0	2.0	1.9	1.8	1.7	1.6
F.A. SI2	3.1	3.0	2.7	2.4	2.1	2.0
F.A. SI3	3.6	3.3	2.9	2.5	2.2	2.0

Fig. 5.2 – Tabella dei fattori di amplificazione Pianura 2

Nel caso in esame, essendo il valore di V_{s30} ricavato dalla prova SCPTU pari a 146,88 m/s, il corrispondente valore del **F.A. (fattore di amplificazione)** sarà pari a **1,7**.

Per quanto riguarda l'amplificazione topografica, sulla base delle indicazioni contenute nella DGR 630/2019 Allegato 2 punto A2.2 "Effetti della topografia", questa può essere trascurata per pendii con inclinazione media inferiore a 15°.

Quindi il valore di accelerazione massima sarà:

$$a_{\max} = 1,7 \cdot 0,117 = 0,19g = 1,94 \text{ m/s}^2$$

➤ Programma utilizzato

I dati acquisiti con le prove penetrometriche sono stati elaborati con il programma Cliq della Geologismiki Geotechnical Software. Tale programma utilizza correlazioni empiriche per valutare i parametri geotecnici alla base dei fenomeni di liquefazione e restituisce il calcolo dell'indice di potenziale liquefazione e dei cedimenti post terremoto.

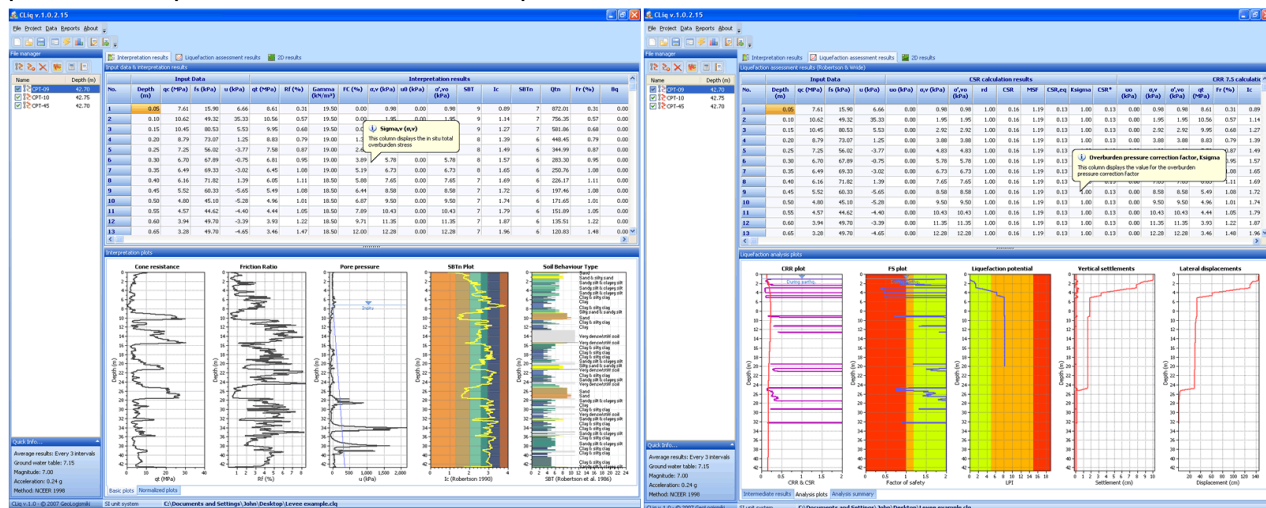


Fig. 5.3 – Esempi di schermate tratta dal software Cliq

➤ Valutazione degli effetti della liquefazione

Come indicato nelle Linee Guida AGI “Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche” (2005) alcune metodologie semplificate consentono, seppure con sensibili approssimazioni, di stimare gli effetti della liquefazione. Allo stesso modo anche la DGR 630/19 Allegato 3 punto A.2 permette l'utilizzo di metodi semplificati

L'indice di potenziale di liquefazione, I_L , è definito dalla seguente relazione:

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

z_{crit} è la profondità critica, ovvero la profondità massima entro la quale può verificarsi la liquefazione, che di norma si assume pari a 20 m.

La variabile $F(z)$ vale (Sonmez, 2003):

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

Per poter valutare la potenza degli effetti, la DGR 630/2019 propone la scala riportata nella figura seguente (Sonmez, 2003):

$I_L = 0$	Non liquefacibile ($F_L \geq 1.2$)
$0 < I_L \leq 2$	Potenziale basso
$2 < I_L \leq 5$	Potenziale moderato
$5 < I_L \leq 15$	Potenziale alto
$15 < I_L$	Potenziale molto alto

Fig. 5.4 – Scala del Potenziale di Liquefazione (Sonmez, 2003)

Nell'immagine seguente si riportano i risultati ottenuti dalle elaborazioni eseguite mediante il software C-Liq (v. All. 3).

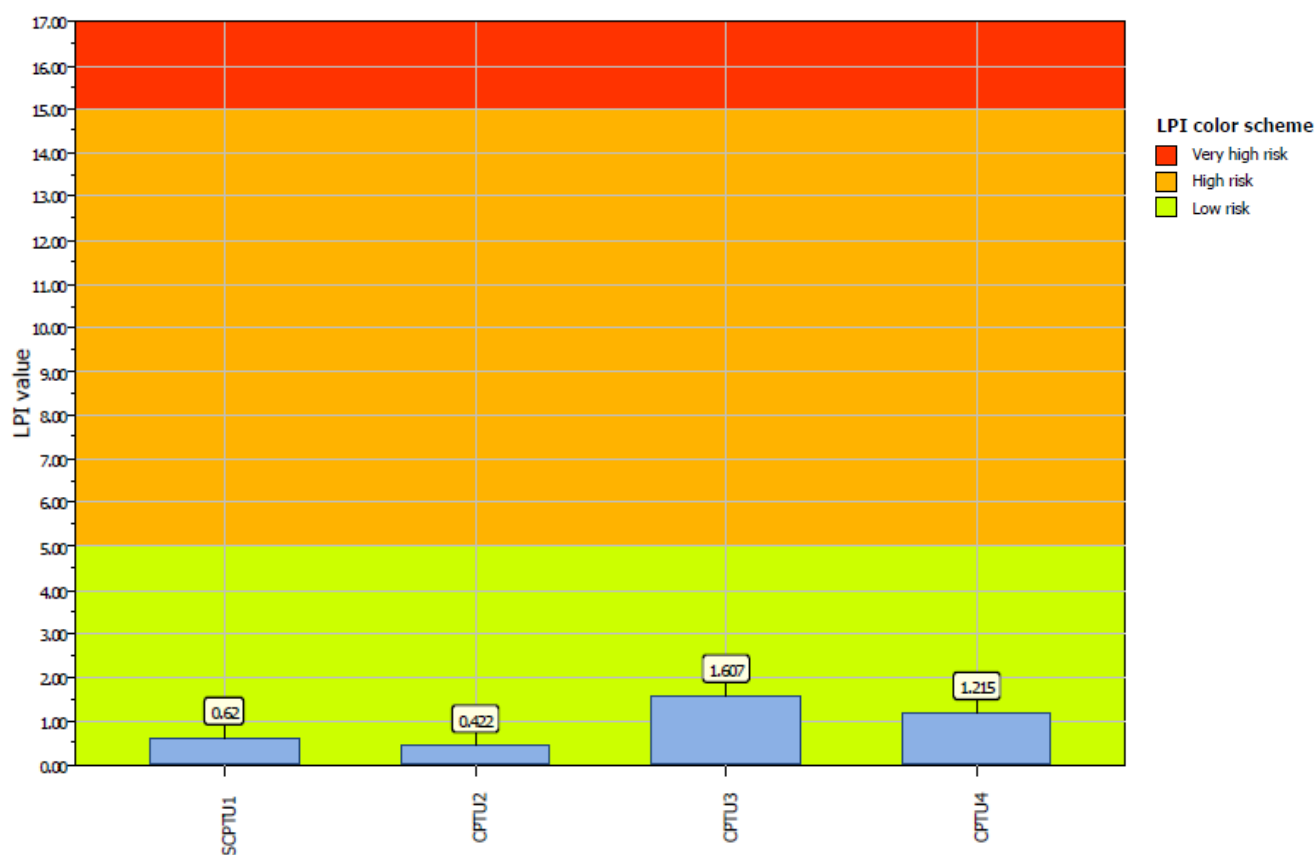


Figura 5.5: Indice del potenziale di Liquefazione calcolato

Dall'elaborazione dei risultati delle prove penetrometriche eseguite nell'area in esame, utilizzando il valore di accelerazione massima calcolato in precedenza, il sito risulta caratterizzato da un rischio di liquefazione basso, in quanto i valori ottenuti dall'elaborazione, mostrati nella figura soprastante, sono risultati compresi tra 1,607 (CPTU3) e 0,422 (CPTU2).

6 STIMA DELLA RESISTENZA DEL SISTEMA GEOTECNICO

6.1 Premessa

Nel presente punto è stata effettuata una stima della resistenza del sistema geotecnico in base alle disposizioni del **D.M. 17 gennaio 2018**, noto come “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni” e/o anche con l’acronimo NTC 2018.

La normativa in questione disciplina la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle costruzioni al fine di garantire prestabiliti livelli di sicurezza nei riguardi della pubblica incolumità. La sicurezza e le prestazioni di una struttura vanno valutate in relazione all’insieme degli “stati limite” che si possono verificare durante la vita utile del progetto.

Il punto 6.2.4.1 del D.M. 17/01/18 stabilisce che per ogni stato limite ultimo, che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento strutturale (STR) o del terreno (GEO), deve essere rispettata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

E_d = valore di progetto o dell’effetto dell’azione;

R_d = valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico.

Lo stesso punto dispone che:

“La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R2 e R3)”.

In pratica nelle diverse condizioni di carico si deve tener conto di opportuni gruppi di coefficienti che variano a base alle diverse combinazioni.

Nel presente capitolo si fornisce una stima del valore R_d che caratterizza la resistenza del sistema geotecnico. Le elaborazioni sono state fatte tenendo presente i principi e le disposizioni della citata normativa.

6.2 Parametri e coefficienti sismici determinati in base al D.M. 17/01/18

In base alle norme tecniche per le costruzioni, contenute nel D.M. 17/01/18, si devono definire i parametri sismici in funzione delle coordinate geografiche del sito e della classe d’uso della costruzione.

La sicurezza e le prestazioni di un’opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Lo “stato limite” è la condizione superata la quale l’opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

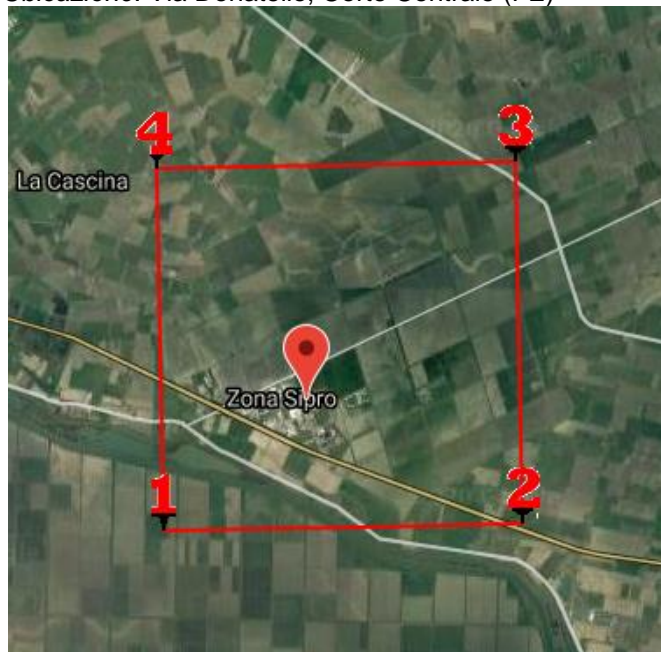
I coefficienti sismici, determinati in base alla posizione geografica del sito (latitudine e longitudine), sono funzione di parametri caratteristici definiti dalla normativa; nella seguente tabella sono elencati i valori per il caso in esame.

Tab. 6.1 - Parametri per la determinazione dei coefficienti sismici.

Parametro	Valore	Riferimento D.M. 17/01/18	Osservazioni / Considerazioni
V_N Vita nominale	50 anni	Tabella 2.4.I <i>“Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari”</i>	La vita nominale (V _N) di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.
Classe d'uso	Classe II	Punto 2.4.2	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
C_U Coefficiente d'uso	1,0	Tabella 2.4.II per la Classe II	Il valore del coefficiente d'uso C _U è definito al variare della classe d'uso.
V_R Periodo di riferimento per l'azione sismica	50 anni	Punto 2.4.3	Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V _R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V _N per il coefficiente d'uso C _U : $V_R = V_N \times C_U$
Categoria del sottosuolo	Categoria D	Tabella 3.2.I	<i>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</i>
Categoria topografica	Categoria T1	Tabella 3.2.III <i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$</i>	È funzione delle caratteristiche della superficie topografica

Al fine di determinare i parametri e coefficienti sismici, di seguito elencati, è stato utilizzato un software dedicato distribuito da Geostru Software (http://www.geostru.com/geoapp/Parametri_Sismici.aspx) utilizzando come dati di input i dati della tabella precedente.

Ubicazione: Via Donatello, Corte Centrale (FE)



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]	Fo	T_c^* [s]
Operatività (SLO)	30	0.035	2.536	0.252
Danno (SLD)	50	0.043	2.533	0.279
Salvaguardia vita (SLV)	475	0.115	2.582	0.284
Prevenzione collasso (SLC)	975	0.151	2.584	0.285
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	50			

I valori T_r , a_g , T_c^* si ricavano in base alla alla posizione del sito (latitudine e longitudine).

* I coefficienti **Ss**, **Cc**, e **St** sono determinati con riferimento al punto 3.2.3 ("VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA") del D.M. 17/01/18; nel prospetto sono riportati gli estremi superiori del range di variabilità.

I coefficienti sismici **Kh**, **Kv**, **Amax** e **Beta** sono funzione dell'opera:

- Opere di sostegno punto 7.11.6 del D.M.
- Stabilità dei pendii e fondazioni punto 7.11.3.5 del D.M.
- Paratie punto 7.11.6.3 del D.M.

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 D

Cat. Topografica T1

	SLO	SLD	SLV	SLC
SS Amplificazione stratigrafica	1,80	1,80	1,80	1,80
CC Coeff. funz categoria	2,49	2,36	2,35	2,34
ST Amplificazione topografica	1,00	1,00	1,00	1,00

☐ Acc.ne massima attesa al sito [m/s²] 0.6

Coefficienti	SLO	SLD	SLV	SLC
kh	0.013	0.015	0.050	0.065
kV	0.006	0.008	0.025	0.033
Amax [m/s²]	0.620	0.753	2.025	2.673
Beta	0.200	0.200	0.240	0.240

Ferrara, Dicembre 2020

Dott. Geol. Linda Collina





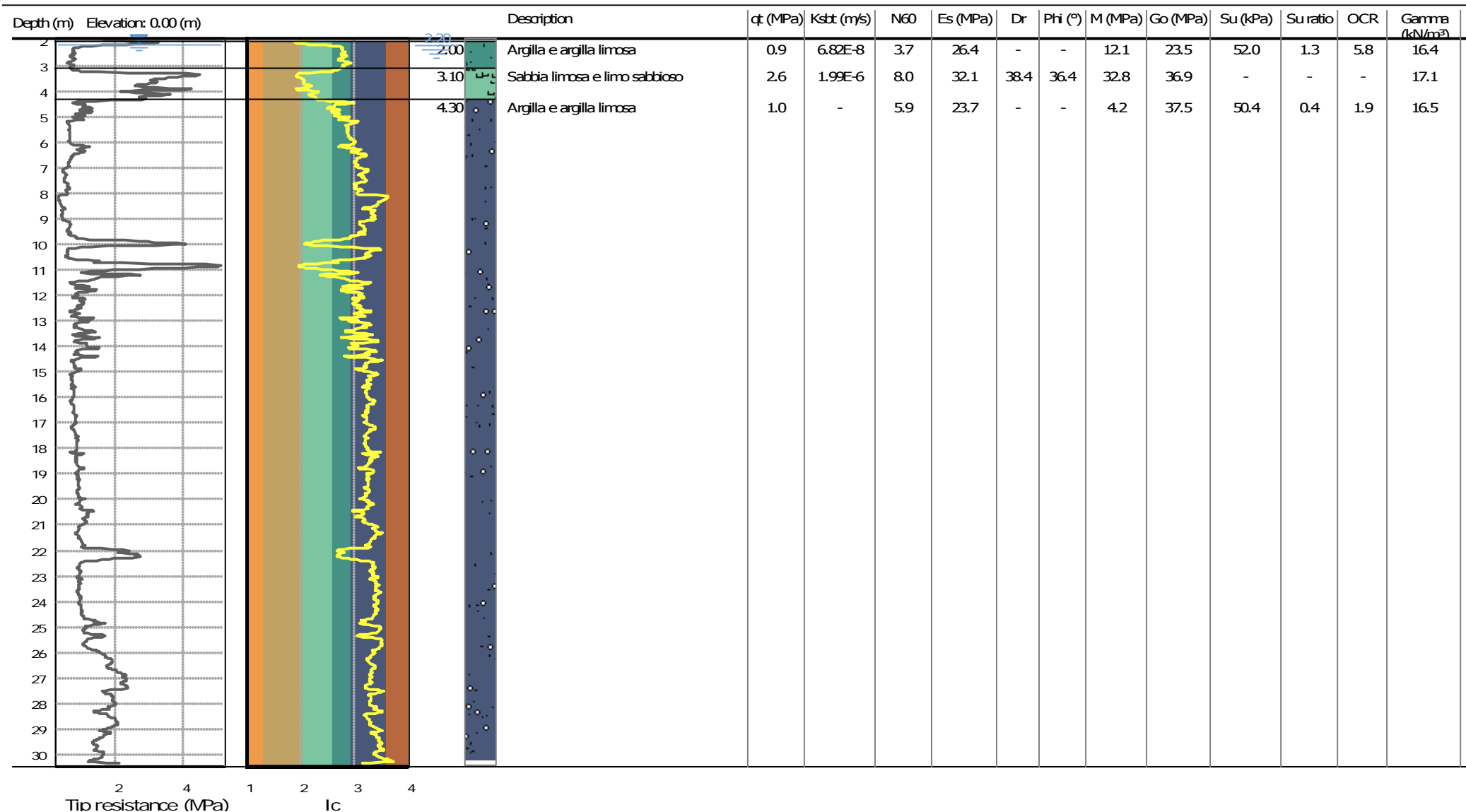
ALLEGATI

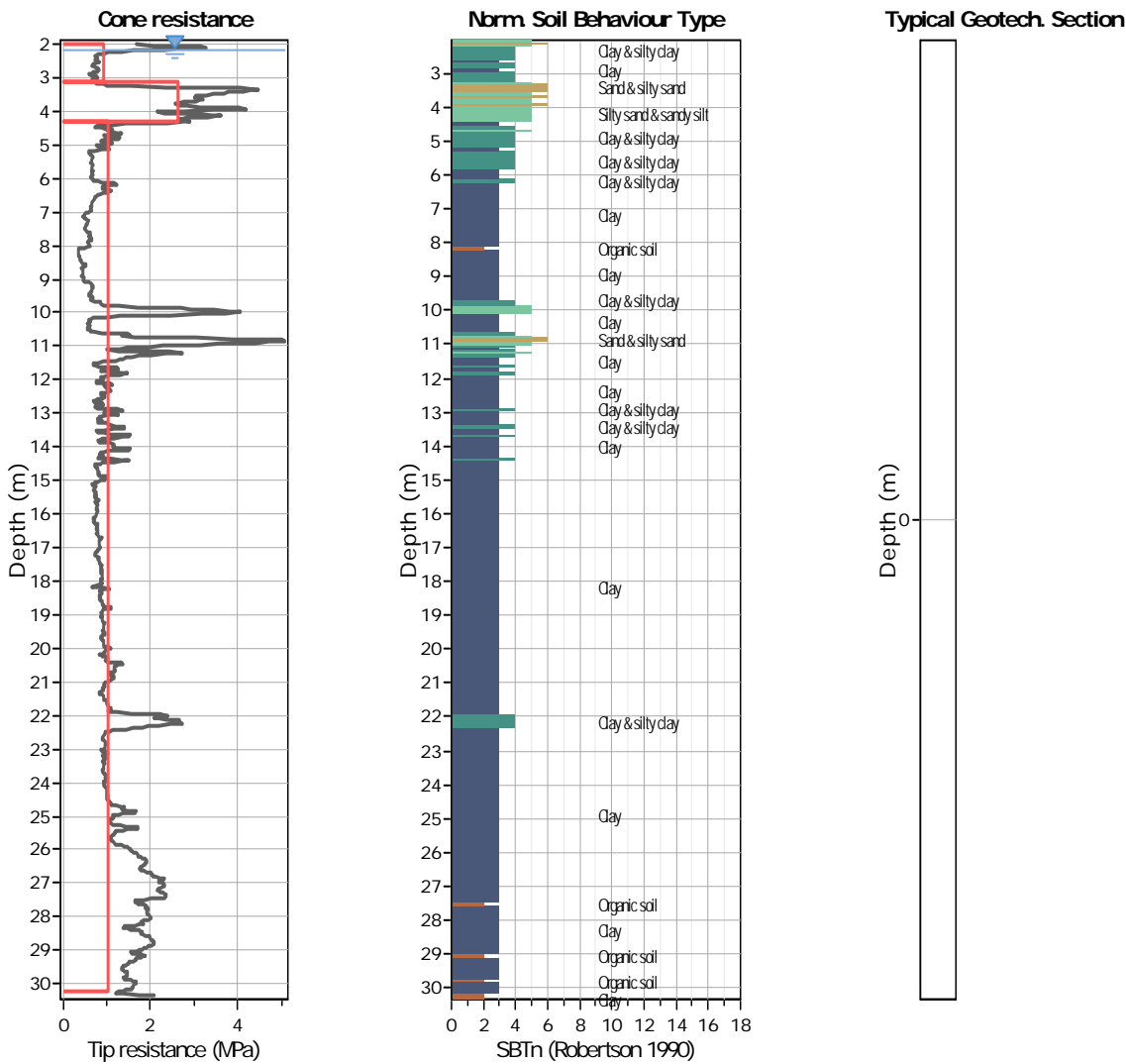


ALLEGATO 1

Project: **Adriamet S.r.l.**

Location: **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: 1 **Start depth:** 2.00 (m), **End depth:** 3.10 (m)

Description: Argilla e argilla limosa

Basic results

Total cone resistance: 0.94 ± 0.73 MPa

Sleeve friction: 20.21 ± 6.67 kPa

SBT_n: 4

SBT_n description: Clay & silty clay

Estimation results

Permeability: $6.82E-08 \pm 3.49E-06$ m/s

N₆₀: 3.71 ± 1.61 blows

Es: 26.36 ± 26.36 MPa

Dr (%): 0.00 ± 0.00

ϕ (degrees): 0.00 ± 0.00 °

Unit weight: 16.42 ± 0.35 kN/m³

Constrained Mod.: 12.11 ± 7.86 MPa

Go: 23.52 ± 4.26 MPa

Su: 51.99 ± 13.19 kPa

Su ratio: 1.26 ± 0.32

O.C.R.: 5.81 ± 1.46

.: Layer No: 2 .:

Code: 2 Start depth: 3.10 (m), End depth: 4.30 (m)

Description: Sabbia limosa e limo sabbioso

Basic results

Total cone resistance: 2.63 ±1.03 MPa

Sleeve friction: 25.01 ±9.67 kPa

SBT_n: 5SBT_n description: Silty sand & sandy silt

Estimation results

Permeability: 1.99E-06 ±4.47E-06 m/s

N60: 8.00 ±2.40 blows

Es: 32.15 ±3.41 MPa

Dr (%): 38.42 ±3.52

φ (degrees): 36.43 ±0.88 °

Unit weight: 17.07 ±0.56 kN/m³

Constrained Mod.: 32.81 ±10.97 MPa

Go: 36.87 ±7.96 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

.: Layer No: 3 .:

Code: 3 Start depth: 4.30 (m), End depth: 30.20 (m)

Description: Argilla e argilla limosa

Basic results

Total cone resistance: 1.01 ±0.61 MPa

Sleeve friction: 21.87 ±33.40 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay

Estimation results

Permeability: 0.00E+00 ±5.59E-07 m/s

N60: 5.90 ±2.99 blows

Es: 23.68 ±4.98 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.54 ±0.99 kN/m³

Constrained Mod.: 4.25 ±8.04 MPa

Go: 37.49 ±22.17 MPa

Su: 50.40 ±28.43 kPa

Su ratio: 0.40 ±0.23

O.C.R.: 1.87 ±1.07

Project: Adriamet S.r.l.

Location: Via Donatello, Corte Centrale (FE)

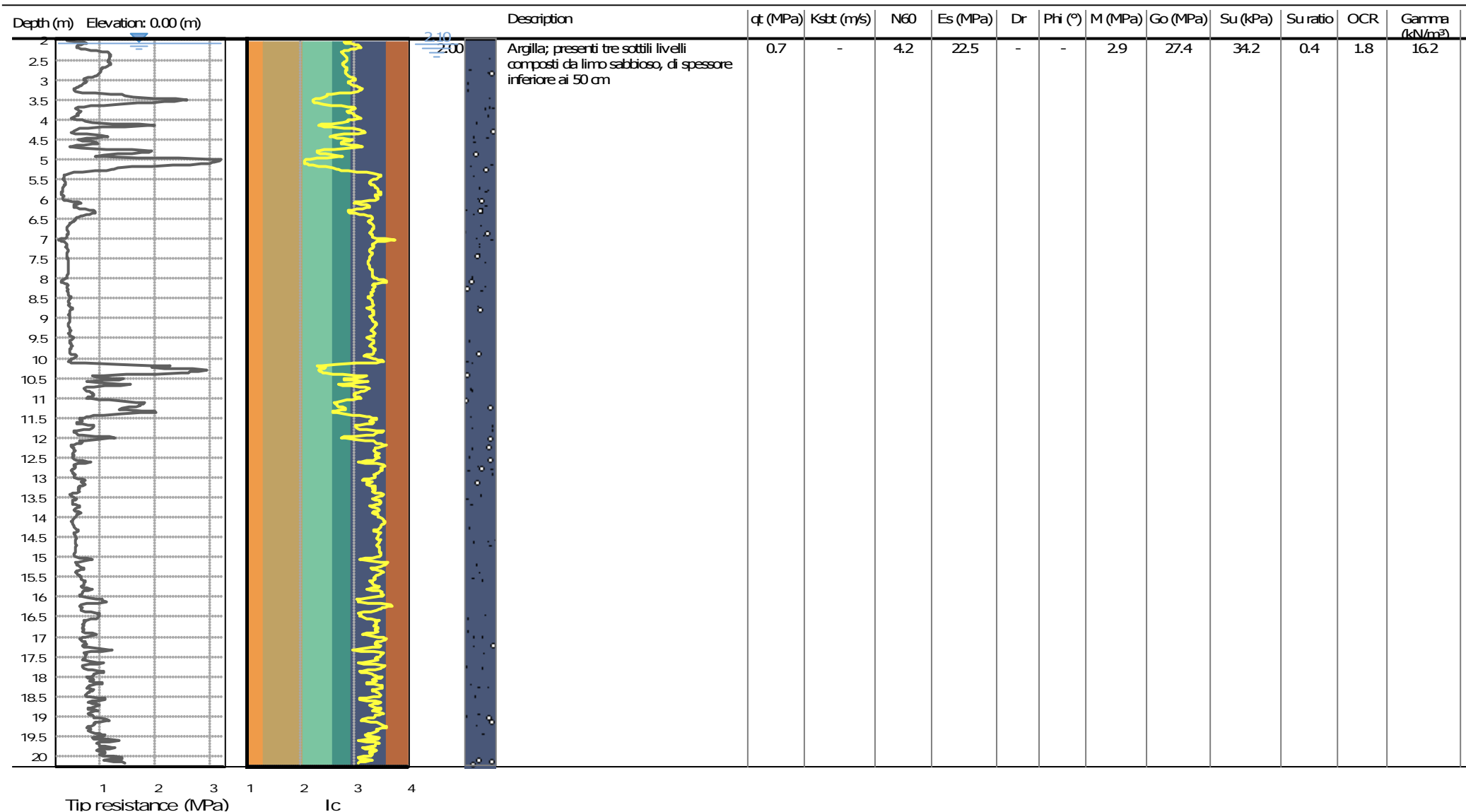
Summary table of mean values

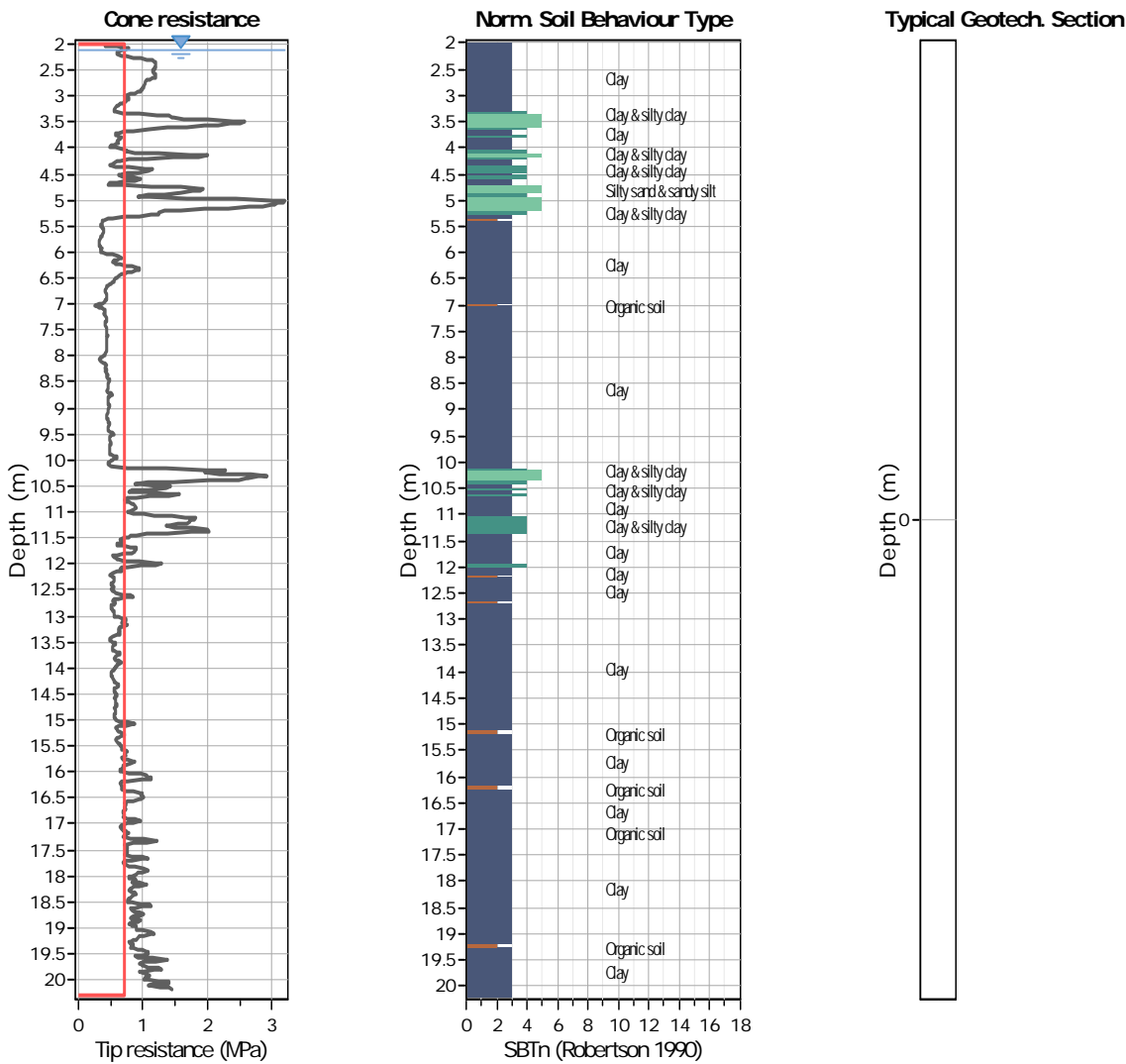
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
2.00	1.10	6.82E-08	3.7	26.4	0.0	0.0	12.1	23.5	52.0	1.3	5.8	16.4
3.10		(±3.49E-06)	(±1.6)	(±26.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±7.9)	(±4.3)	(±13.2)	(±0.3)	(±1.5)	(±0.3)
3.10	1.20	1.99E-06	8.0	32.1	38.4	36.4	32.8	36.9	0.0	0.0	0.0	17.1
4.30		(±4.47E-06)	(±2.4)	(±3.4)	(±3.5)	(±0.9)	(±11.0)	(±8.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.6)
4.30	25.90	0.00E+00	5.9	23.7	0.0	0.0	4.2	37.5	50.4	0.4	1.9	16.5
30.20		(±5.59E-07)	(±3.0)	(±5.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±8.0)	(±22.2)	(±28.4)	(±0.2)	(±1.1)	(±1.0)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Project: **Adriamet S.r.l.**

Location: **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: 1 **Start depth:** 2.00 (m), **End depth:** 20.30 (m)

Description: Argilla; presenti tre sottili livelli composti da limo sabbioso, di spessore inferiore ai 50 cm

Basic results

Total cone resistance: 0.71 ± 0.45 MPa

Sleeve friction: 18.05 ± 12.14 kPa

SBT_n: 3

SBTn description: Clay

Estimation results

Permeability: $0.00E+00 \pm 3.71E-07$ m/s

N₆₀: 4.23 ± 1.47 blows

Es: 22.49 ± 6.41 MPa

Dr (%): 0.00 ± 0.00

ϕ (degrees): 0.00 ± 0.00 °

Unit weight: 16.19 ± 0.66 kN/m³

Constrained Mod.: 2.89 ± 7.72 MPa

Go: 27.40 ± 8.02 MPa

Su: 34.23 ± 19.86 kPa

Su ratio: 0.40 ± 0.43

O.C.R.: 1.83 ± 2.00

Project: Adriamet S.r.l.

Location: Via Donatello, Corte Centrale (FE)

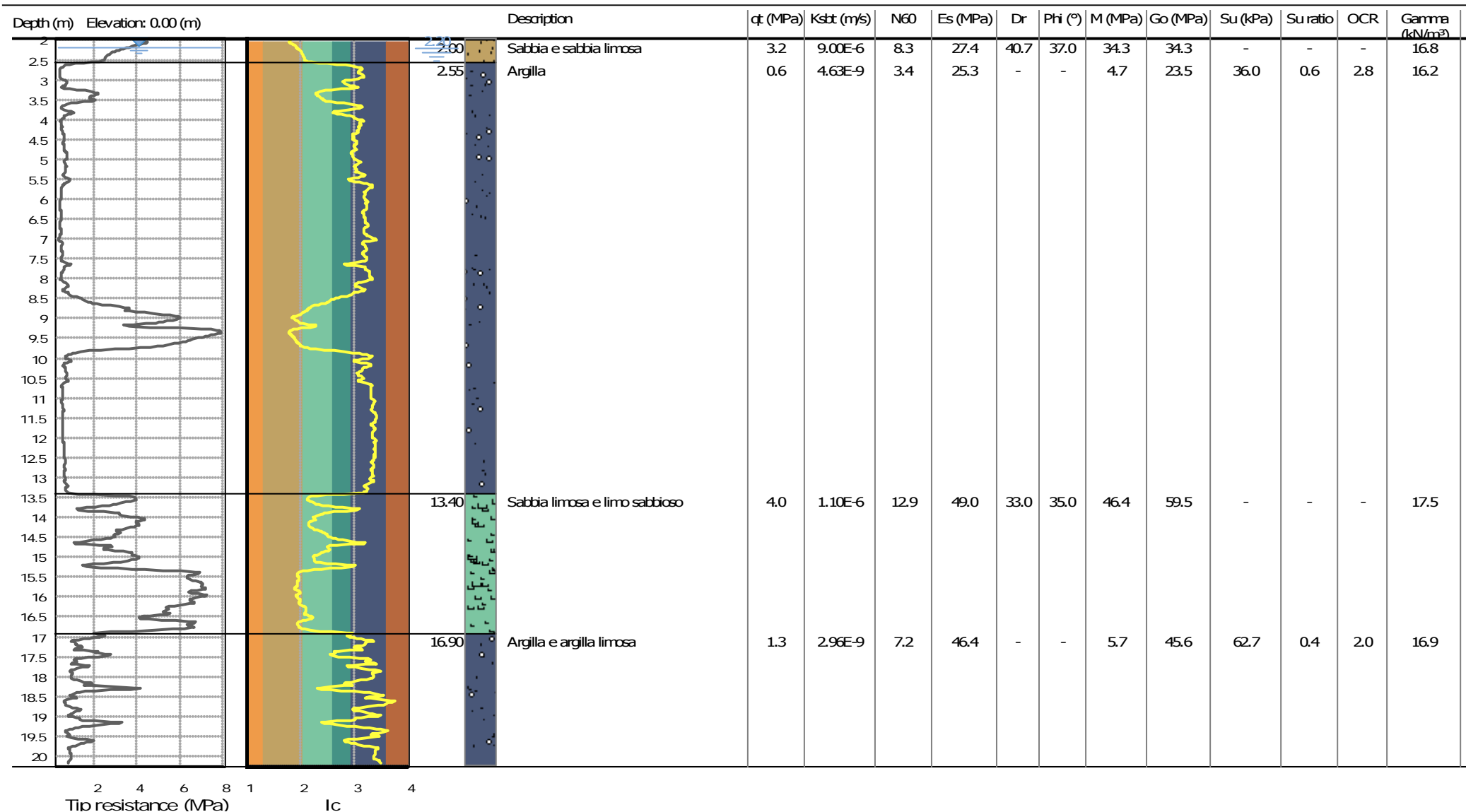
Summary table of mean values

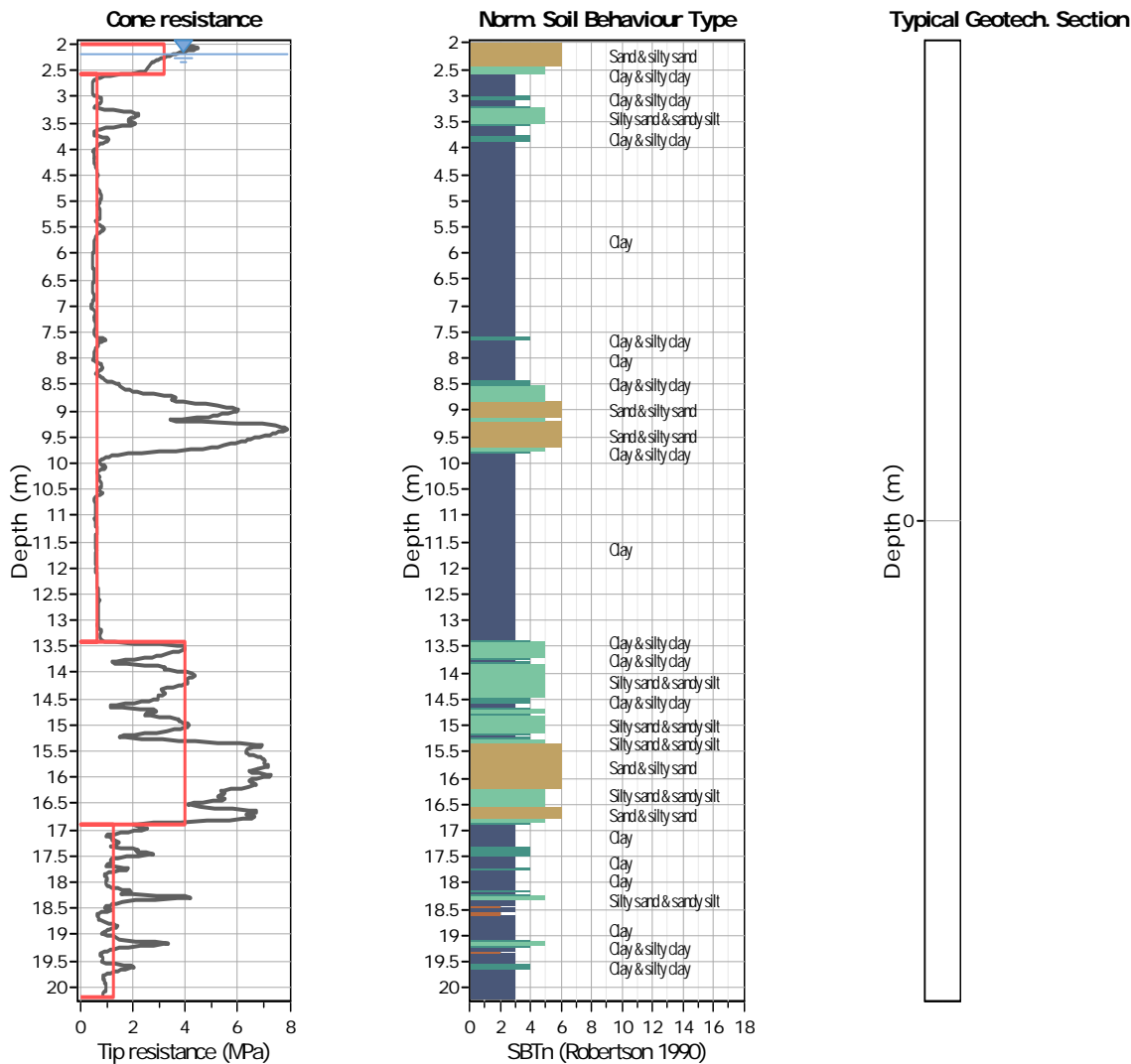
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
2.00	18.30	0.00E+00	4.2	22.5	0.0	0.0	2.9	27.4	34.2	0.4	1.8	16.2
20.30		(±3.71E-07)	(±1.5)	(±6.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±7.7)	(±8.0)	(±19.9)	(±0.4)	(±2.0)	(±0.7)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Project: **Adriamet S.r.l.**

Location: **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: 1 **Start depth:** 2.00 (m), **End depth:** 2.55 (m)

Description: Sabbia e sabbia limosa

Basic results

Total cone resistance: 3.17 ± 0.71 MPa

Sleeve friction: 18.38 ± 2.58 kPa

SBT_n: 6

SBTn description: Sand & silty sand

Estimation results

Permeability: $9.00E-06 \pm 9.83E-06$ m/s

N60: 8.34 ± 1.34 blows

Es: 27.36 ± 2.53 MPa

Dr (%): 40.68 ± 4.20

ϕ (degrees): 36.98 ± 0.97 °

Unit weight: 16.78 ± 0.22 kN/m³

Constrained Mod.: 34.29 ± 3.16 MPa

Go: 34.29 ± 3.16 MPa

Su: 0.00 ± 0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ± 0.00

O.C.R.: 0.00 ± 0.00

::: Layer No: 2 :::

Code: 2 Start depth: 2.55 (m), End depth: 13.40 (m)

Description: Argilla

Basic results

Total cone resistance: 0.64 ±0.37 MPa

Sleeve friction: 18.65 ±7.02 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay

Estimation results

Permeability: 4.63E-09 ±2.54E-07 m/s

N60: 3.45 ±0.99 blows

Es: 25.25 ±3.52 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.19 ±0.46 kN/m³

Constrained Mod.: 4.73 ±6.29 MPa

Go: 23.54 ±4.30 MPa

Su: 35.98 ±12.93 kPa

Su ratio: 0.61 ±0.27

O.C.R.: 2.83 ±1.25

::: Layer No: 3 :::

Code: 3 Start depth: 13.40 (m), End depth: 16.90 (m)

Description: Sabbia limosa e limo sabbioso

Basic results

Total cone resistance: 4.00 ±1.85 MPa

Sleeve friction: 30.40 ±8.72 kPa

SBT_n: 5SBT_n description: Silty sand & sandy silt

Estimation results

Permeability: 1.10E-06 ±5.01E-06 m/s

N60: 12.88 ±3.54 blows

Es: 49.01 ±6.33 MPa

Dr (%): 33.04 ±5.24

φ (degrees): 34.97 ±1.53 °

Unit weight: 17.45 ±0.36 kN/m³

Constrained Mod.: 46.41 ±18.68 MPa

Go: 59.53 ±8.83 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

::: Layer No: 4 :::

Code: 4 Start depth: 16.90 (m), End depth: 20.20 (m)

Description: Argilla e argilla limosa

Basic results

Total cone resistance: 1.28 ±0.68 MPa

Sleeve friction: 26.73 ±13.45 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay

Estimation results

Permeability: 2.96E-09 ±9.96E-08 m/s

N60: 7.23 ±1.84 blows

Es: 46.36 ±1.55 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.87 ±0.51 kN/m³

Constrained Mod.: 5.74 ±11.93 MPa

Go: 45.64 ±9.03 MPa

Su: 62.72 ±36.74 kPa

Su ratio: 0.43 ±0.27

O.C.R.: 1.97 ±1.25

Project: Adriamet S.r.l.

Location: Via Donatello, Corte Centrale (FE)

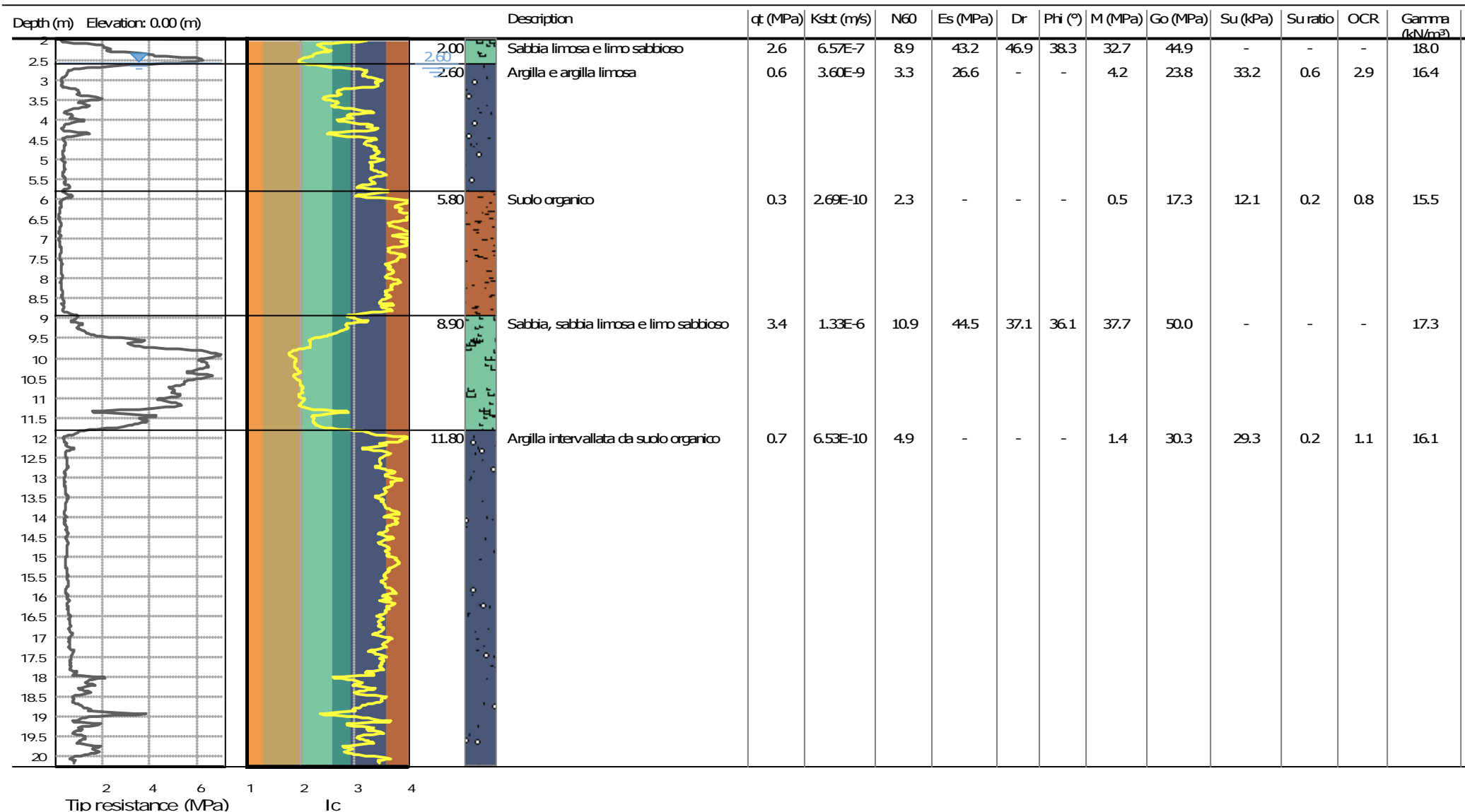
Summary table of mean values

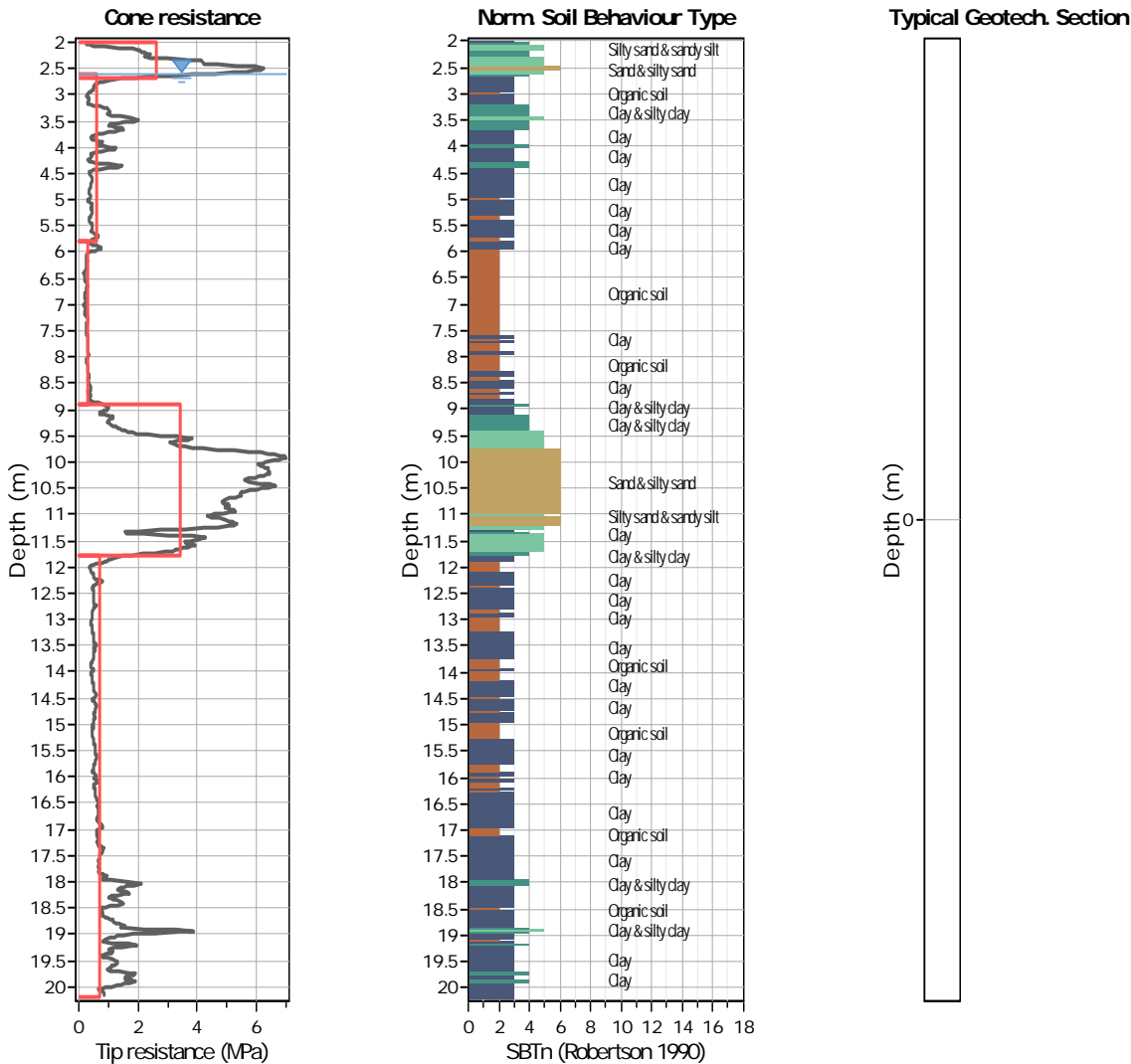
From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
2.00	0.55	9.00E-06	8.3	27.4	40.7	37.0	34.3	34.3	0.0	0.0	0.0	16.8
2.55		(±9.83E-06)	(±1.3)	(±2.5)	(±4.2)	(±1.0)	(±3.2)	(±3.2)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.2)
2.55	10.85	4.63E-09	3.4	25.3	0.0	0.0	4.7	23.5	36.0	0.6	2.8	16.2
13.40		(±2.54E-07)	(±1.0)	(±3.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±6.3)	(±4.3)	(±12.9)	(±0.3)	(±1.3)	(±0.5)
13.40	3.50	1.10E-06	12.9	49.0	33.0	35.0	46.4	59.5	0.0	0.0	0.0	17.5
16.90		(±5.01E-06)	(±3.5)	(±6.3)	(±5.2)	(±1.5)	(±18.7)	(±8.8)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.4)
16.90	3.30	2.96E-09	7.2	46.4	0.0	0.0	5.7	45.6	62.7	0.4	2.0	16.9
20.20		(±9.96E-08)	(±1.8)	(±1.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±11.9)	(±9.0)	(±36.7)	(±0.3)	(±1.2)	(±0.5)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface

Project: **Adriamet S.r.l.**

Location: **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**





Tabular results

::: Layer No: 1 :::

Code: 1 **Start depth:** 2.00 (m), **End depth:** 2.70 (m)

Description: Sabbia limosa e limo sabbioso

Basic results

Total cone resistance: 2.61 ±2.07 MPa

Sleeve friction: 58.58 ±38.10 kPa

SBT_n: 5

SBTn description: Silty sand & sandy silt

Estimation results

Permeability: 6.57E-07 ±3.79E-06 m/s

N60: 8.85 ±5.04 blows

Es: 43.22 ±12.50 MPa

Dr (%): 46.85 ±8.44

φ (degrees): 38.30 ±1.85 °

Unit weight: 18.04 ±1.14 kN/m³

Constrained Mod.: 32.70 ±24.17 MPa

Go: 44.90 ±19.21 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

:: Layer No: 2 ::

Code: 2 Start depth: 2.60 (m), End depth: 5.80 (m)

Description: Argilla e argilla limosa

Basic results

Total cone resistance: 0.59 ±0.62 MPa

Sleeve friction: 23.08 ±11.82 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay

Estimation results

Permeability: 3.60E-09 ±4.80E-07 m/s

N60: 3.31 ±1.69 blows

Es: 26.56 ±4.53 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.40 ±0.57 kN/m³

Constrained Mod.: 4.16 ±9.68 MPa

Go: 23.84 ±6.74 MPa

Su: 33.16 ±25.10 kPa

Su ratio: 0.62 ±0.50

O.C.R.: 2.87 ±2.31

:: Layer No: 3 ::

Code: 3 Start depth: 5.80 (m), End depth: 8.90 (m)

Description: Suolo organico

Basic results

Total cone resistance: 0.29 ±0.11 MPa

Sleeve friction: 12.90 ±9.39 kPa

SBT_n: 2SBT_n description: Organic soil

Estimation results

Permeability: 2.69E-10 ±8.62E-10 m/s

N60: 2.32 ±0.57 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 15.46 ±0.52 kN/m³

Constrained Mod.: 0.47 ±1.16 MPa

Go: 17.28 ±4.10 MPa

Su: 12.08 ±7.88 kPa

Su ratio: 0.17 ±0.12

O.C.R.: 0.78 ±0.54

:: Layer No: 4 ::

Code: 4 Start depth: 8.90 (m), End depth: 11.80 (m)

Description: Sabbia, sabbia limosa e limo sabbioso

Basic results

Total cone resistance: 3.44 ±2.04 MPa

Sleeve friction: 27.50 ±7.77 kPa

SBT_n: 5SBT_n description: Silty sand & sandy silt

Estimation results

Permeability: 1.33E-06 ±8.82E-06 m/s

N60: 10.91 ±4.07 blows

Es: 44.49 ±5.02 MPa

Dr (%): 37.12 ±5.56

φ (degrees): 36.08 ±1.51 °

Unit weight: 17.28 ±0.49 kN/m³

Constrained Mod.: 37.65 ±20.60 MPa

Go: 50.02 ±11.14 MPa

Su: 0.00 ±0.00 kPa

Su ratio: 0.00 ±0.00

O.C.R.: 0.00 ±0.00

:: Layer No: 5 ::

Code: 5 Start depth: 11.80 (m), End depth: 20.20 (m)

Description: Argilla intervallata da suolo organico

Basic results

Total cone resistance: 0.69 ±0.46 MPa

Sleeve friction: 16.57 ±8.39 kPa

SBT_n: 3SBT_n description: Clay

Estimation results

Permeability: 6.53E-10 ±3.46E-08 m/s

N60: 4.91 ±1.59 blows

Es: 0.00 ±0.00 MPa

Dr (%): 0.00 ±0.00

φ (degrees): 0.00 ±0.00 °

Unit weight: 16.08 ±0.58 kN/m³

Constrained Mod.: 1.40 ±5.80 MPa

Go: 30.30 ±9.75 MPa

Su: 29.29 ±26.22 kPa

Su ratio: 0.23 ±0.17

O.C.R.: 1.07 ±0.81

Project: Adriamet S.r.l.

Location: Via Donatello, Corte Centrale (FE)

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
2.00	0.70	6.57E-07	8.9	43.2	46.9	38.3	32.7	44.9	0.0	0.0	0.0	18.0
2.70		(±3.79E-06)	(±5.0)	(±12.5)	(±8.4)	(±1.9)	(±24.2)	(±19.2)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±1.1)
2.60	3.20	3.60E-09	3.3	26.6	0.0	0.0	4.2	23.8	33.2	0.6	2.9	16.4
5.80		(±4.80E-07)	(±1.7)	(±4.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±9.7)	(±6.7)	(±25.1)	(±0.5)	(±2.3)	(±0.6)
5.80	3.10	2.69E-10	2.3	0.0	0.0	0.0	0.5	17.3	12.1	0.2	0.8	15.5
8.90		(±8.62E-10)	(±0.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±1.2)	(±4.1)	(±7.9)	(±0.1)	(±0.5)	(±0.5)
8.90	2.90	1.33E-06	10.9	44.5	37.1	36.1	37.7	50.0	0.0	0.0	0.0	17.3
11.80		(±8.82E-06)	(±4.1)	(±5.0)	(±5.6)	(±1.5)	(±20.6)	(±11.1)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.5)
11.80	8.40	6.53E-10	4.9	0.0	0.0	0.0	1.4	30.3	29.3	0.2	1.1	16.1
20.20		(±3.46E-08)	(±1.6)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±5.8)	(±9.8)	(±26.2)	(±0.2)	(±0.8)	(±0.6)

Depth values presented in this table are measured from free ground surface



ALLEGATO 2

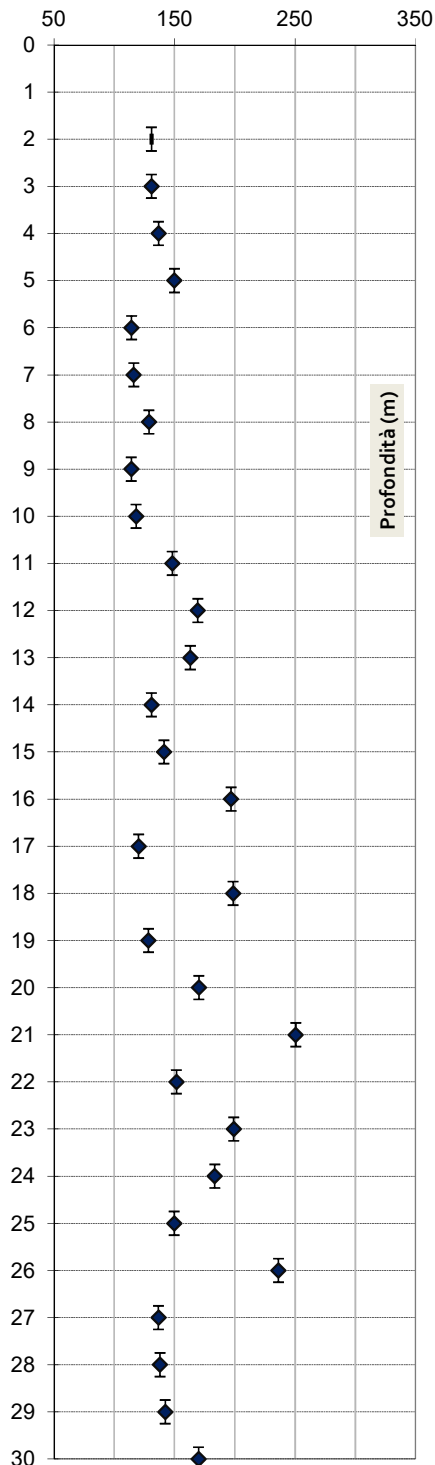
PROVA SCPTU

doc.	data emiss.	sperimentatore	responsabile
1	18/12/2020		

Committente: **Adriamet S.r.l.**
 Cantiere: **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**
 Prova: **SCPTU 1**
 Data prova: **16 dicembre 2020**

Distanza sorgente da verticale misura: **1.00 metri**
 Profondità sorgente da piano campagna: **0.00 metri**

Velocità onde di taglio V_{SVH} (m/s)



Prof. misura da	Prof. dato a	Prof. dato m	Velocità m/s	Accuratezza
0,0	1,0	1,0	130,959	0,959
1,0	2,0	2,00	130,959	0,928
2,0	3,0	3,00	130,959	0,987
3,0	4,0	4,00	136,734	0,989
4,0	5,0	5,00	149,955	0,960
5,0	6,0	6,00	114,263	0,949
6,0	7,0	7,00	116,211	0,843
7,0	8,0	8,00	128,839	0,848
8,0	9,0	9,00	114,216	0,965
9,0	10,0	10,00	118,204	0,977
10,0	11,0	11,00	148,164	0,995
11,0	12,0	12,00	169,317	0,986
12,0	13,0	13,00	163,134	0,992
13,0	14,0	14,00	130,938	0,969
14,0	15,0	15,00	141,286	0,980
15,0	16,0	16,00	197,025	0,876
16,0	17,0	17,00	120,229	0,894
17,0	18,0	18,00	198,707	0,901
18,0	19,0	19,00	128,351	0,997
19,0	20,0	20,00	170,255	0,994
20,0	21,0	21,00	250,701	0,998
21,0	22,0	22,00	151,611	0,987
22,0	23,0	23,00	199,162	0,991
23,0	24,0	24,00	183,428	0,984
24,0	25,0	25,00	149,805	0,928
25,0	26,0	26,00	236,312	0,822
26,0	27,0	27,00	136,705	0,907
27,0	28,0	28,00	137,951	0,937
28,0	29,0	29,00	142,391	0,990
29,0	30,0	30,00	170,009	0,990

V_{Seq} calcolata in base all'art. 3.2.2. del N.T.C.18

Profondità posa fondazione in metri da p. **0,0**

$$V_{Seq} \quad 0,0 \quad / \quad 30,0 \quad = \quad 146,88$$

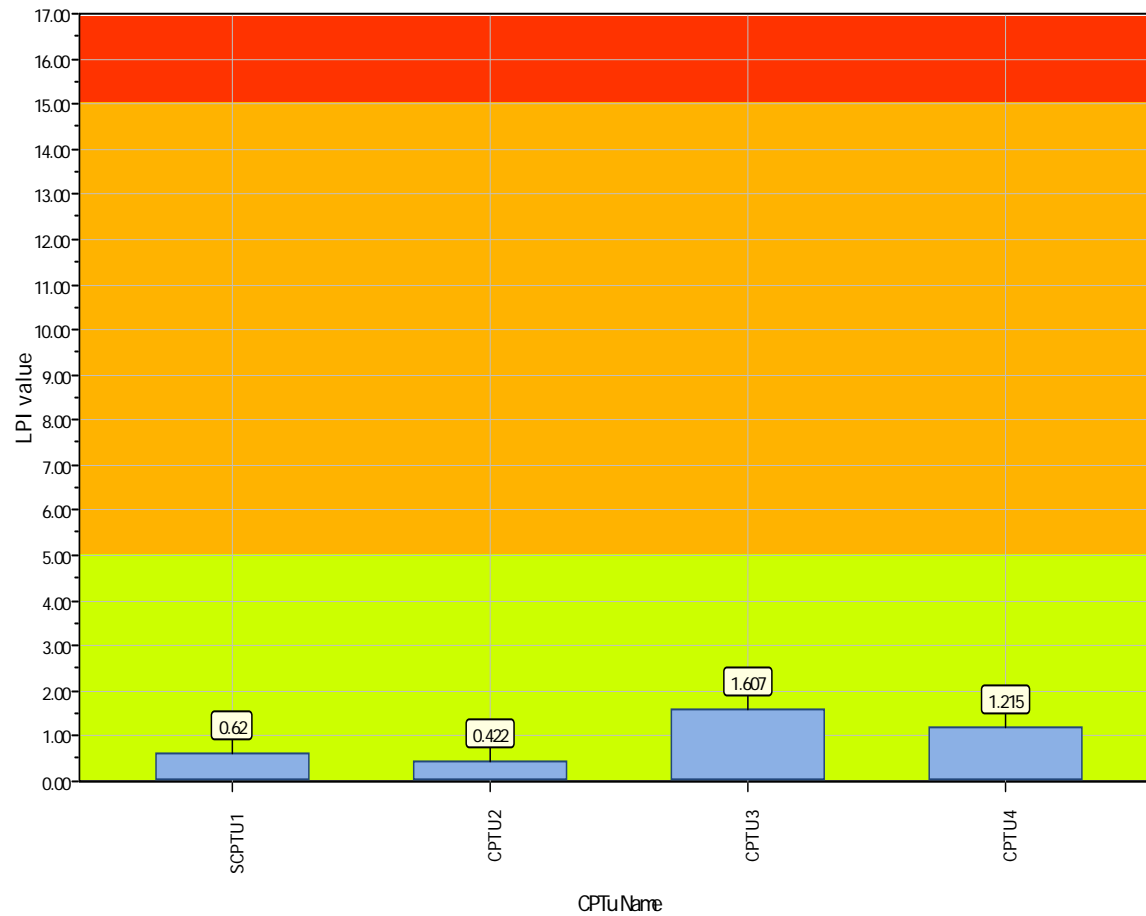


ALLEGATO 3

Project title : **Adriamet S.r.l.**

Location : **Via Donatello, Corte Centrale (FE)**

Overall Liquefaction Potential Index report



LPI color scheme

- Very high risk
- High risk
- Low risk

Basic statistics

Total CPT number: 4
100.00% low risk
0.00% high risk
0.00% very high risk