



CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Sede legale e recapito postale:

44121 Ferrara - Via Borgo dei Leoni, 28 - C.F. 93076450381

web: www.bonificaferrara.it - e-mail: info@bonificaferrara.it

pec: posta.certificata@pec.bonificaferrara.it

aderente all'

Associazione Nazionale Bonifiche, Irrigazioni e Miglioramenti Fondiari

PROGETTO CIARLE NORD

PROGETTO ESECUTIVO

Provincia di Ferrara

Comuni di Terre del Reno e Vigarano Mainarda

**LAVORI DI IMPLEMENTAZIONE PRIMARIA DEL SISTEMA IRRIGUO
CIARLE NEI COMUNI TERRE DEL RENO E VIGARANO MAINARDA (FE)
CONDOTTO DISTRIBUTORE NORD.**

CUP: J34E21001450001

RELAZIONE GEOLOGICO-GEOTECNICA

RELAZIONE GEOLOGICO GEOTECNICA

Data: **09.11.2021**

Elab.:

B.2

IL PROGETTISTA

(Dott. Ing. Massimo Garutti)

**IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO**

(Dott. Ing. Marco Volpin)

Indagini geologiche:

(Dott. Geol. Leonardo Calzolari)



Rev.	Descrizione	Redatto	Verificato	Approvato	Data
A					
B					
C					

**OGGETTO : LAVORI DI IMPLEMENTAZIONE PRIMARIA DEL
SISTEMA IRRIGUO CIARLE NEI COMUNI TERRE
DEL RENO E VIGARANO MAINARDA (FE)
CONDOTTO DISTRIBUTORE NORD**

COMMITTENTE : CONSORZI ODI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
Via Borgo dei Leoni, 28 – 44121 Ferrara (FE)

**RELAZIONE FATTIBILITÀ GEOLOGICA
RELAZIONE SULLA RISPOSTA SISMICA
RELAZIONE SULLA CARATTERIZZAZIONE e ANALISI GEOTECNICA**

ai sensi del D.M. 17.01.2018

Reg. Int.:
Prt. 21188

Data : **30 Ottobre 2021**

Dr. Geologo Leonardo Calzolari
Geologo Specialista
Ordine dei Geologi della Lombardia
N. 1165 Sez. A



SOMMARIO

1.	PREMESSA.....	1
2.	LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO	3
3.	INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA	4
4.	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
4.1.	Lineamenti geologici e geomorfologici	5
4.2.	Litologia di superficie	5
5.	Livello di falda.....	6
6.	INDAGINI GEOGNOSTICHE	7
6.1.	Prove penetrometriche statiche elettriche con piezocono sismico (SCPTU)	7
6.2.	Prova Penetrometrica Statica Meccanica (CPTM).....	8
7.	MODELLO GEOLOGICO	8
8.	ANALISI SISMICA DEL SITO	14
8.1.	Sismicità del territorio.....	14
8.2.	Modello sismico locale	16
8.3.	Spettro di risposta sismica locale	17
9.	STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE	18
10.	Modello geotecnico	26
11.	ANALISI GEOTECNICA.....	30
12.	ANALISI GEOTECNICA.....	31
12.1.	Analisi geotecnica allo Stato Limite Ultimo (SLU)	32
12.2.	Analisi geotecnica allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)	32
13.	ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO	33
13.1.	Metodologia di calcolo	33

ALLEGATI

DIAGRAMMI DI PROVA

RAPPORTO DI INDAGINE SISMICA

1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nel Progetto Esecutivo dei “Lavori di implementazione primaria del sistema irriguo Ciarle nei comuni di Terre del Reno – Vigarano Mainarda (FE) – Condotto distributore Nord”.

Le opere da realizzare sono costituite da manufatti idraulici che si sviluppano lungo un tracciato che va da San Carlo a Vigarano Mainarda.

In particolare il Condotto Distributore Nord sarà realizzato distinguendo tre tronchi:

- il primo è compreso tra l'attraversamento di Via Luneda e la presa dell'Allacciante S. Carlo,
- il secondo è compreso tra l'Allacciante S. Carlo e lo Scolo Mirabello,
- il terzo è compreso tra lo Scolo Mirabello sino alla corte Mozzarella di Sotto in comune di Vigarano Mainarda.

Le caratteristiche tecniche dei tronchi sono come sottoindicato:

- 1° tronco : viene realizzato a cielo aperto, caratterizzato da sezioni trapezie di 80 cm di base e con sponde inclinate di 2/3; il rivestimento in c.a. è previsto gettato in opera; la pendenza del percorso è dello 0,20 ‰.
- 2° tronco : viene realizzato mediante posa di tubi $\phi 1.200$ a base piana, portanti, in c.a.v.; i giunti fra un tubo e l'altro saranno a tenuta; la pendenza del percorso è dello 0,20 ‰.
- 3° tronco : viene realizzato mediante posa di tubi $\phi 1.200$ a base piana, portanti, in c.a.v.; la pendenza del percorso è dello 0,10 ‰.

Lungo il tracciato che va da San Carlo a Vigarano Mainarda, sono state realizzate delle indagini geognostiche nelle date del 18 maggio 2004 e del 17 aprile 2017 dalla ditta Pergeo snc. Tali indagini verranno utilizzate nella presente relazione ai fini della caratterizzazione dei terreni e le analisi sismiche e geotecniche.

La fase di indagine e di analisi dell'assetto idrogeologico, sismico e geotecnico, sono state condotte sulla base di prove in sito consistite in:

- esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche meccaniche con punta Begemann (CPTM), eseguite in data 18 maggio 2004,
- esecuzione di n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche con Piezocono (CPTU), eseguite in data 17 aprile 2017,
- esecuzione di n. 2 prove sismiche attive dirette con Cono Sismico SCPTU, eseguite in data 17 aprile 2017.

La fase di analisi è stata completata con la consultazione di dati presenti nella bibliografia tematica, estesi ad un intorno significativo, con il fine di caratterizzare la geologia dell'area e di individuare locali forme di instabilità e pericolosità geologica.

Nel presente documento verranno sviluppate considerazioni in merito all'assetto geomorfologico ed idrogeologico del comparto in studio, verranno analizzati i risultati delle indagini in sito al fine di fornire un Modello geologico ed un Modello geotecnico di riferimento, verrà effettuata la caratterizzazione sismica

del sito e valutata la pericolosità sismica dello stesso, e verranno effettuate le verifiche geotecniche sugli Stati Limite dei terreni di fondazione, relativamente al progetto della struttura, a supporto della fase di progettazione esecutiva.

Il presente documento viene redatto applicando i dettami del D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le costruzioni", nonché della normativa sismica vigente, Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 Aprile 2006, che inserisce i Comuni di Terre di Reno (FE) e di Vigarano Mainarda (FE) in Zona Sismica 3.

In accordo con i Progettisti ed in considerazione del progetto, i dati ottenuti dalle indagini in sito si rendono necessari al fine di determinare il livello della falda freatica e/o piezometrico, di ricostruire la successione litologica del sottosuolo investigato, di parametrizzare i sedimenti costituenti il sottosuolo e di fornirne la classificazione sismica ed effettuare la verifica del potenziale di liquefazione.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella figura seguente.

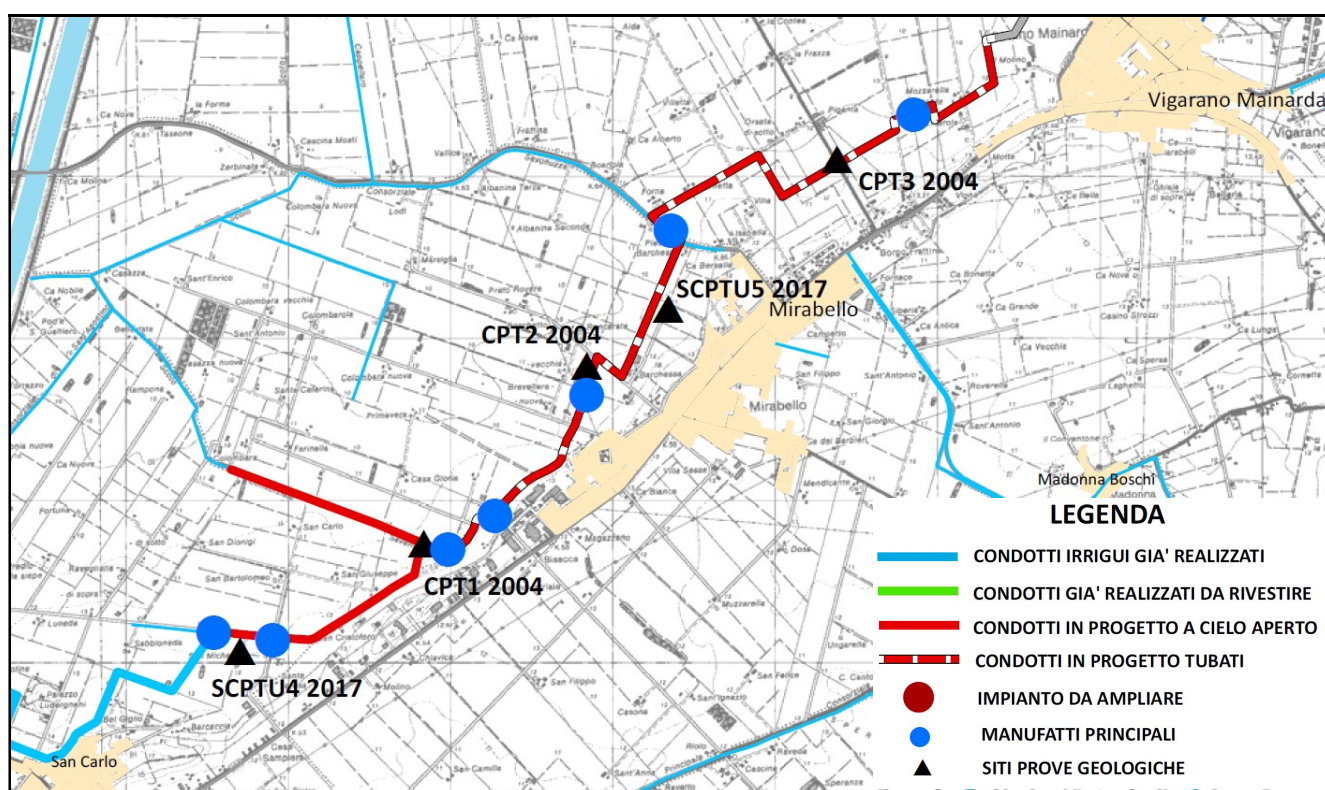


Fig. 1 – Posizione delle indagini geognostiche e tipo di manufatto

2. LEGGI E NORME DI RIFERIMENTO

La stesura della seguente relazione è stata eseguita in ottemperanza alle disposizioni contenute nelle normative di riferimento elencate di seguito:

Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

"Norme Tecniche per le Costruzioni"

Cap. 2 Sicurezza e prestazioni attese

Par. 2.2 Stati Limite

Cap. 3.2 Azione Sismica

Par. 3.2.2 Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche

Cap. 6 Progettazione geotecnica

Par. 6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

Par. 6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

Par. 6.2.3 Verifica delle prestazioni e della sicurezza

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617

"Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni"

C2 Sicurezza e prestazioni attese

C2.7 Verifiche alle tensioni ammissibili

C6 Progettazione geotecnica

C6.2.1 Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

C6.2.2 Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

C6.2.3 Verifica delle prestazioni e della sicurezza

Ordinanza della Presidenza del Consiglio dei Ministri, 28 Aprile 2006, n. 3519

"Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone".

D.G.R. 2193/2015

"Art. 16 della L.R. n. 20 del 24/03/2000. Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di micro zonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale urbanistica" di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 maggio 2007, n. 112".

Ordinanza del Commissario delegato per la ricostruzione n. 70 del 13 novembre 2012

"Approvazione programma per gli studi di micro zonazione sismica".

Associazione Geotecnica Italiana; giugno 1977

"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche".

3. INQUADRAMENTO GENERALE DELL'AREA

Il comparto territoriale in studio è situato nella porzione occidentale della Pianura Ferrarese, a Sud del Fiume Po e ad est del Fiume Reno che dista circa 5 km; l'area in oggetto si trova tra le località di San Carlo a sud e Vigarano Mainarda a nord, lungo una direttrice che si posiziona di poco a nord della S.P. 66 che collega gli abitati di San Carlo – Mirabello – Vigarano Mainarda.

L'altimetria dell'area è compresa tra i 12,0 metri s.l.m. della zona di San Carlo ed i 10,5 metri s.l.m. della zona di Vigarano Mainarda; l'assetto generale del territorio nei dintorni dell'area in argomento, a fisiografia sub-pianeggiante, con debole gradiente negativo verso nord-est.

Le coordinate geografiche sono rilevabili nella Tavola 185SO "Bondeno" alla Sezione 185.140 "Mirabello" alla Scala 1:10.000 della Carta Tecnica Regionale.

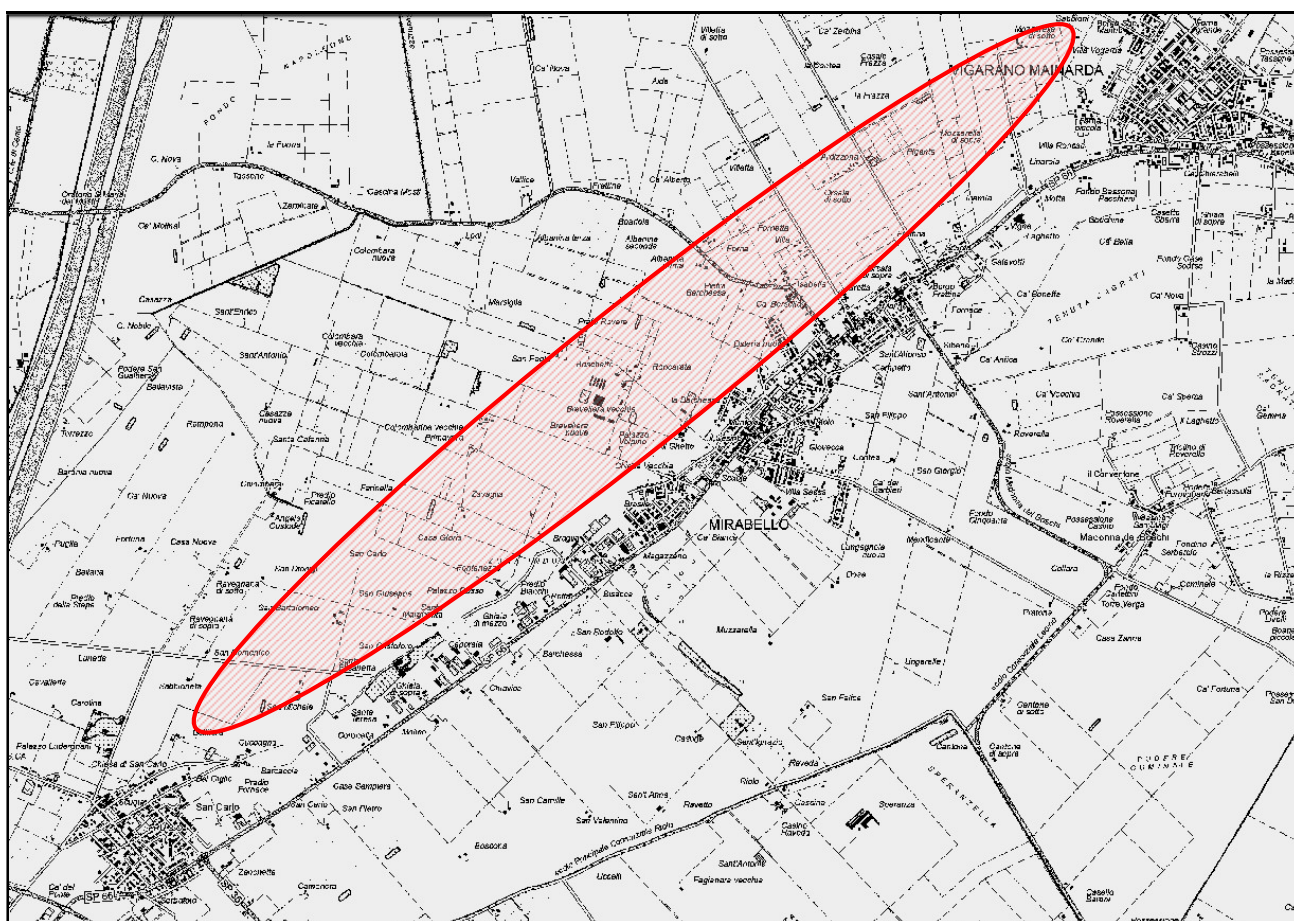


Fig. 2 - Inquadramento corografico - Stralcio C.T.R. Scala 1:5.000 Elemento 185.161

In riferimento al Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico (P.A.I.), adottato con Deliberazione del Comitato Istituzionale n. 1 in data 11.05.1999, il territorio è classificato in zona a rischio totale 1 *"rischio idraulico ed idrogeologico moderato"*, in cui la principale tipologia di dissesto componente il rischio è rappresentata dall'evento di *esondazione*.

Con particolare riferimento al "Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico" (P.A.I.), come si può vedere nel Foglio 185 "Ferrara" alla Scala 1:50.000 delle Tavole di delimitazione delle fasce fluviali, il comparto oggetto di intervento edificatorio è collocato al di fuori delle fasce A e B, mentre viene a ricadere all'interno della fascia C, come "Area di inondazione per piena catastrofica".

4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

4.1. LINEAMENTI GEOLOGICI E GEOMORFOLOGICI

Il comparto si sviluppa nella fascia centro-orientale della Pianura Padana, in un ambiente di piane alluvionali inondabili con dinamica prevalentemente deposizionale, costituite da depositi recenti (Olocene Inferiore – Olocene Medio, da 10000 – 2500 anni, Pre-Boreale – Sub-Boreale) o attuali (Olocene Superiore, da 2500 – 0 anni, Cronozona Sub-Atlantico).

L'azione morfogenetica dominante, è imputabile all'evoluzione del reticolo idrografico di superficie, ed in particolare al Fiume Reno. Attualmente la morfogenesi prevalente è da relazionarsi all'attività antropica, in particolar modo agli interventi edilizi ed infrastrutturali di rimodellazione della superficie topografica.

Limitatamente al comparto in studio, l'assetto topografico è dato da zone morfologicamente pianeggianti in cui non sono visibili ondulazioni ben definite, se non variazioni altimetriche dell'ordine di 0,50 metri su breve raggio, e con un gradiente topografico dell'ordine del 3‰ con inclinazione sudovest – nordest. L'elemento morfologicamente rilevante è il dosso sul quale si impostano gli abitati di San Carlo e Mirabello e parte dei Vaigarano Mainarda, che presenta quote altimetriche maggiori anche di 5 metri che si raccorda gradualmente alle fasce di valle deposizionale.

Attualmente, nei limiti del territorio, non si osservano processi naturali di tipo alluvionale ancora attivi, poiché i corsi d'acqua che hanno contribuito all'evoluzione geomorfologica del territorio, risultano compresi all'interno di arginature di origine antropica che ne impediscono la naturale esondazione dall'alveo. L'area, dal punto di vista dell'evoluzione geomorfologica, si presenta conservativa e quiescente.

4.2. LITOLOGIA DI SUPERFICIE

Facendo riferimento al Sistema Cartografico informatizzato della Regione Emilia Romagna; nella cartografia in scala 1:50.000 vengono riportate le delineazioni geomorfologiche ed i vari suoli costituenti.



Fig. 2 - Inquadramento corografico - Stralcio C.T.R. Scala 1:5.000 Elemento 185.161

Consultando la Carta dei Suoli del Sistema Informativo della regione Emilia Romagna si evince che la zona in esame è interessata dalla Delineazione 6593, che si localizza tra gli abitati di San Carlo e nella parte sud di Mirabello, la quale indica la presenza di aree formate da dossi, ventagli di rotta di piana alluvionale, ed è interessata dalla consociazione dei suoli SMB1 – Sant’Ombono franco limosi, molto profondi, molto calcarei, moderatamente alcalini, a tessitura franca limosa nella parte superiore e franca limosa o franca argillosa limosa in quella inferiore, sono nella pianura alluvionale in ambiente di argine naturale e dai suoli VIL2 – Villalta franchi, molto profondi, molto calcarei, moderatamente alcalini; a tessitura franca nella parte superiore e franca sabbiosa o franca in quella inferiore, sono nella pianura alluvionale nell'ambiente di argine naturale, su depositi di ventaglio di rotta o di canale e diramazioni secondarie.

Il tratto compreso tra Mirabello e Vigarano Mainarda è interessato dalla Delineazione 7565, la quale indica presenza di argini naturali, ed è interessata dalla consociazione di suoli SMB2 – Sant’Ombono franco argillosi limosi, molto profondi, molto calcarei, moderatamente alcalini, a tessitura franca argillosa limosa nella parte superiore e franca limosa o franca argillosa limosa in quella inferiore, sono nella pianura alluvionale in ambiente di argine distale e argine naturale.

5. LIVELLO DI FALDA

La situazione idrogeologica del sito è stata determinata mediante misure dirette del livello piezometrico all’interno dei perfori d’indagine penetrometrica, durante le varie campagne di indagine.

I livelli di falda riscontrati sono stati i seguenti:

- Prova CPT₁ (18.05.2004) : -0,90 m da p.c.
- Prova CPT₂ (18.05.2004) : -2,30 m da p.c.
- Prova CPT₃ (18.05.2004) : -1,25 m da p.c.
- Prova CPTU₄ (21.04.2017) : -0,50 m da p.c.
- Prova CPTU₅ (21.04.2017) : -3,00 m da p.c.

Dalle misure effettuate si osserva una notevole variabilità del livello piezometrico della falda freatica, pertanto rimane difficile indicare un modello univoco valido per tutto il tracciato.

In base alle misure effettuate è probabile che nel caso di scavi e fondazioni superficiali che superino la profondità di -0,50 metri da piano campagna, si ritiene che localmente si possano verificare interferenze con la frangia. In particolare questo è più probabile nel settore che va da San Carlo a Mirabello, in quanto la falda pare essere a quote più superficiali rispetto al settore che va da Mirabello a Vigarano Mainarda ove la falda pare a quote inferiori a -1,00 metri.

Quindi, qualora si volesse stabilire la situazione idrogeologica nel sito al momento dell’inizio lavori, si può prevedere di realizzare uno scavo pilota per la profondità di scavo prevista o la profondità d’imposta delle fondazioni, per verificare l’eventuale insorgere di riflusso idrico all’interno degli scavi. Comunque, si ritiene opportuno che la realizzazione degli scavi sia effettuata in periodi poco piovosi, ed i tempi di apertura degli stessi siano sufficientemente contenuti.

6. INDAGINI GEOGNOSTICHE

La campagna di indagine geognostica è stata predisposta con lo scopo di definire l'assetto stratigrafico dei terreni presenti entro l'intervallo di "volume significativo" di sottosuolo, di determinare il livello della falda freatica nel sito e la caratterizzazione sismica dei terreni presenti al disotto del piano di fondazione.

La campagna di indagine geognostica è consistita nella esecuzione di:

- n. 3 prove penetrometriche statiche meccaniche con punta Begemann (CPTM), spinte alla profondità di 15,00 metri da p.c., per la caratterizzazione geotecnica del volume significativo di suolo,
- n. 2 prove penetrometriche statiche elettriche con Piezocono (CPTU), spinte alla profondità di 30,50 metri da p.c., per la caratterizzazione geotecnica del volume significativo di suolo,
- n. 2 prove sismiche attive dirette con metodologia "down-hole" da prova con cono sismico SCPTU, per la stima della velocità delle onde di taglio V_s , al fine della definizione del valore della velocità delle onde di taglio V_{seq} .

6.1. PROVE PENETROMETRICHE STATICHE ELETTRICHE CON PIEZOCONO SISMICO (SCPTU)

La prova penetrometrica elettrica e sismica si realizza mediante infissione nel terreno di una punta conica strumentata con sensori elettrici che collegata tramite cavo ad una unità di acquisizione in superficie, permette di ottenere i seguenti parametri:

- Resistenza alla punta (q_c – cone resistance): pressione assiale misurata (Q_c) agente sull'area totale della base del cono (A_c)
- Attrito laterale locale unitario (f_s – local unit side friction): pressione di attrito (sleeve) misurata (Q_s) agente sull'area laterale del minicotto di attrito (A_s)
- Pressione dei pori in penetrazione (u_2 – penetration pore pressure): pressione dei pori misurata durante la penetrazione in corrispondenza della parte cilindrica del cono, appena sopra la parte conica del cono, posizione u_2 .
- Velocità di avanzamento della punta : Speed (cm/sec)
- Deviazione dalla verticale di infissione : Tilt (°)
- Tempi di arrivo delle onde di taglio : Time shift

Sulla base dei parametri rilevati si possono ricavare tali ulteriori dati:

- Pressione dei pori generata ($\Delta u = u - u_0$ - generated pore pressure): dove u_0 è la pressione nei pori esistente nel terreno alla profondità del cono, pressione idrostatica
- Resistenza alla punta totale corretta (q_t – total corrected cone resistance): $q_t = q_c + u(1-a)$, a = fattore di forma del cono.

La punta elettrica utilizzata presenta le seguenti caratteristiche: diametro della punta $\varnothing = 36,0$ mm, angolo di apertura 60° , area della punta 1000 mm^2 ; manicotto laterale di frizione con diametro $\varnothing = 36,0$ mm, lunghezza $133,7$ mm, area laterale 15000 mm^2 , costante di cono $a = 0,66$.

L'infissione della punta è avvenuta ad una velocità costante di $2,0 \text{ cm/sec}$ e i dati sono stati registrati per ogni 2 cm di avanzamento.

6.2 PROVA PENETROMETRICA STATICA MECCANICA (CPTM)

La prova CPT (Cone Penetration Test) consiste nella misura della resistenza alla punta R_p (kg/cm^2), si riferisce ai valori di resistenza offerta dal terreno all'avanzamento della punta, e nella misura della resistenza all'attrito locale laterale R_l (kg/cm^2), si riferisce ai valori di resistenza offerta dal terreno per attrito sul manicotto scorrevole che segue immediatamente la punta.

Le prove penetrometriche statiche sono state realizzate mediante infissione nel terreno di una punta conica con manicotto scorrevole, del tipo Begemann, avente le seguenti caratteristiche:

- diametro $\varnothing$ della punta : 35,6 mm
- angolo apertura della punta : 60°
- area di base della punta : 9,95 cm^2
- diametro $\varnothing$ del manicotto : 36 mm
- lunghezza manicotto : 13,3 mm
- area superficie manicotto : 150,42 cm^2 .

L'approfondimento della punta avviene con passo di 20 cm aggiungendo durante l'avanzamento aste cilindriche della lunghezza di 1,0 metri e del peso di 6,5 kg, che fungono da rivestimento per le astine interne del peso di 1,4 kg che svolgono la funzione di prolunga del sistema di misura dei dati.

7. MODELLO GEOLOGICO

Sulla base dei valori di resistenza ottenuti dalle indagini geognostiche in sito è stato effettuato il processo di elaborazione dati con il fine di caratterizzare le tipologie di terreni presenti nelle zone investigate.

Nel presente lavoro l'interpretazione stratigrafica della sezione di sottosuolo investigata è stata condotta basandosi sull'Indice del Tipo di Comportamento del Suolo (Soil Behaviour Type, SBT, Robertson et al. 1986). Questo parametro è stato correlato ad un Indice di comportamento I_c da Jefferies & Davies (1993) che dipende dai valori normalizzati Q_T , F_r e B_q , funzione della resistenza alla punta q_t , dell'attrito laterale f_s e delle pressioni di poro u_z , normalizzate rispetto alle tensioni geostatiche totali ed efficaci. L'indice I_c è stato successivamente definito da altri autori, sempre in funzione dei parametri normalizzati di Q_{tn} e F_r e dell'esponente n che tiene conto della componente tensionale (Robertson, 2009).

Gli autori definiscono i limiti di 9 zone di comportamento in una carta di classificazione, in cui il valore di I_c definisce il limite di ciascuna zona, alla quale viene associato un litotipo; tali limiti sono stati successivamente modificati da Robertson & Wride (1998) e Jefferies & Been (2006).

Per quanto riguarda l'elaborazione delle prove penetrometriche statiche meccaniche ed elettriche CPTU, per la definizione dell'indice I_c si è fatto riferimento all'equazione proposta da Robertson (1986) che definisce un indice I_{SBTn} . La suddivisione dei litotipi fa riferimento alla carta di classificazione normalizzata ($SBTn$) di comportamento del suolo che suddivide le zone dei vari litotipi in sottozone, in funzione del valore I_c ricavato dalle seguenti formule:

$$I_{SBT} = [(3.47 - \log(q_c/p_a))^2 + (\log R_f + 1.22)^2]^{0.5}$$

Ottenuto l'indice I_{SBT} questo può essere collegato all'indice SBT in base ad una carta non normalizzata di classificazione dei litotipi, secondo quanto proposto da Robertson (1986).

In funzione delle indagini e delle elaborazioni effettuate si può indicare il Modello geologico per ciascun punto di indagine, come di seguito riportato:

Tabella 1 - Successione litologica del sito in corrispondenza della prova CPT C1

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	1,60	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con intercalazioni di strati sottili di limo argilloso
B	1,60	4,00	<u>Limo argilloso e Limo sabbioso</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa e limoso sabbiosa in alternanza di strati medi
C	4,00	13,40	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argillosa e argilloso limosa
D	13,40	15,00	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso con intercalazioni di limoso sabbioso



Fig. 3 - Posizione prova CPT C1

Tabella 2 - Successione litologica del sito in corrispondenza della prova CPT C2

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	8,80	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con intercalazioni di strati sottili di limo argilloso
B	8,80	9,40	<u>Limo sabbioso</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso sabbiosa
C	9,40	13,20	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argillosa e argilloso limosa
D	13,20	15,00	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso



Fig. 4 - Posizione prova CPT C2

Tabella 3 - Successione litologica del sito in corrispondenza della prova CPT C3

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	1,60	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con livelli sottili di limo argilloso
B	1,60	2,40	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso con livelli di limo sabbioso
C	2,40	3,20	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa
D	3,20	5,00	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso con livelli sottili di limo sabbioso
E	5,00	8,40	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con livelli sottili di limo argilloso e limo sabbioso
F	8,40	9,80	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso
G	9,80	13,60	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa
H	13,60	15,00	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso



Fig. 5 - Posizione prova CPT C3

Tabella 4 - Successione litologica del sito in corrispondenza della prova SCPTU04

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	2,00	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con livelli sottili di limo argilloso
B	2,00	4,50	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso con livelli sottili di limo sabbioso
C	4,50	14,20	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con livelli sottili di limo argilloso
D	14,20	15,50	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso
E	15,50	16,30	<u>Limo sabbioso</u> ; è uno strato medio costituito da sedimenti a tessitura moderatamente fine di natura limoso sabbiosa
F	16,30	30,60	<u>Limo argilloso</u> ; è uno banco costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argilloso con livelli sottili di limo sabbioso



Fig. 6 - Posizione prova SCPTU04

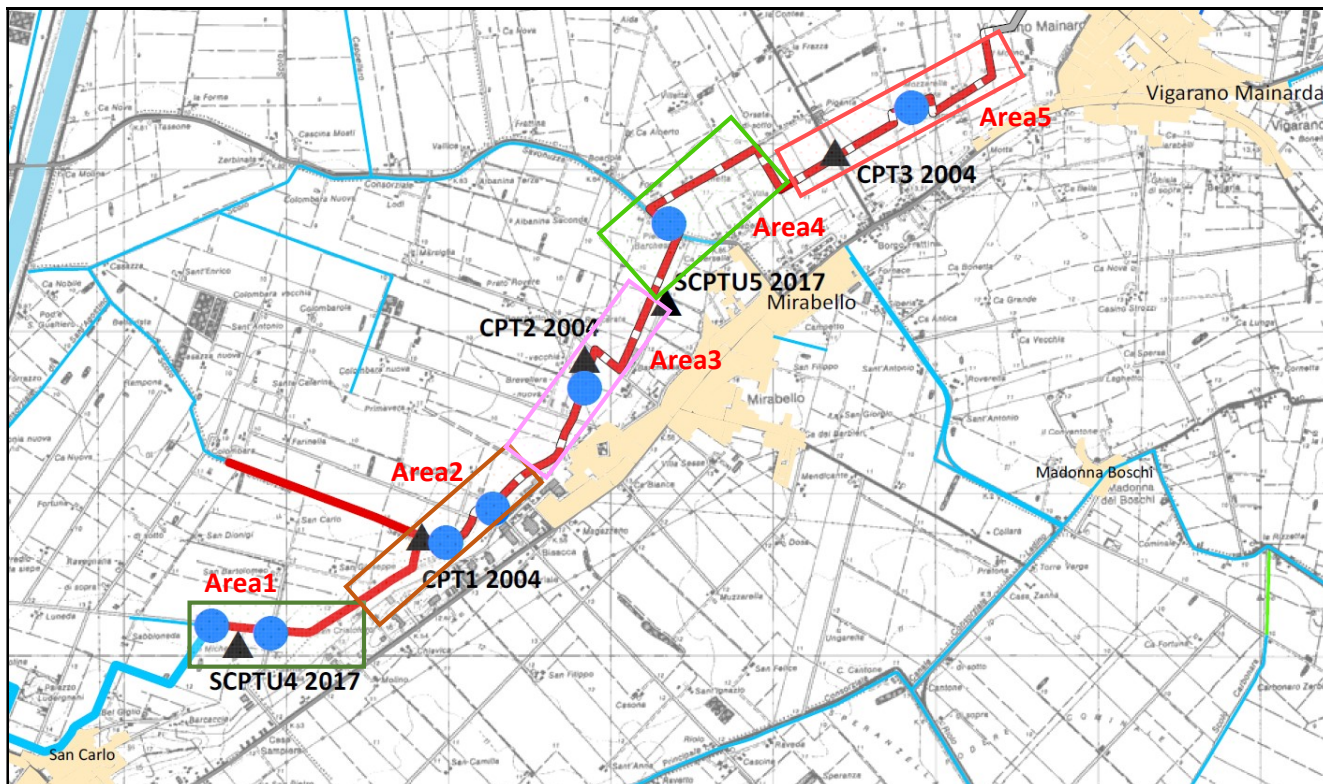
Tabella 5 - Successione litologica del sito in corrispondenza della prova SCPTUo5

Unità litologica	Profondità strato (in metri da p.c.)		Descrizione Unità
	Testa	Base	
A	0,00	2,70	<u>Limo sabbioso</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura moderatamente fine di natura limoso sabbiosa con livelli sottili di limo argilloso
B	2,70	8,30	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa con livelli sottili di limo argilloso
C	8,30	12,80	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa con livelli sottili di limo sabbioso
D	12,80	14,20	<u>Argilla limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura argilloso limosa
E	14,20	18,20	<u>Limo argilloso</u> ; è uno strato molto spesso costituito da sedimenti a tessitura fine di natura limoso argillosa con livelli sottili di limo sabbioso
F	18,20	20,00	<u>Sabbia limosa</u> ; è uno strato spesso costituito da sedimenti a tessitura medio - fine di natura sabbioso limosa
G	20,00	30,70	<u>Sabbia</u> ; è uno banco costituito da sedimenti a tessitura medio - fine di natura sabbiosa con livelli sottili di limo argilloso



Fig. 7 - Posizione prova SCPTU05

Facendo riferimento alle prove penetrometriche effettuate sono state delimitate 5 aree all'interno delle quali si considerano valide le successioni stratigrafiche indicate ed i Modelli Geotecnici che ne derivano. Le 5 aree si possono così suddividere:



8. ANALISI SISMICA DEL SITO

8.1. SISMICITÀ DEL TERRITORIO

La sismicità che caratterizza un comparto territoriale è strettamente connessa al suo contesto tettonico-strutturale e quindi alla presenza di strutture geologicamente “attive”.

Alla base di ogni stima della pericolosità sismica di un territorio vi è dunque l'indispensabile conoscenza della sua storia sismica temporale e della geologia strutturale responsabile della sismicità locale, entrambe strettamente connesse tra loro, che si è venuta a tradurre nella definizione di “zone” o “sorgenti sismogenetiche” presenti in tutto il territorio italiano.

Per l'individuazione delle “sorgenti sismogenetiche” che interessano il territorio è stato fatto riferimento alla nuova zonazione sismogenetica del territorio italiano denominata ZS.9 (2004) prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), che rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica. Questa zonazione è stata elaborata riferendosi anche i più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare alle ultime banche dati relative alle sorgenti sismogenetiche italiane DISS 2.0 ed al catalogo CPTI.

Dall'osservazione della mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia settentrionale si evince che il territorio in studio è inserito nella **ZS.912** denominata “*Appennino settentrionale – Dorsale emiliano-ferrarese*” che rappresenta la fascia più esterna dell'arco appenninico settentrionale. La sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninico sepolto più avanzato che giunge fino

all'attuale Po, caratterizzata da meccanismi focali di tipo compressivo e transpressivo, con terremoti poco profondi anche di medio-alta intensità.

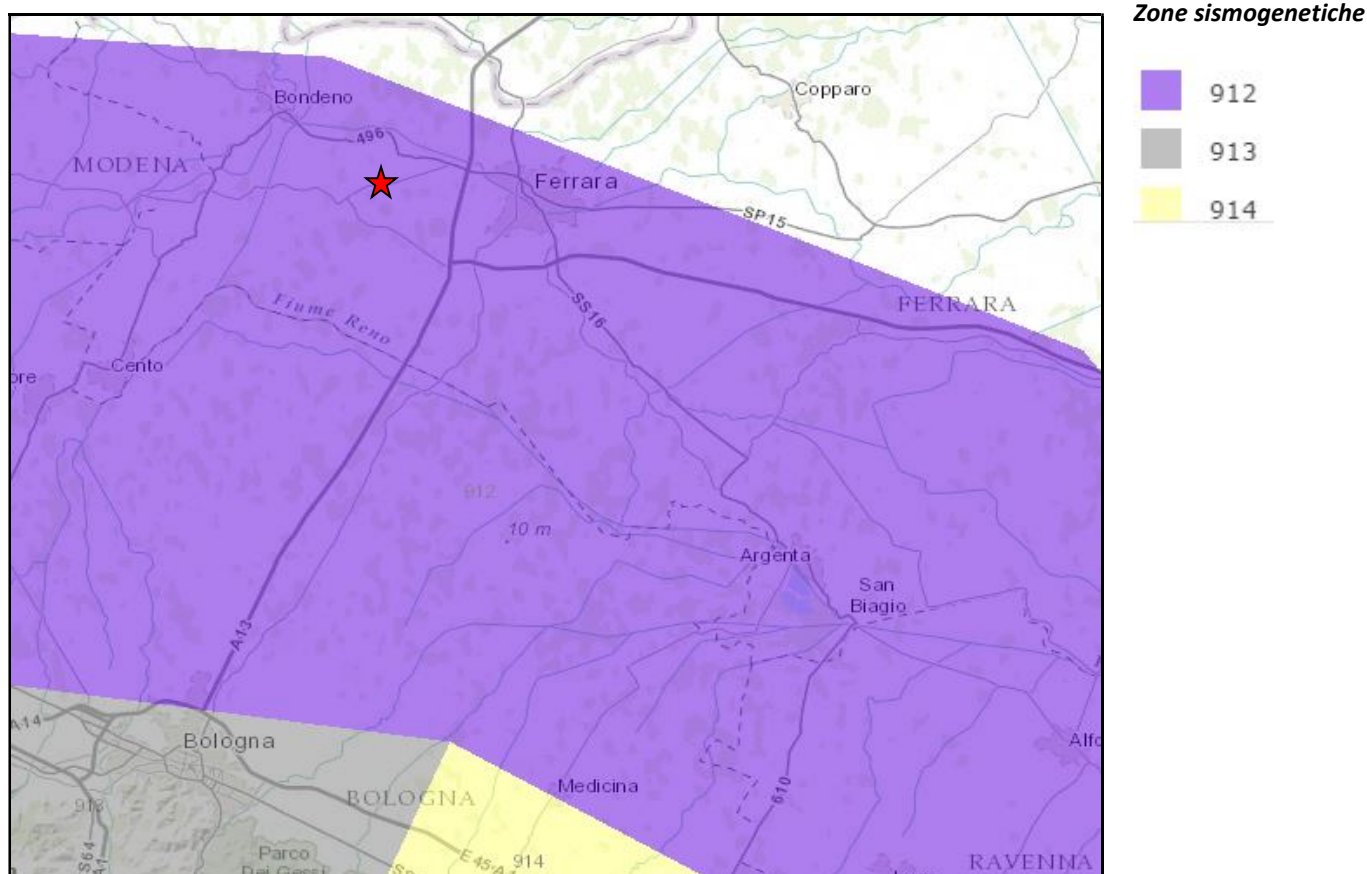


Fig. 8 - Zone sismogenetiche per la mappa di pericolosità sismica di base di riferimento - (Gruppo di lavoro, 2004)

Al fine di inquadrare l'assetto sismico del comparto territoriale in esame si è consultato il database più aggiornato e disponibile DISS3.2 che riporta la distribuzione delle sorgenti sismogenetiche; più nel dettaglio la banca dati DISS 3.2 indica che la porzione di territorio settore in esame ricade nella "fascia" sismogenetica ITCS103 "Finale Emilia - Mirabello"; a questa zona sismogenetica viene attribuita una magnitudo massima $M = 6.1$, dunque caratterizzata da terremoti storici che hanno raggiunto elevate intensità. La magnitudo della zona è infatti derivata dalle magnitudo massime attribuite ai terremoti più significativi associati a questa zona.

Un'ulteriore considerazione per la stima della pericolosità sismica riguarda l'accelerazione al suolo. Dalla mappa di Pericolosità Sismica dell'I.N.G.V., di riferimento alla OPCM 3519/06, le massime accelerazioni attese al suolo o P.G.A. (Peak Ground Acceleration), con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni riferite a suoli di categoria A ($VS_{30} > 800$ m/s, punto 3.2.2. del D.M. 17.01.2018), sono comprese tra $0,125 \div 0,150g$.

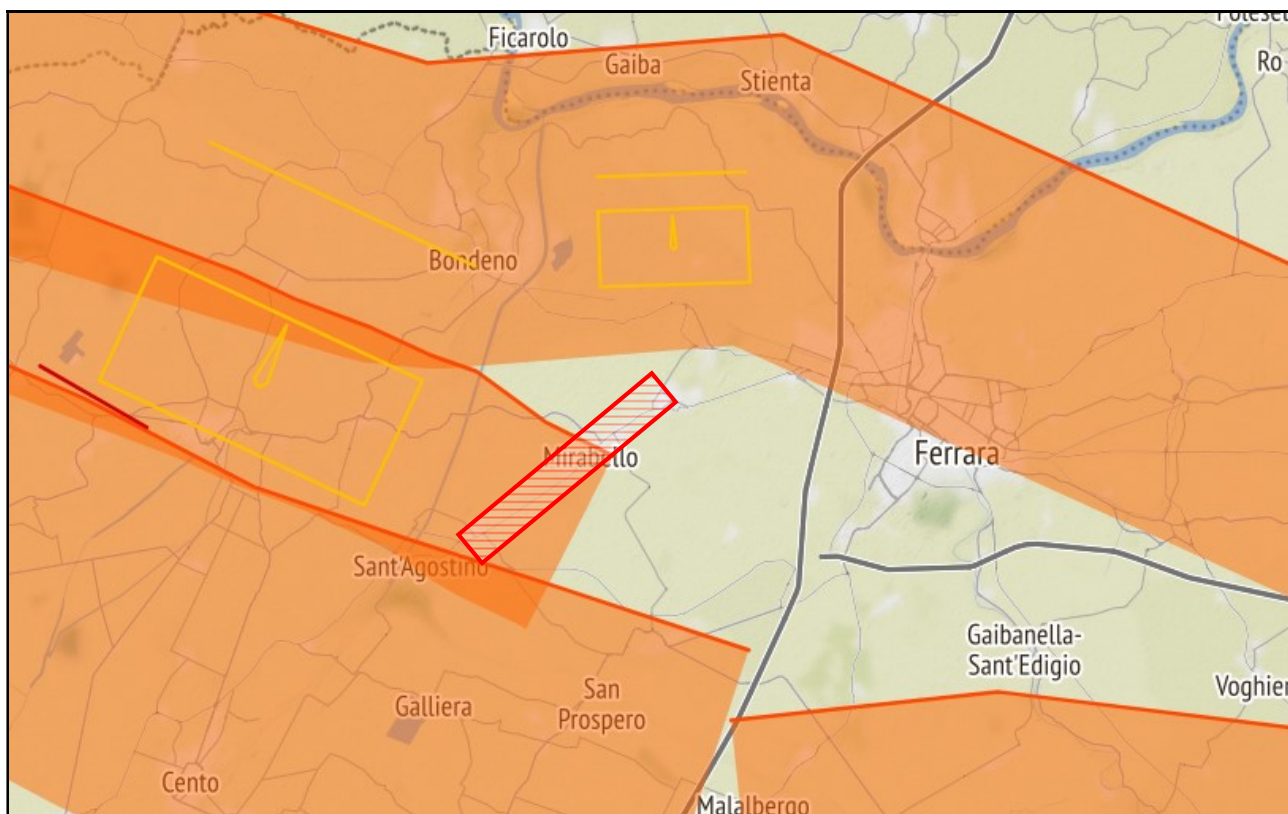


Fig. 9 - Zonazione sismogenetica ZS9 e distribuzione delle sorgenti sismogeniche contenute in DISS 3.2.0

8.2. MODELLO SISMICO LOCALE

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da art. 3.2 del DM 17.01.18) sono stati esaminati i dati ottenuti dalle prospezioni sismiche di superficie che hanno permesso di determinare in modo diretto le velocità delle onde di taglio, da cui si è potuto ricostruire il profilo delle onde Vs.

La classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20.03.2003 e art. 3.2.2 DM 17.01.18), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità Vs direttamente misurate, consentendo di ottenere la V_{seq} , cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio tra la superficie e la profondità di $H = 30$ m di sottosuolo, dall'espressione:

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

dove

h_i = spessore dello strato i-esimo

V_{Si} = velocità onde S nello strato i-esimo

N = numero strati considerati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da Vs non inferiore a 800 m/s.

Essendo che la profondità del substrato ($V_s > 800$ m/s) è superiore a 30 metri, si assume $H = 30$; in base ai dati sopra esposti ed a quanto previsto da art. 3.2.2 N.T.C.2018, "Per le fondazioni superficiali tale profondità è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali.", quindi considerando alcune possibilità del piano di posa fondale, si ha:

- Prova SCPTU₀₄ da 0,0 a -30,0 m da p.c.: $V_{s30} = 155 \text{ m/sec}$
- Prova SCPTU₀₅ da 0,0 a -30,0 m da p.c.: $V_{s30} = 202 \text{ m/sec}$

Da cui si evince che per la prova SCPTU₀₄ il valore ottenuto, corrisponde alla **categoria del sottosuolo di fondazione di tipo 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*”.

Mentre per la prova SCPTU₀₅ il valore ottenuto, corrisponde alla **categoria del sottosuolo di fondazione di tipo 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*”.

Per le caratteristiche topografiche e geomorfologiche l'area rientra nella **Categoria Topografica T1**.

Pertanto, in base ai valori delle V_{seq} riscontrate si può considerare il settore sud del comparto (Area 1, Area 2) con categoria di sottosuolo di tipo D, mentre il settore nord del comparto (Area 3, Area 4, Area 5) con categoria di sottosuolo di tipo C.

8.3. SPETTRO DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

Per la valutazione della pericolosità derivante dalla sollecitazione sismica, vengono analizzati i parametri distintivi di ciascuna area indagata.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, ag in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A quale definita al § 3.2.2 NTC 2018), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente, $S_e(T)$ con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza PVR (§ 3.2.1 NTC 2018), nel periodo di riferimento VR (§ 2.4 NTC 2018).

Siccome l'intervento si sviluppa su un tratto di circa 7km, per la caratterizzazione sismica si sono assunte le aree corrispondenti a quelle adottate per il Modello Geologico e Geotecnico. Le coordinate del baricentro di ciascuna area individuata, con sistema di riferimento Gauss Boaga-fuso ovest (32), e il loro posizionamento geografico.

Per tutte le aree si assumono i seguenti parametri:

PVR=10% (TR=475 anni)

VR=50 anni (VN=50 anni e $c_u=1$)

Stato Limite SLV

Dal programma “Spettri-NTCver.1.0.3” in funzione dei parametri sopra riportati e delle coordinate geografiche del punto, si ottiene:

Area1 – Categoria sismica D

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.811036 Longitudine : 11.426825

$ag = 0.150g$

$F_0 = 2.483$

$T^*_c = 0,271$

Area2 – Categoria sismica D

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.818351 Longitudine : 11.441371

ag = 0.149g

Fo = 2.58g

T*c = 0,271

Area3 – Categoria sismica C

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.827041 Longitudine : 11.454475

ag = 0.147g

Fo = 2.58g

T*c = 0,271

Area4 – Categoria sismica C

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.834625 Longitudine : 11.459589

ag = 0.145g

Fo = 2.58g

T*c = 0,271

Area5 – Categoria sismica C

Sistema geodetico ED50 : Latitudine : 44.846785 Longitudine : 11.483394

ag = 0.141g

Fo = 2.58g

T*c = 0,271

Dagli studi di Microzonazione sismica deriva che il fattore di amplificazione in termini di PGA in superficie è para a $F_a = 1.5$.

Ne deriva che per ogni area, ai fini della verifica di stabilità nei confronti della liquefazione si adotteranno le accelerazioni massime in superficie come di seguito indicate:

Area 1 : agmax = 0,225g

Area 2 : agmax = 0,223g

Area 3 : agmax = 0,220g

Area 4 : agmax = 0,217g

Area 5 : agmax = 0,211g

9. STABILITÀ NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

Per quanto indicato nel D.M. 17.01.2018 e nella O.P.C.M. 3519/06, nonché nell'Ordinanza 70/2012, è necessario effettuare la verifica della suscettibilità alla liquefazione, qualora non sussistano le condizioni indicate al paragrafo 7.11.3.4.2. "Esclusione dalla verifica a liquefazione" delle N.T.C. 2018. Siccome non sussiste nessuna delle condizioni escludenti si è proceduto alla verifica del potenziale di liquefazione con metodologia semplificata.

Per quanto sopra, nonché delle accelerazioni sismiche massime attese al sito, come definite al paragrafo 8.3, si procede alla verifica della suscettibilità alla liquefazione.

Da ciò, si è proceduto sviluppando il procedimento per la determinazione dello sforzo di deformazione indotto dal sisma CSR (Cyclic Stress Ratio) sulla relazione di *Seed & Idriss (1971)*, mentre per la

determinazione della capacità di resistenza del terreno alla liquefazione CRR (Cyclic Resistance Ratio), riferita ad un sisma di magnitudo $M_w = 7.5$, si fa riferimento alla procedura di Idriss & Boulanger (2014), come indicata nella D.G.R. 2193/2015, sia per quanto riguarda i valori del fattore di scala MSF che del fattore di riduzione r_d .

Alla procedura di Idriss & Boulanger (2015), sono state applicate le indicazioni di Ahmadi & Robertson (2005), per i quali i dati ottenuti dalle CPTU nelle fasce di transizione tra due tipi di suoli differenti (e.i.: argille – sabbie) con differenze significative di rigidità, dovrebbero essere non considerati, perchè danno risultati eccessivamente conservativi (Seismic (Cyclic) Liquefaction, Robertson, Mantova 2015 - Atti del Convegno).

La verifica a liquefazione è condotta in condizioni di free-field, cioè di piano campagna orizzontale ed in assenza di sforzi di taglio antecedenti il sisma.

I metodi di verifica semplificata permettono di esprimere la suscettibilità alla liquefazione degli intervalli litologici riscontrati attraverso il confronto tra le caratteristiche granulometriche e di addensamento dei materiali, espresse dai valori della resistenza penetrometrica q_c normalizzati, con lo sforzo tagliante indotto dal sisma (CRR e CSR); i valori vengono ottenuti mediante le seguenti relazioni:

$$CSR = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g} \right) \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma_{v0}} \right) \cdot r_d = \text{Rapporto di Tensione Ciclica (Cyclic Stress Ratio)} \quad \text{Seed \& Idriss (1971)}$$

Relazione per CRR utilizzata nel metodo Idriss & Boulanger (2015)

$$CRR = \exp \left[\frac{q_{c1Ncs}}{113} + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{1000} \right)^2 - \left(\frac{q_{c1Ncs}}{140} \right)^3 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{137} \right)^4 - 2.80 \right]$$

il terreno è non liquefacibile (NL)

per $FC > 35\%$ e $q_{c1N} > 95$

il terreno è non liquefacibile (NL)

per $FC < 5\%$ e $q_{c1N} > 160$

dove: Q_{tn} = resistenza penetrometrica normalizzata secondo il metodo iterativo (Robertson, 2009)

$(q_{c1N})_{CS} = K_c \cdot q_{c1N}$, dove K_c è fattore di correzione del contenuto di fine, la cui stima è dipendente dal valore dell'indice I_c

$a_{\max}$ = accelerazione sismica di picco al piano campagna

g = accelerazione di gravità

σ_{v0} = pressione litostatica totale

σ'_{v0} = pressione litostatica efficace

r_d = fattore di riduzione della rigidezza con la profondità.

Il valore di $CSR_{7.5}$ così ottenuto si riferisce ad eventi sismici di magnitudo M pari a 7,5; diversi studio hanno portato ad un fattore di scala per la magnitudo sismica, denominato MSF, calcolato secondo la seguente relazione:

$$MSF = 1 + (MSF_{\max} - 1) \left[8.64 \exp \left(\frac{-M}{4} \right) - 1.325 \right]$$

$$MSF_{\max} = 1.09 + \left(\frac{q_{c1Ncs}}{180} \right)^3 \leq 2.2$$

Il potenziale di liquefazione si ottiene eseguendo il calcolo del fattore di sicurezza. Pertanto si è potuto verificare il fattore di sicurezza del potenziale alla liquefazione con la relazione:

$$FS_L = \frac{CRR_{7,5}}{CSR} * MSF * K_\sigma$$

Al fine di verificare la potenzialità alla liquefazione per il sito si fa riferimento al metodo di Iwasaki et al. (1982), sulla base dell'indice del potenziale di liquefazione (LPI) definito dalla seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z)w(z)dz$$

in cui: z profondità dal piano campagna in metri

$$w(z) = 10 - 0.5z$$

La variabile $F(z)$ è definita nel modo seguente:

$$F(z) = 0 \quad \text{per} \quad FSL \geq 1$$

$$F(z) = 1 - FSL \quad \text{per} \quad FSL < 1$$

Le classi del Potenziale di Liquefazione sono assunte secondo la definizione di Sonmez (2003):

$LPI = 0$ Non Liquefacibile

$0 < LPI < 2$ Basso

$2 < LPI < 5$ Moderato

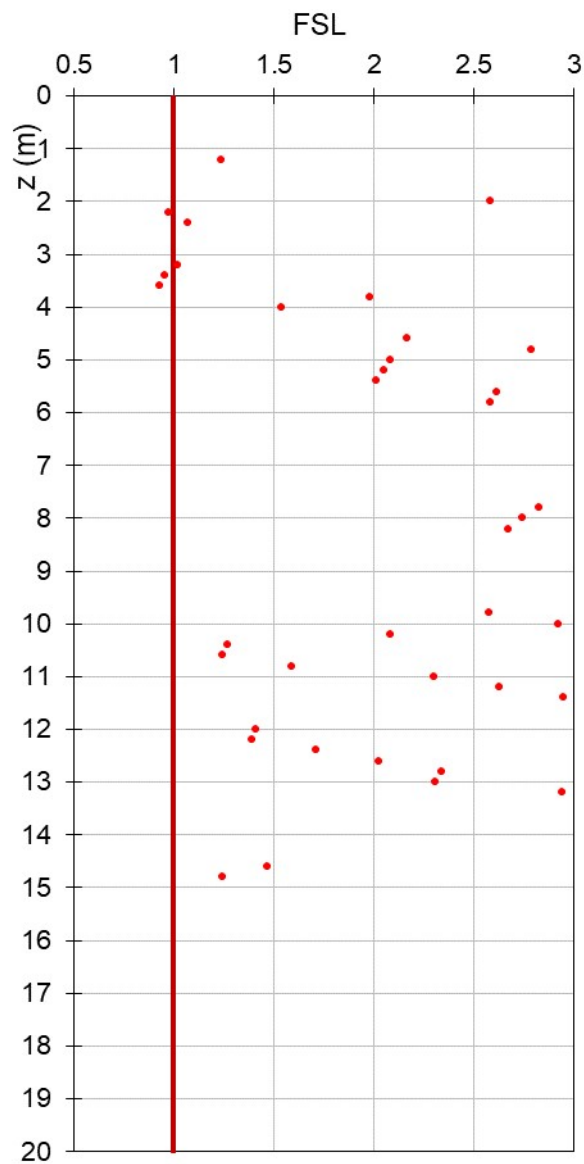
$5 < LPI < 15$ Alto

$15 < LPI$ Molto Alto

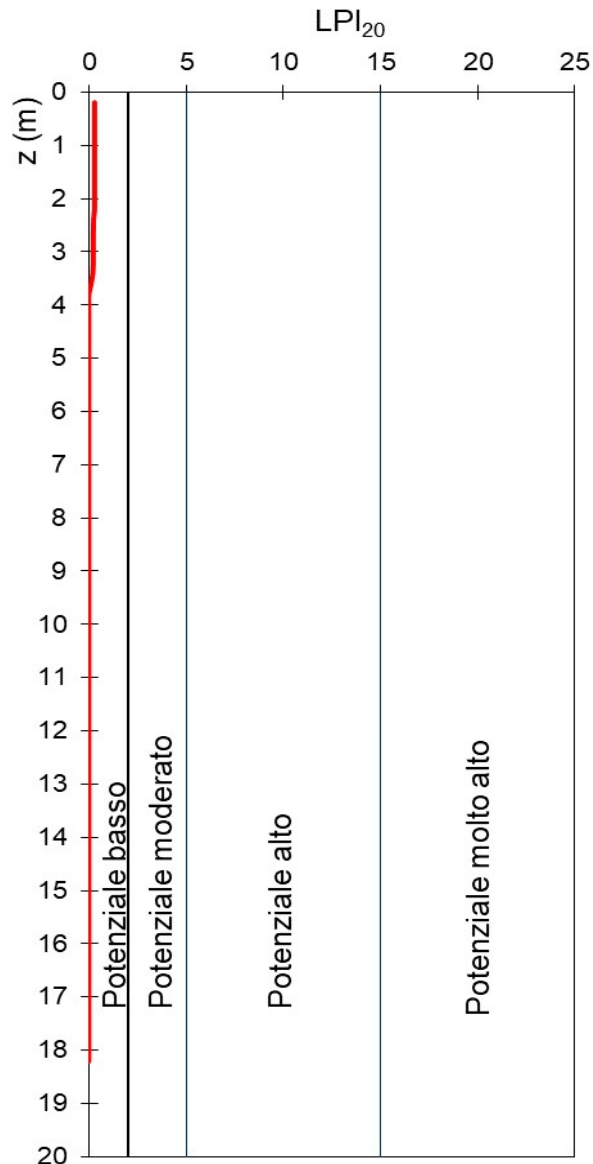
Nelle valutazioni qui condotte, si è scelto un valore limite del fattore di sicurezza pari ad 1, che costituisce la soglia al di sotto del quale il fenomeno accade, senza applicare ulteriori margini di sicurezza.

Pertanto, per verificare il rischio di "liquefazione" o "mobilità ciclica", si assume la magnitudo di riferimento di $M_w = 6.1$, mentre per il valore dell'accelerazione di superficie a_{max} si assume il valore di a_{max} come precedentemente definite per ogni Area indicata ed un livello di falda cautelativo a **-1.00 metri da piano campagna**.

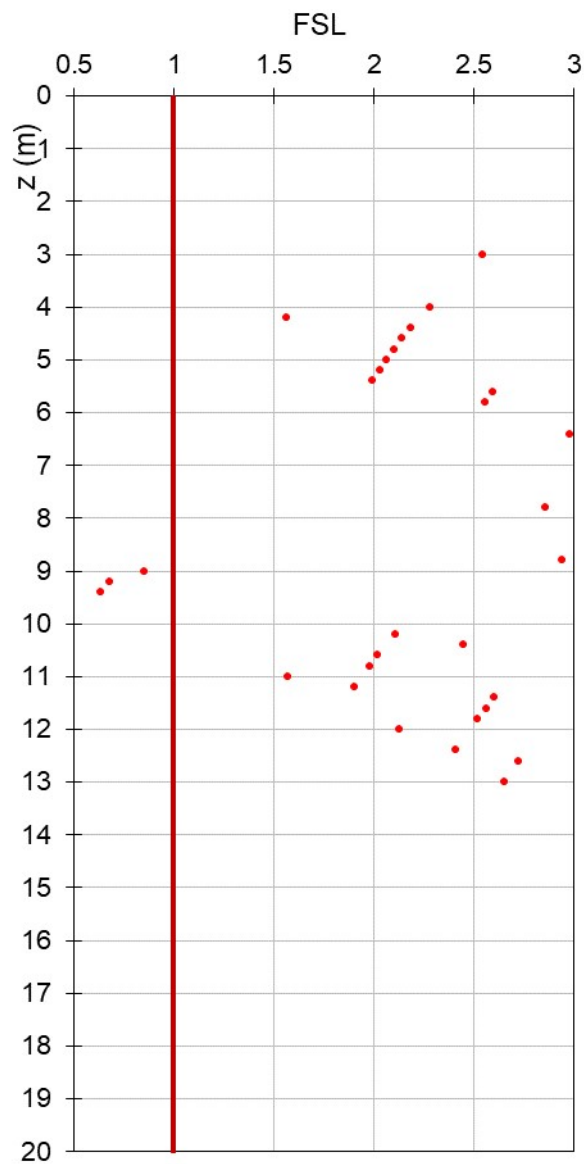
Dalle verifiche emerge che in tutti i casi analizzati il Potenziale alla Liquefazione è Basso o Nullo.



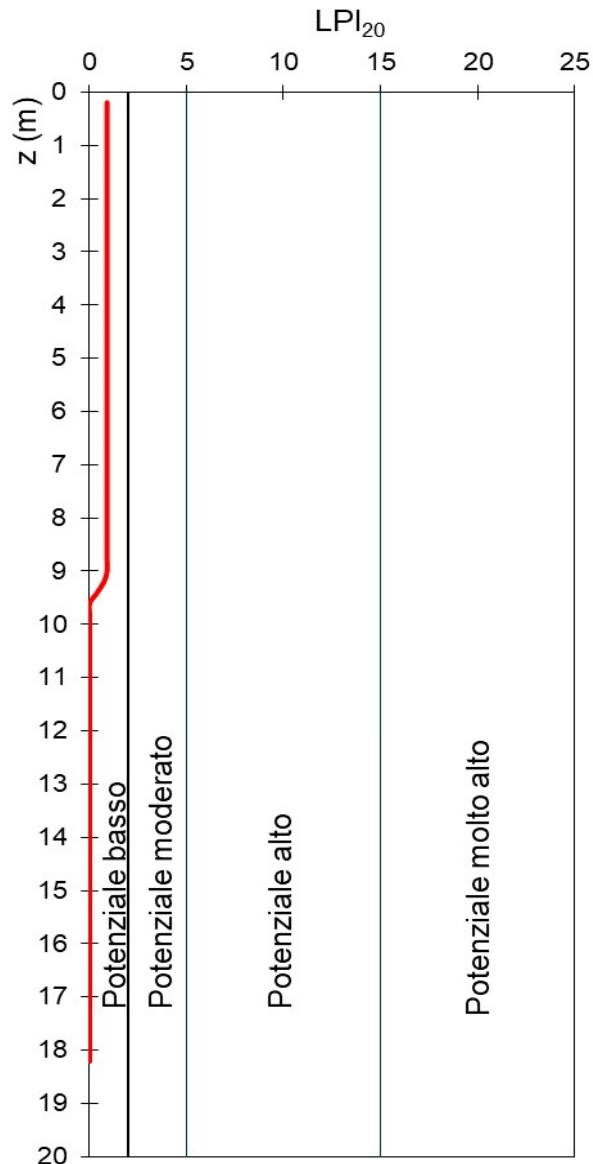
Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPT C1



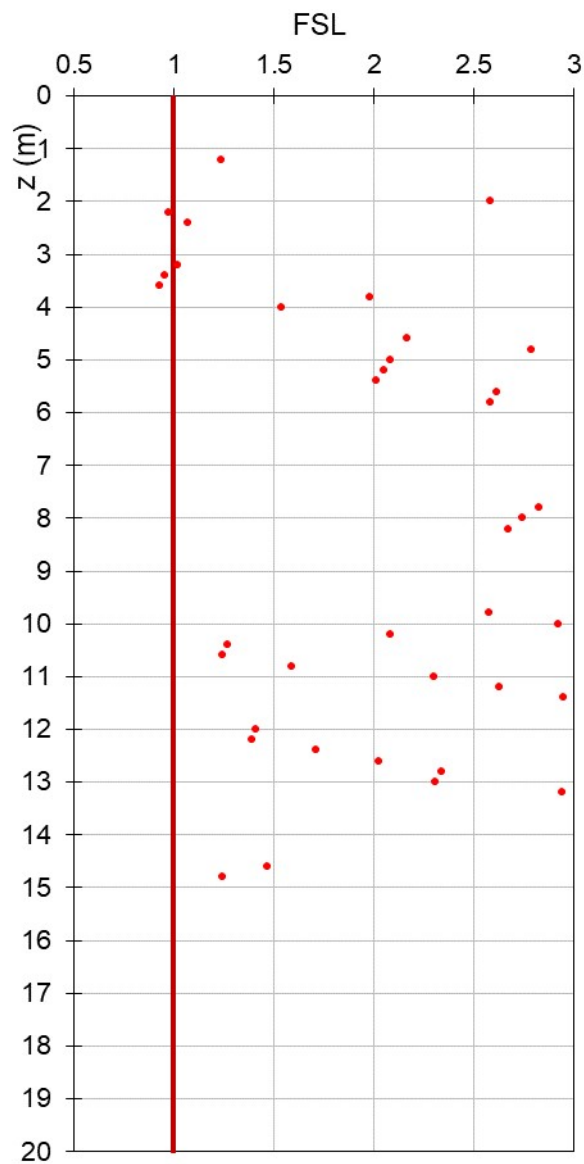
Indice del Potenziale di Liquefazione LPI = 0,28



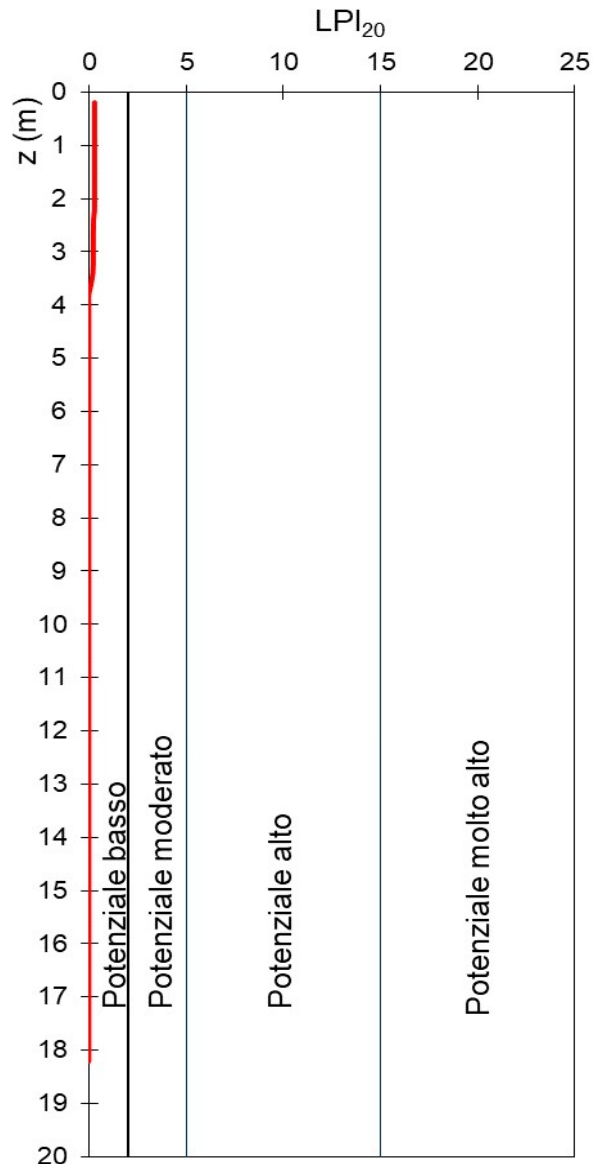
Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPT C2



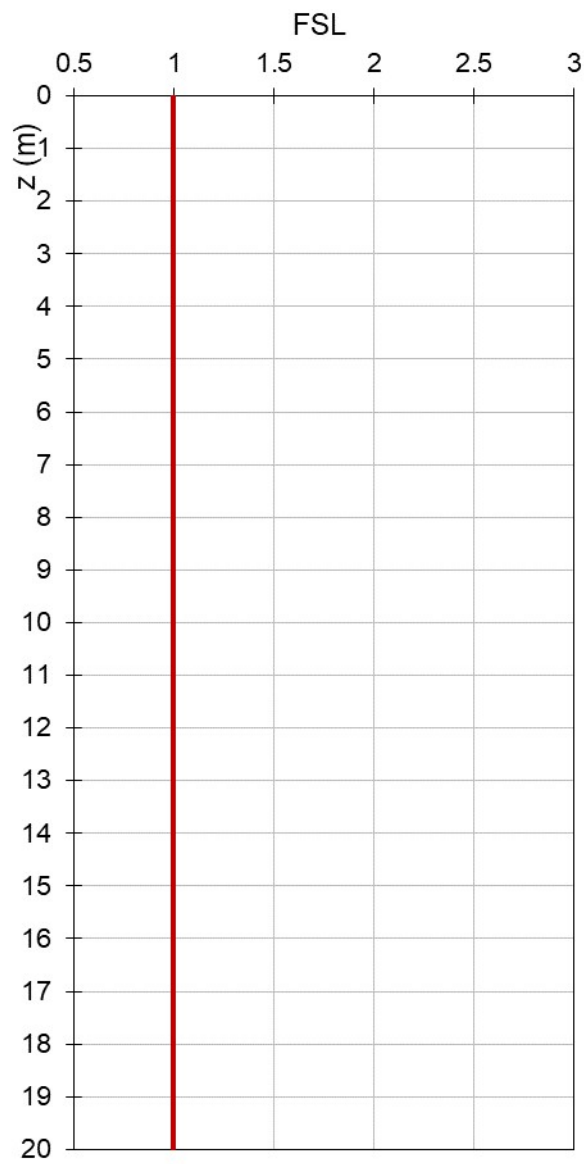
Indice del Potenziale di Liquefazione LPI = 0,89



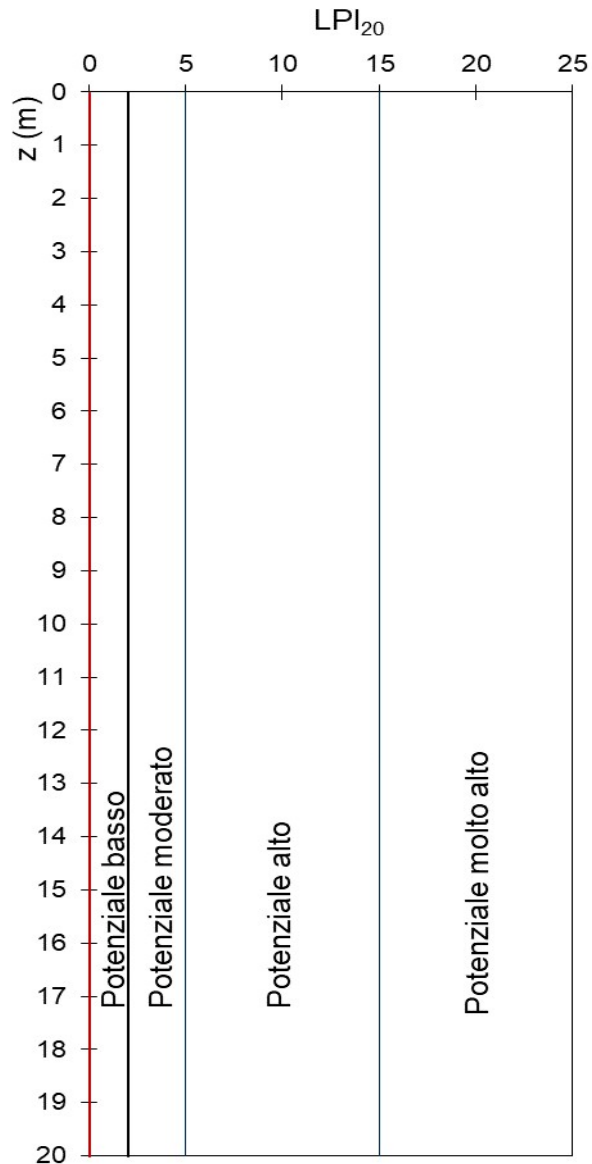
Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPT C3



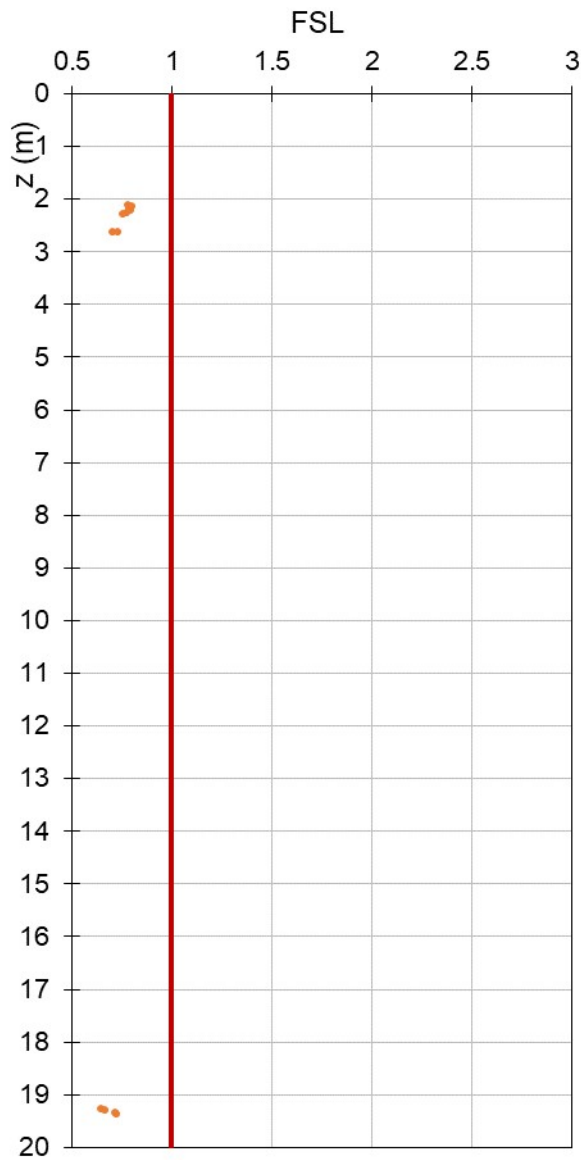
Indice del Potenziale di Liquefazione LPI = 0,28



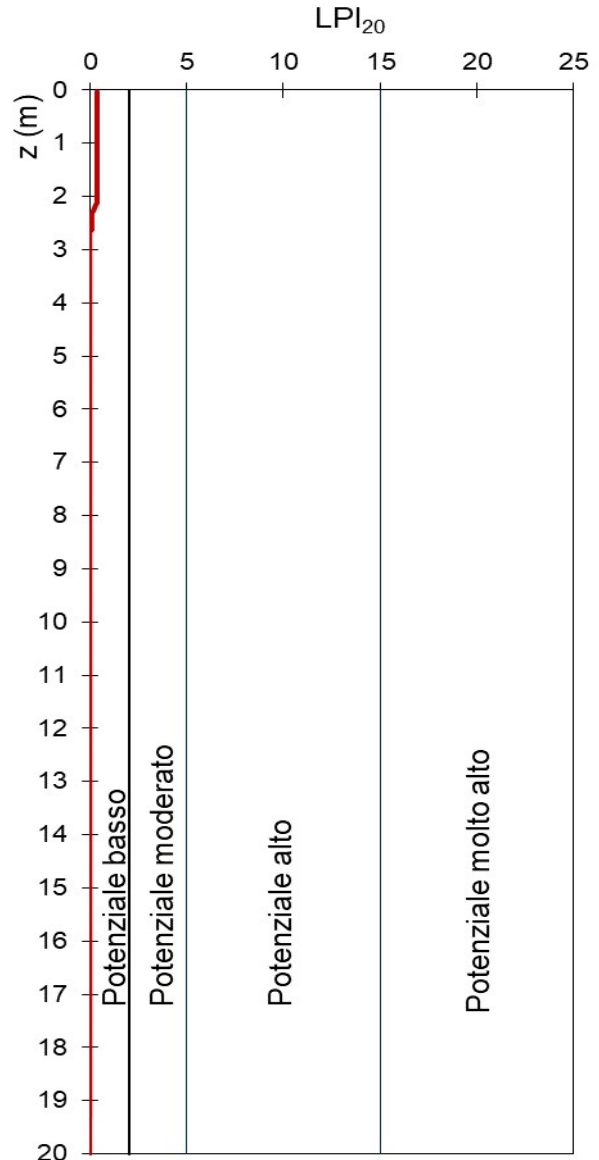
Fattore di Sicurezza alla Liquefazione SCPTU04



Indice del Potenziale di Liquefazione LPI = 0,00



Fattore di Sicurezza alla Liquefazione SCPTU05



Indice del Potenziale di Liquefazione LPI = 0,34

Dalla verifica condotta si può indicare che per l'accelerazione attesa, il sito non ha condizioni predisponenti la liquefazione ciclica e la definizione dell'azione sismica viene eseguita tramite l'approccio semplificato descritto al punto 3.2.2. delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento.

10. MODELLO GEOTECNICO

Nella presente relazione viene estrapolato il Modello Geotecnico del sottosuolo, sulla base del Modello geologico che si è individuato e riportato al paragrafo 7 per ogni Area.

Per la definizione del Modello geotecnico si è ritenuto di effettuare una suddivisione di dettaglio delle Unità litologiche individuate con il Modello Geologico, riportando i livelli litotecnici che presentano caratteristiche geotecniche differenti anche all'interno di una singola unità litologica.

Nel presente documento si è scelto di riportare per ciascuna verticale di indagine il Modello Geotecnico per i parametri geotecnici assunti di riferimento, espressi sia come valori medi.

L'individuazione dei diversi strati geotecnici ha tenuto conto di quanto indicato in Campanella & Howie (2008), cioè che gli strati devono avere uno spessore di almeno $0,35d$, dove d è l'area di punta strumentale.

L'elaborazione dei parametri geotecnici è stata condotta sulla base delle seguenti correlazioni presenti in letteratura geotecnica:

Tabella 6 - Derivazione parametri geotecnici

Yi F. (2010)	FC	$Ic < 1.31 - FC = 0$ $Ic < 2.325 - FC = 43.67 * Ic - 57.2 + 10 * \text{sen}((Ic - 2.325)/1.015) * \pi$ $Ic < 3.2 - FC = 63.62 * Ic - 103.59$ $Ic > 3.2 - FC = 100$
Robertson & Cabal (2010)	γ_t	$\gamma_t = (0.27 * \log(Rf) + 0.36 * \log(Q_t / \sigma_{pa}) + 1.236) * 9.81$
Mayne et al. (2014)	ϕ'	$\phi = \text{ARCTAN}[(\log(Q_{t1}) - 2 * Ic + 6) / (9.6 - 2.3 * Ic)] - \Delta\phi$
Jamiolkowski et al (2001)	Dr	$Dr \% = 0.268 * \ln(q_{t1}) - 0.675$
Lambe & Withman (1979)	Go	$Go = Vs^2 * (\gamma_t / 9.81)$
Giretti et al. (2007)	Vs	$Vs = A * (q_c / pa)^\alpha * (fs / pa)^\beta$
Robertson (2010)	Su	$SBT \leq 3 - Su = (q_t - \sigma_{vo}) / (15.5 + 7 * \log(Fr))$ $SBT = 4 - Su = (q_t - \sigma_{vo}) / (20.5 + 7 * \log(Fr))$
Mayne (2009)	OCR	$SBT \leq 2 - OCR = \{0.33 * (q_c - \sigma_{vo})^{0.85}\} / \sigma'_{vo}$ $SBT = 3 - OCR = \{0.33 * (q_c - \sigma_{vo})^{0.9}\} / \sigma'_{vo}$ $SBT = 4 - OCR = \{0.33 * (q_c - \sigma_{vo})^{0.8}\} / \sigma'_{vo}$ $SBT = 5 - OCR = \{0.33 * (q_c - \sigma_{vo})^{0.75}\} / \sigma'_{vo}$ $SBT \geq 6 - OCR = \{0.33 * (q_c - \sigma_{vo})^{0.7}\} / \sigma'_{vo}$
Togliani (2012)	Mo	$SBT < 4 - M = (SBT + 1.3) * q_t * OCR^{0.7}$ $SBT = 4 - M = SBT * q_t * OCR^{0.2}$ $SBT \geq 5 - M = (SBT - 1) * q_t$
NHCPR 2007 (mod.)	c'	$SBT \leq 4 - c' = 0.15 * OCR * \sigma'_{vo}$ $SBT > 4 - c' = 0.02 * OCR * \sigma'_{vo}$

Per il Coefficiente di Poisson, lo scrivente propone le seguenti correlazioni, derivate dal confronto con dati ottenuti da prove di laboratorio e dai valori di riferimento presenti in letteratura:

Calzolari (2014)	μ	$SBT \leq 4 - \mu = 0.148 * \ln(Dr) - 0.02$ $SBT > 4 - \mu = 0.0055 * Dr + 0.08$
-------------------------	-------------------------	---

Legenda	Dr Densità relativa	Go Modulo di elastico trasversale
FC Contenuto di fine in percentuale	φ' Resistenza drenata o angolo di attrito	Ey Modulo di Young
yt Peso dell'unità di volume totale	OCR Grado di sovraconsolidazione	C' Coesione drenata
su Resistenza o Coesione non drenata	Mo Modulo edometrico	μ Coefficiente di Poisson

TABELLE CON VALORI MEDI

Tabella 7- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova CPT C1	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne (2009)	Togliani (2012)	$G = p \cdot Vs^2$	Lambe & Withman (1983)	μ	NHCPR 2007 (mod.)
Litotipo Robertson (1986)	Z (cm)	Qt (MPa)	fs (kPa)	FC%	yt (kN/m³)	su (kPa)	φ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Go (MPa)	Ey (MPa)		C' (MPa)
Argilla limosa - Argilla	0.60	0.88	18.24	90	16.7	52	27	-	26.7	12.8	8.2	7.9	0.45	11.7
Limo argilloso - Argilla limosa	1.20	1.12	24.75	80	16.6	49	26	-	6.1	5.4	12.6	12.1	0.45	10.6
Argilla limosa - Argilla	1.60	0.92	35.73	95	17.1	46	25	-	8.2	8.5	16.2	15.3	0.42	20.2
Limo argilloso - Argilla limosa	2.00	1.38	32.26	72	16.8	58	27	-	5.0	6.5	16.4	15.8	0.45	17.3
Limo sabbioso	2.40	1.94	25.27	61	17.1	-	33	31	2.7	10.7	21.8	18.0	0.24	2.1
Argilla limosa - Argilla	3.00	1.05	36.18	89	17.1	48	25	-	5.0	7.2	23.7	22.5	0.42	25.2
Limo sabbioso	3.60	2.41	28.11	50	16.9	-	34	33	2.4	13.2	27.3	22.7	0.25	2.7
Limo argilloso - Argilla limosa	4.00	1.12	19.09	81	16.7	47	25	-	2.5	4.9	16.9	16.1	0.42	20.2
Argilla limosa - Argilla	13.40	0.81	29.00	94	16.6	33	22	-	1.7	4.0	30.1	27.7	0.38	31.3
Limo argilloso - Argilla limosa	14.80	1.98	53.39	73	17.8	58	26	-	1.1	8.3	48.0	44.8	0.40	34.5

Tabella 8- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova CPT C2	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne (2009)	Togliani (2012)	$G = p \cdot V_s^2$	Lambe & Withman (1983)	μ	NHCPR 2007 (mod.)
Litotipo Robertson (1986)	Z (cm)	Qt (MPa)	fs (kPa)	FC%	γ_t (kN/m ³)	su (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Go (MPa)	Ey (MPa)		C' (MPa)
Argilla limosa - Argilla	2.60	0.90	29.05	91	16.8	45	25	-	9.6	7.5	16.9	15.9	0.42	13.8
Limo argilloso - Argilla limosa	3.00	0.97	17.82	80	16.2	41	24	-	1.9	4.1	23.8	22.4	0.41	11.9
Argilla limosa - Argilla	8.80	0.66	24.38	96	16.3	28	22	-	1.6	3.2	25.8	23.5	0.37	21.0
Limo sabbioso	9.40	2.45	25.57	54	17.2	0	32	20	0.9	12.1	38.6	31.5	0.22	2.7
Argilla limosa - Argilla	13.20	0.95	32.32	90	16.9	36	22	-	1.1	4.1	38.7	35.7	0.38	31.1
Limo argilloso - Argilla limosa	14.80	1.87	61.68	76	18.0	67	25	-	1.0	7.5	53.1	50.5	0.43	36.3

Tabella 9- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova CPT C3	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne (2009)	Togliani (2012)	$G = p \cdot V_s^2$	Lambe & Withman (1983)	μ	NHCPR 2007 (mod.)
Litotipo Robertson (1986)	Z (cm)	Qt (MPa)	fs (kPa)	FC%	γ_t (kN/m ³)	su (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Go (MPa)	Ey (MPa)		C' (MPa)
Limo argilloso - Argilla limosa	0.60	1.22	27.66	82	17.0	59	28	-	22.4	9.7	10.4	10.2	0.47	9.8
Argilla limosa - Argilla	1.60	0.84	25.18	91	16.6	43	25	-	7.6	7.5	14.3	13.4	0.41	14.6
Limo argilloso - Argilla limosa	2.40	1.38	23.68	74	16.8	38	27	-	3.3	6.7	17.5	16.1	0.39	11.5
Argilla limosa - Argilla	3.20	0.82	32.27	95	16.7	39	24	-	4.1	5.7	21.2	19.8	0.40	22.4
Limo argilloso - Argilla limosa	5.00	1.85	44.28	72	17.6	57	27	-	2.7	8.7	29.0	27.0	0.40	20.4
Argilla limosa - Argilla	5.80	1.27	52.62	87	17.6	59	25	-	3.7	8.6	31.1	29.3	0.41	40.2
Limo argilloso - Argilla limosa	6.20	1.22	42.23	78	16.8	46	24	-	1.6	5.1	29.8	28.2	0.42	22.9
Argilla limosa - Argilla	6.80	0.78	31.36	94	16.7	33	23	-	1.9	4.1	27.7	25.4	0.38	28.5
Limo argilloso - Argilla limosa	7.40	1.84	28.60	67	16.9	32	27	-	1.4	8.6	34.2	30.7	0.36	17.6
Argilla limosa - Argilla	8.40	0.98	35.41	93	17.2	43	23	-	2.0	5.2	33.1	30.7	0.39	36.0
Limo argilloso - Argilla limosa	9.80	1.38	31.32	75	17.0	53	24	-	1.2	5.7	35.7	33.8	0.42	28.0
Argilla limosa - Argilla	13.60	0.99	39.39	92	17.1	39	22	-	1.4	4.5	40.2	37.1	0.38	38.9
Limo argilloso - Argilla limosa	14.80	1.55	52.91	80	17.7	53	24	-	0.9	6.1	53.5	50.5	0.42	33.2

Tabella 10- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova SCPTU04	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne (2009)	Togliani (2012)	$G = \rho \cdot Vs^2$	Lambe & Withman (1983)	μ	NHCPR 2007 (mod.)
Litotipo Robertson (1986)	Z (cm)	Qt (MPa)	fs (kPa)	FC%	γ_t (kN/m ³)	su (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Go (MPa)	Ey (MPa)		C' (MPa)
Argilla limosa - Argilla	204	0.90	31.81	90	16.6	-	26	21	12.9	36.9	18.8	53.6	0.43	5.7
Limo argilloso - Argilla limosa	452	0.83	16.31	83	15.9	40	24	-	3.7	10.8	21.3	60.1	0.41	8.9
Argilla limosa - Argilla	1256	0.87	27.96	90	16.7	42	23	-	2.3	7.3	32.9	91.7	0.39	11.1
Limo argilloso - Argilla limosa	1312	1.01	25.24	82	16.7	41	23	-	1.0	5.7	33.9	94.9	0.40	14.5
Argilla limosa - Argilla	1418	1.10	48.99	89	17.5	50	24	-	1.7	7.7	46.3	129.4	0.40	20.7
Limo argilloso - Argilla limosa	1548	2.22	87.47	73	18.3	79	26	-	1.5	16.1	53.3	151.9	0.42	18.0
Sabbia limosa - Limo sabbioso	1634	4.11	78.98	48	18.4	-	33	30	0.9	17.0	66.1	165.9	0.25	16.4
Limo argilloso - Argilla limosa	2650	1.87	51.57	69	17.5	60	25	-	0.8	9.4	51.3	143.6	0.40	28.1
Sabbia limosa - Limo sabbioso	2666	3.17	81.27	58	18.5	-	31	17	0.4	13.5	68.5	167.5	0.22	24.2
Limo argilloso - Argilla limosa	2972	2.60	116.56	71	18.7	88	25	-	0.7	12.3	67.5	193.2	0.43	34.2
Sabbia limosa - Limo sabbioso	2996	2.01	26.53	56	17.0	-	29	5	0.3	9.1	50.9	122.2	0.20	18.2
Limo argilloso - Argilla limosa	3060	1.94	49.37	68	17.7	60	25	-	0.5	7.7	57.7	160.9	0.39	26.0

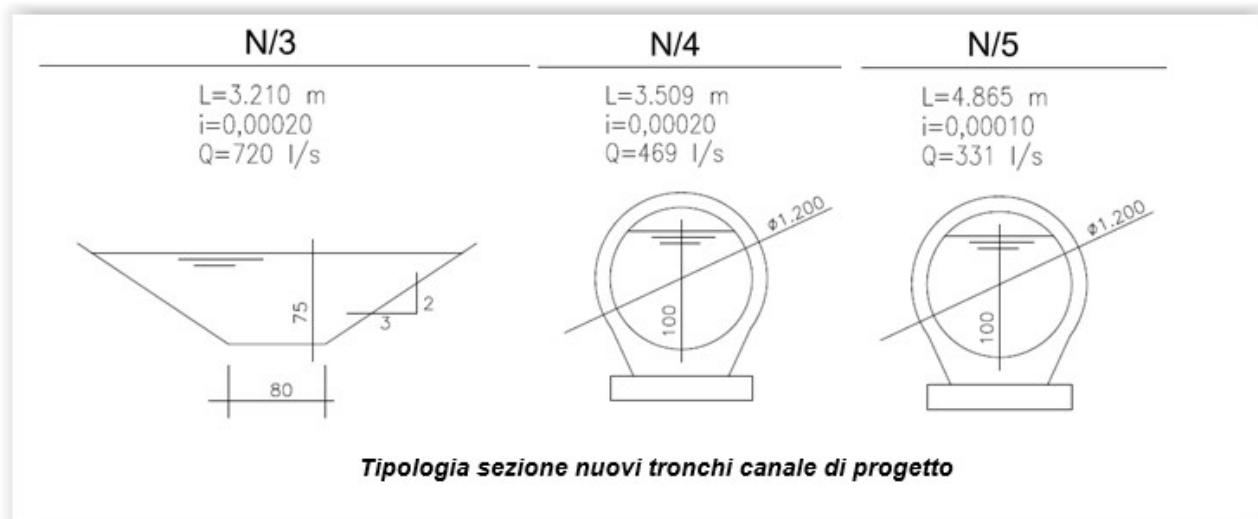
Tabella 11- Modello geotecnico del sottosuolo

Prova SCPTU05	Quota base strato da p.c.	Resistenza alla punta	Resistenza di attrito laterale	Yi F. (2010)	Robertson & Cabal (2009) mod.	Robertson (2010)	Mayne et al (2014)	Jamiolkowski et al (2001)	Mayne (2009)	Togliani (2012)	$G = \rho \cdot Vs^2$	Lambe & Withman (1983)	μ	NHCPR 2007 (mod.)
Litotipo Robertson (1986)	Z (cm)	Qt (MPa)	fs (kPa)	FC%	γ_t (kN/m ³)	su (kPa)	ϕ' (°)	Dr (%)	OCR	Mo (MPa)	Go (MPa)	Ey (MPa)		C' (MPa)
Sabbia limosa - Limo sabbioso	274	2.46	32.35	54	17.2	-	33	40	7.3	18.4	26.3	69.8	0.32	5.9
Argilla limosa - Argilla	832	1.02	33.65	86	16.9	48	24	-	2.0	8.1	35.2	98.7	0.40	13.1
Limo argilloso - Argilla limosa	1280	1.19	26.83	78	16.8	44	24	-	0.9	6.2	36.1	100.5	0.39	14.0
Argilla limosa - Argilla	1424	1.23	57.15	88	17.7	54	23	-	1.4	7.4	52.3	146.1	0.40	20.4
Limo argilloso - Argilla limosa	1824	1.40	28.77	72	16.9	52	24	-	0.7	6.5	42.8	119.5	0.40	19.2
Sabbia limosa - Limo sabbioso	1996	3.87	47.55	44	17.8	-	32	22	0.6	17.3	69.3	176.1	0.27	16.2
Sabbia pulita - Sabbia limosa	2678	14.50	41.86	3	18.3	-	37	56	0.8	73.6	178.4	486.1	0.36	40.0
Limo argilloso - Argilla limosa	2696	1.87	112.43	83	18.6	70	24	-	0.8	8.4	73.4	207.2	0.41	31.0
Sabbia pulita - Sabbia limosa	3072	19.72	86.29	3	19.2	-	37	61	0.8	99.8	246.3	686.3	0.39	20.2

11. ANALISI GEOTECNICA

Nella presente relazione viene svolta l'analisi geotecnica relativamente agli Stati Limite per la realizzazione delle strutture annesse alla realizzazione del Condotto Distributore Nord, oggetto del della redazione presente documento.

Le analisi vengono svolte sulla base di indicazioni di progetto riguardanti la tipologia e dimensione delle fondazioni, fornite dai progettisti, di cui di seguito viene riportato uno schema rappresentativo.



Nel seguente paragrafo vengono stimati i parametri di resistenza relativi alla resistenza non drenata s_u , alla resistenza drenata ϕ , caratteristici (f_k), e dell'unità di peso di volume come valore medio, necessari per la verifica geotecnica. A tale scopo è stato fatto riferimento alle prove in sito rappresentative per ogni Area in cui è stato suddiviso il tracciato.

La determinazione del parametro di resistenza è stata effettuata secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche; si è partiti dai parametri stimati per ogni livello indagato per ricavare i valori caratteristici del parametro di resistenza al taglio del terreno, con associata una probabilità di non superamento del 5%.

Quindi, il valore caratteristico inferiore è stato ricavato facendo riferimento alla metodologia basata sul calcolo del 5° percentile della distribuzione del campione, per le fondazioni a trave, in quanto la superficie di rottura interessa un piccolo volume di terreno, cioè nel caso di una rottura "locale". La relazione utilizzata è la seguente:

$$x_k = \bar{x} \pm z_{0.05} \cdot s \approx \bar{x} \pm 1.645 \cdot s$$

dove:

x_k è il valore caratteristico desiderato

$\bar{x}$ con barra, è il valore medio della popolazione, ipotizzato essere uguale al valore medio del campione

z è la distribuzione normale standardizzata

s è la deviazione standard del campione.

Si riportano nella Tabella sottostante i valori dei parametri di progetto, relativamente alla resistenza al taglio non drenata s_u ed alla resistenza drenata ϕ .

Tabella 12 - Parametri di resistenza di progetto

Area	Dimensioni Fondazioni	Profondità del Piano di posa	Resistenza caratteristica		Peso di volume γ_t
			S_u	ϕ'	
Area1	B = 1,20 m	-1,60 m da piano cortile	39,2 kPa	24,9°	17,0 kN/m ³
Area2	B = 1,20 m	-1,60 m da piano cortile	20,3 kPa	21,3°	16,8 kN/m ³
Area3	B = 1,20 m	-1,60 m da piano cortile	23,9 kPa	22,8°	17,0 kN/m ³
Area4	B = 1,20 m	-1,60 m da piano cortile	28,5 kPa	22,9°	16,8 kN/m ³
Area5	B = 1,20 m	-1,60 m da piano cortile	-	24,5°	17,3 kN/m ³

12. ANALISI GEOTECNICA

Nel presente documento vengono riportate le verifiche geotecniche sul Carico Limite, coincidenti con le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU) ed allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Si deve, inoltre, tenere presente che codesta relazione non ha valore in qualità di Relazione geotecnica ma deve essere intesa come relazione preliminare di calcolo sui valori delle Resistenze di Progetto (Rd).

Al fine di redigere la Relazione geotecnica secondo il DM 17.01.2018 si rende necessario conoscere le Azioni (Ed) di progetto in condizioni SLU e SLE che sarà compito e cura del Progettista determinare per verificare la condizione $R_d > E_d$.

Per le considerazioni e le valutazioni delle caratteristiche geotecniche e simiche dei terreni presenti nella porzione di sottosuolo indagata, è stato fatto riferimento a quanto indicato ed espresso all'interno della Relazione Geologica e Sismica, con particolare riferimento al Modello geologico ed al Modello geotecnico riscontrati, nonché alla Risposta sismica di sito.

In tale contesto i dati utili alla fase di verifica, sono stati trattati con l'obiettivo di ottenere i parametri geotecnici caratteristici, applicando i dovuti criteri, conformemente al D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le costruzioni".

Le verifiche alla sicurezza sono state svolte secondo quanto disposto nel cap. 6.4.2.1. del D.M. 17.01.2018, nel quale vengono fornite le combinazioni delle azioni, cioè l'insieme delle cause che possono indurre uno stato limite nella struttura o nel sottosuolo. Tali combinazioni vengono espresse sostanzialmente in una serie di relazioni, nelle quali le azioni componenti sono associate a differenti coefficienti parziali, che ne amplificano o ne riducono l'entità.

Nel presente documento, le analisi sulle caratteristiche geotecniche vengono effettuate facendo riferimento all' **Approccio 2 : ($A_1 + M_1 + R_3$)**.

Le verifiche vengono effettuate considerando il volume significativo al disotto delle fondazioni, cioè per l'intervallo di sottosuolo corrispondente all'incremento della tensione verticale efficace $\Delta\sigma'_v(z)$ che eccede di oltre il 10% la tensione verticale efficace preesistente $\sigma'_{vo}(z)$ in assenza di sovraccarichi, espressa

dall'equazione $\Delta\sigma'_v(z) = (1/10) \sigma'_v(z)$. Tale assunzione è discriminante, in relazione al Modello geotecnico del sottosuolo interessato, per la determinazione dei valori caratteristici di resistenza.

12.1. ANALISI GEOTECNICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SLU)

In accordo con le Nuove Tecniche per le Costruzioni, sono stati effettuati i calcoli della resistenza allo stato limite ultimo (SLU).

Per determinare il valore del Carico Limite dei terreni e di conseguenza del valore di progetto della resistenza (R_d), è stato fatto uso della relazione proposta da Brinch-Hansen, comprensiva di fattori correttivi di forma, di approfondimento, per carichi inclinati, per fondazione su pendio e per fondazioni con base ruotata, è la seguente:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma \cdot r_\gamma$$

essendo:

c = resistenza di coesione

$q_0 = \gamma \cdot D_f$ = peso del terreno asportato per lo scavo di fondazione

B = larghezza della fondazione

N_c, N_q, N_γ = coefficienti di capacità portante

γ = peso di volume del terreno

Fattori correttivi: $s_i, d_i, i_i, b_i, q_i, r_\gamma$

Nella tabella sottostante si riportano i risultati del Carico limite valutato per le dimensioni delle fondazioni.

Tabella 13 – Stima del Carico Limite

Area	Dimensioni fondazioni	Profondità di posa	Carico Limite q_{lim}	Carico Ultimo o R_d $R_d = q_{lim} / 2.3$
Area1	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	2,59 daN/cm²	1,12 daN/cm²
Area2	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	1,55 daN/cm²	0,67 daN/cm²
Area3	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	1,75 daN/cm²	0,76 daN/cm²
Area4	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	2,00 daN/cm²	0,87 daN/cm²
Area5	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	5,69 daN/cm²	2,47 daN/cm²

12.2. ANALISI GEOTECNICA ALLO STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV)

In accordo con le Norme Tecniche per le Costruzioni, sono stati effettuati i calcoli della resistenza in condizioni sismiche, allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Per determinare il valore di progetto della resistenza (R_d) in condizioni dinamiche, nella presente relazione si fa riferimento alla formula proposta da Brinch-Hansen, comprensiva di fattori correttivi, nella quale si introducono i fattori z_i che tengono conto degli effetti inerziali indotti dal sisma (Paolucci & Pecker, 1997) per la componente coesiva ed i fattori e_i (Richards et al., 1993) per la componente attritiva.

Pertanto si ha:

$$q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot z_c + q_0 \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot z_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot e_{\gamma k} \cdot e_{\gamma i}$$

$$\text{dove: } e_{yk} = (1 - k_{hk} / \text{tg } \phi)^{0,45} \quad e_{yi} = (1 - 0,7 \cdot k_{hi})^5$$

$$z_q = (1 - k_h / \text{tg } \phi)^{0,35} \quad z_c = 1 - 0,32 k_h$$

Per effettuare le verifiche agli stati limite in condizioni dinamiche, si devono determinare i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale k_h e k_v , definiti secondo le relazioni: $k_h = \beta_s \cdot A_{max}/g$; $k_v = 0,5 \cdot k_h$ dove: β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, $k_{hk} = k_h$ è l'effetto cinematico, mentre $k_{hi} = S_d(T)$ è l'ordinata dello spettro di progetto.

Tabella 14 – Carico Limite in condizioni dinamiche

Fondazione	Dimensioni fondazioni	Profondità di posa	Carico Limite q_{lim}	Carico Ultimo o R_d $R_d = q_{lim} / 2,3$
Area1	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	2,52 daN/cm²	1,10 daN/cm²
Area2	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	1,50 daN/cm²	0,65 daN/cm²
Area3	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	1,70 daN/cm²	0,74 daN/cm²
Area4	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	1,94 daN/cm²	0,84 daN/cm²
Area5	B = 1,20 m	-2,60 m da piano cortile	5,59 daN/cm²	2,43 daN/cm²

13. ANALISI DI STABILITÀ DEL FRONTE DI SCAVO

Nel caso di versanti artificiali come gli scavi per la realizzazione dei tratti del canale a cielo aperto o per la posa dei tratti in tubazione, le condizioni di stabilità possono essere determinate con i metodi comunemente adottati per l'analisi della stabilità dei versanti. La natura artificiale del versante fa sì che si creino condizioni di disequilibrio idraulico nel terreno, che successivamente evolvono fino al ristabilimento di uno stato di equilibrio.

Inoltre, è importante non trascurare il possibile decadimento nel tempo delle caratteristiche di resistenza dei terreni a seguito dei fenomeni di softening e rottura progressiva.

Le verifiche di stabilità del fronte scavo vengono condotte in condizioni drenate, in quanto applicabili ad una situazione di non confinamento.

13.1. METODOLOGIA DI CALCOLO

In considerazione della presenza di condizioni geometriche caratterizzate da un pendio di forma semplice (scarpate artificiali), le verifiche sono state effettuate ricorrendo all'utilizzo di "curve di progetto", nelle quali i principali parametri che causano instabilità, angolo ed altezza del pendio, sono confrontati con i parametri di resistenza dei sedimenti presenti all'equilibrio limite.

Perché le condizioni di stabilità siano verificate, le forze resistenti debbono essere superiori a quelle destabilizzanti. Dal loro rapporto si ottiene il coefficiente di sicurezza F , che deve risultare superiore a 1,3.

Si fa notare che per la seguente verifica di stabilità del fronte di scavo viene assunta una profondità massima di 3,00 metri, che può variare tra i 2,50 m e 3,00 m e viene considerato un livello di falda indicativo alla profondità di 2,00 metri da p.c. e che i parametri di resistenza drenata c' e ϕ' assunti per la verifica sono ricavati da modelli geotecnici empirici, come di seguito riportati.

Tabella 15 - Parametri di resistenza di progetto

Area	Altezza scavo	Pendenza fronte scavo	Resistenza caratteristica		Peso di volume γ_t
			c'	ϕ'	
Area1	H = 3,00 m	45°	5,66 kPa	25,9°	17,0 kN/m ³
Area2	H = 3,00 m	45°	9,26 kPa	24,4°	16,8 kN/m ³
Area3	H = 3,00 m	45°	7,15 kPa	25,0°	17,0 kN/m ³
Area4	H = 3,00 m	45°	5,70 kPa	25,5°	16,8 kN/m ³
Area5	H = 3,00 m	30°	2,28 kPa-	31,6°	17,3 kN/m ³

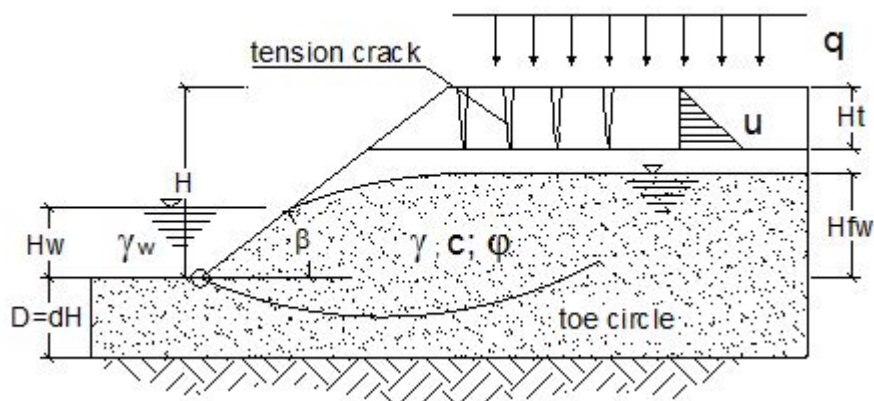
Si esegue la verifica in condizioni drenate.

Per l'analisi si adottano i seguenti dati:

Altezza complessiva del taglio (H) :	3,00 [m]
Profondità del substrato (D) :	0.00 [m]
Altezza dell'acqua rispetto al piede del taglio (H_{fw}) :	1.00 [m]
Peso di unità di volume dell'acqua (γ_w) :	10.00 [kN/m ³]
Sovraccarico uniforme sul ciglio superiore del taglio (q) :	0.00 [kPa]
Livello dell'acqua che sommerge il taglio (H_w) :	0.00 [m]

VERIFICHE DI STABILITÀ:

* verifica in tensioni efficaci : $\lambda = (\gamma H + q - \gamma_w H_{fw}) \tan \phi' / (c' \mu_q \mu'_w)$; $N = f(\lambda; \beta)$



- * verifica in tensioni totali : $N = f(\lambda; d)$
- * coeff. sovraccarico : $\mu_q = f(\beta; q/\gamma h)$
- * coeff. sommersione : $\mu_w = f(\beta; H_w/H)$
- * coeff. filtrazione : $\mu'_w = f(\beta; H_{fw}/H)$
- * coeff. tension crack : $\mu_t = f(\beta; H_t/H)$

Area	$\mu_q(\beta)$	$\mu_w(\beta)$	$\mu'_w(\beta)$	$\mu_t(\beta)$	λ	No	$F_s = \frac{\mu_q \mu_w \mu_t N c}{(\gamma H + q - \gamma_w H_w)}$
Area1	1.000	1.000	0.913	1.000	3.85	12.277	Fs = 1.36
Area2	1.000	1.000	0.913	1.000	2.17	9.586	Fs = 1.76
Area3	1.000	1.000	0.913	1.000	2.93	10.831	Fs = 1.52
Area4	1.000	1.000	0.913	1.000	3.76	12.132	Fs = 1.36
Area5	1.000	1.000	0.942	1.000	11.74	31.211	Fs = 1.40

La verifica della stabilità del fronte scavo con le condizioni geotecniche ed idrauliche rilevate, viene soddisfatta per una pendenza di scavo di 45° per le Area da 1 a 4 mentre viene soddisfatta per una pendenza non superiore a 30° per l'Area5.

Si fa presente che le verifiche sopra riportate hanno valore di indicazione in quanto la variabilità areale del livello di falda e delle caratteristiche geotecniche dei terreni si può ritenere di grado alto.

RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

A.G.I. (1977); *"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche"*.

A.G.I. (2005); *"Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica – Linee Guida"*, Bologna.

Bowles J.E. (1998); *"Fondazioni"*. McGraw-Hill.

Brinch Hansen J. (1970); *"A revised and extended formula for bearing capacity"*. Bull. N. 28, Danish Geotechnical Institute.

Cestari F. (1996); *"Prove Geotecniche in sito"* ed. Geo-Graph.

Colombi A., Roversi M. (2010); Alcune considerazioni sulla valutazione degli effetti sismici locali da prove penetrometriche statiche. Ingegneri Ferraresi

Colombo P., Colleselli F. (1996); *"Elementi di Geotecnica"* ed. Zanichelli.

Mayne P.H. & Kulhawy F.H. (1990); *"Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design"*. EPRI, EI6800.

Mulargia F. e Castellaro S. (2009) – *Seism. Res. Lett.*

Robertson, P.K. (1990); *"Soil classification using the cone penetration test"*. Canadian Geotechnical Journal.

Robertson P.K e Wride, C.E. (1998); *"Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test"*. Canadian Geotechnical Journal.

Robertson P.K (2009); *"Soil Behaviour Type from the CPT: an update"*.

Schmertmann J.H., (1978); *"Guidelines for Cone Penetration Test Performance and Design"*.

Report **U.S. Dept. of Transportation;** FHWA-TS-78-209; Federal Highway Adm., Washington D.C.

Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, *Tectonophysics*.

Carta della pericolosità sismica del territorio nazionale - Progetto DPC – INGV - S1

Database macrosismico Italiano 2004 – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia

Indirizzi e criteri per la micro zonazione sismica - Gruppo di lavoro MS, 2008, Conferenza delle Regioni e delle Provincie Autonome – Dipartimento della protezione civile, Vol. III

Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia I.N.G.V. – Database Macrosismico Italiano 2004

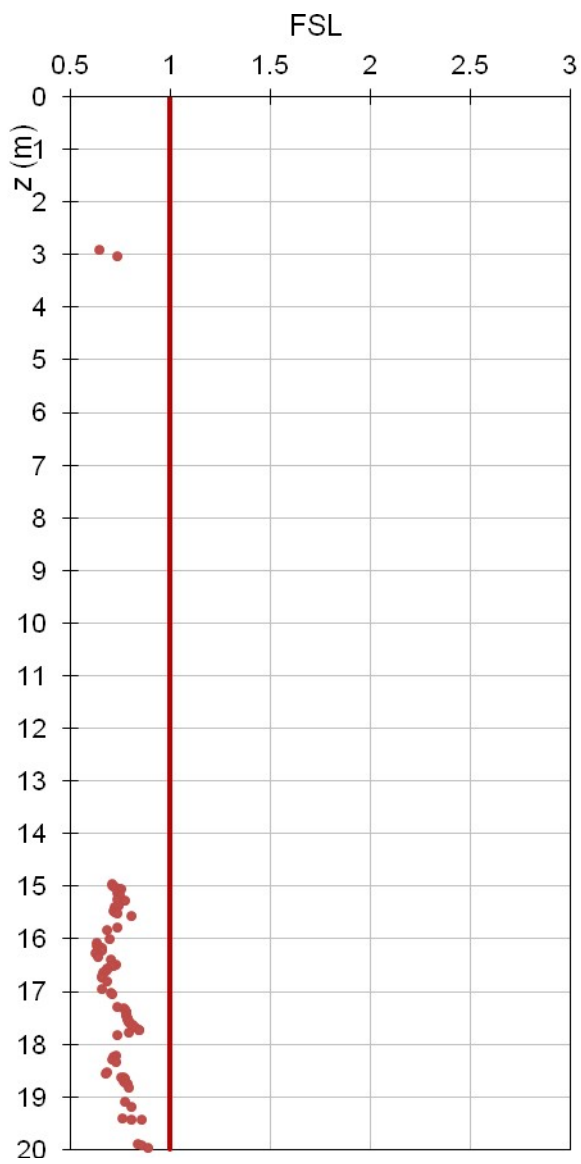
Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia I.N.G.V. – Gruppo di lavoro per la redazione della Mappa di Pericolosità Sismica, (Marzo 2004); *"Zonazione Sismogenetica ZS9 – App. 2 al Rapporto Conclusivo"*, a cura di C. Meletti e G. Valensise

ALLEGATI

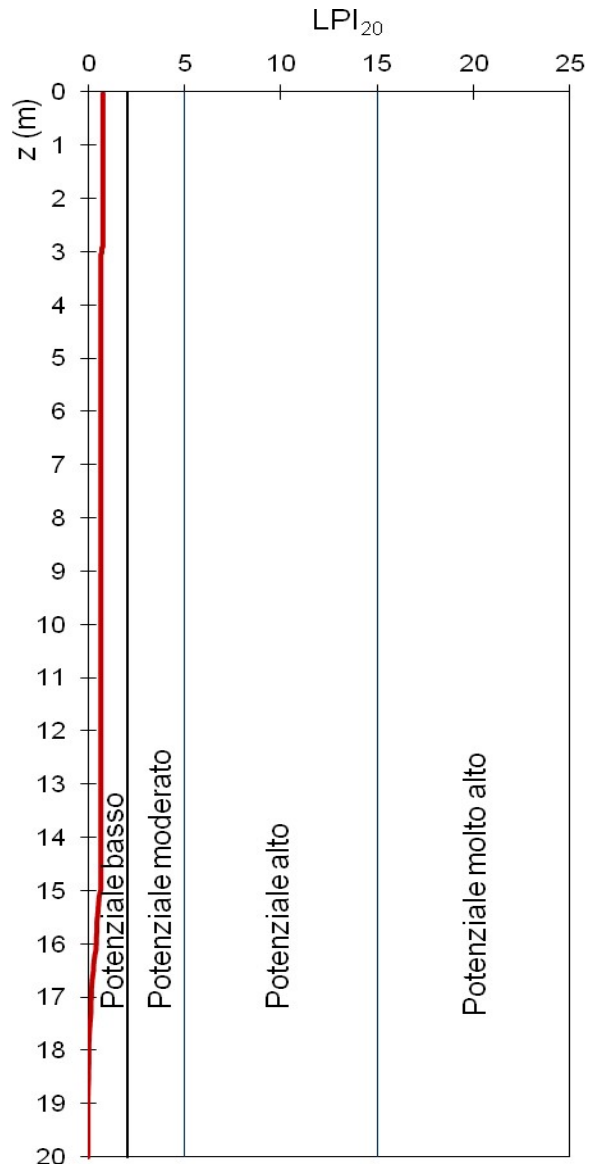
DIAGRAMMI DELLE PROVE PENETROMETRICHE

RAPPORTO DI INDAGINE SISMICA

DIAGRAMMI VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE



Fattore di Sicurezza alla Liquefazione CPTU



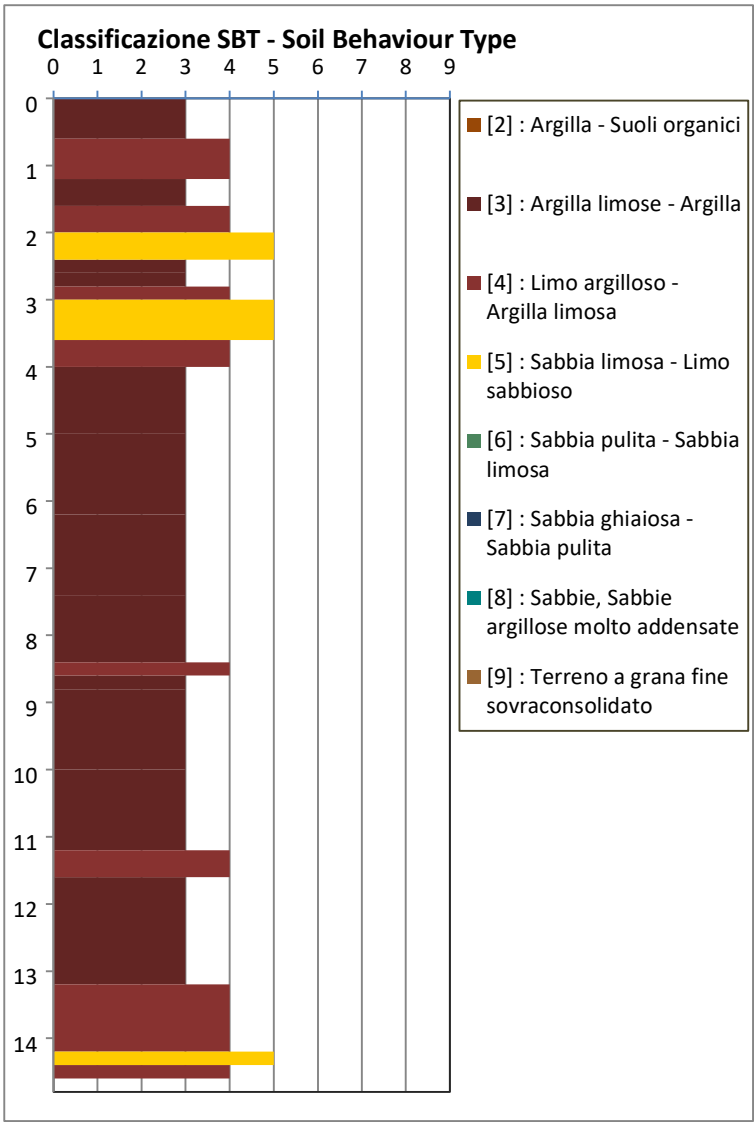
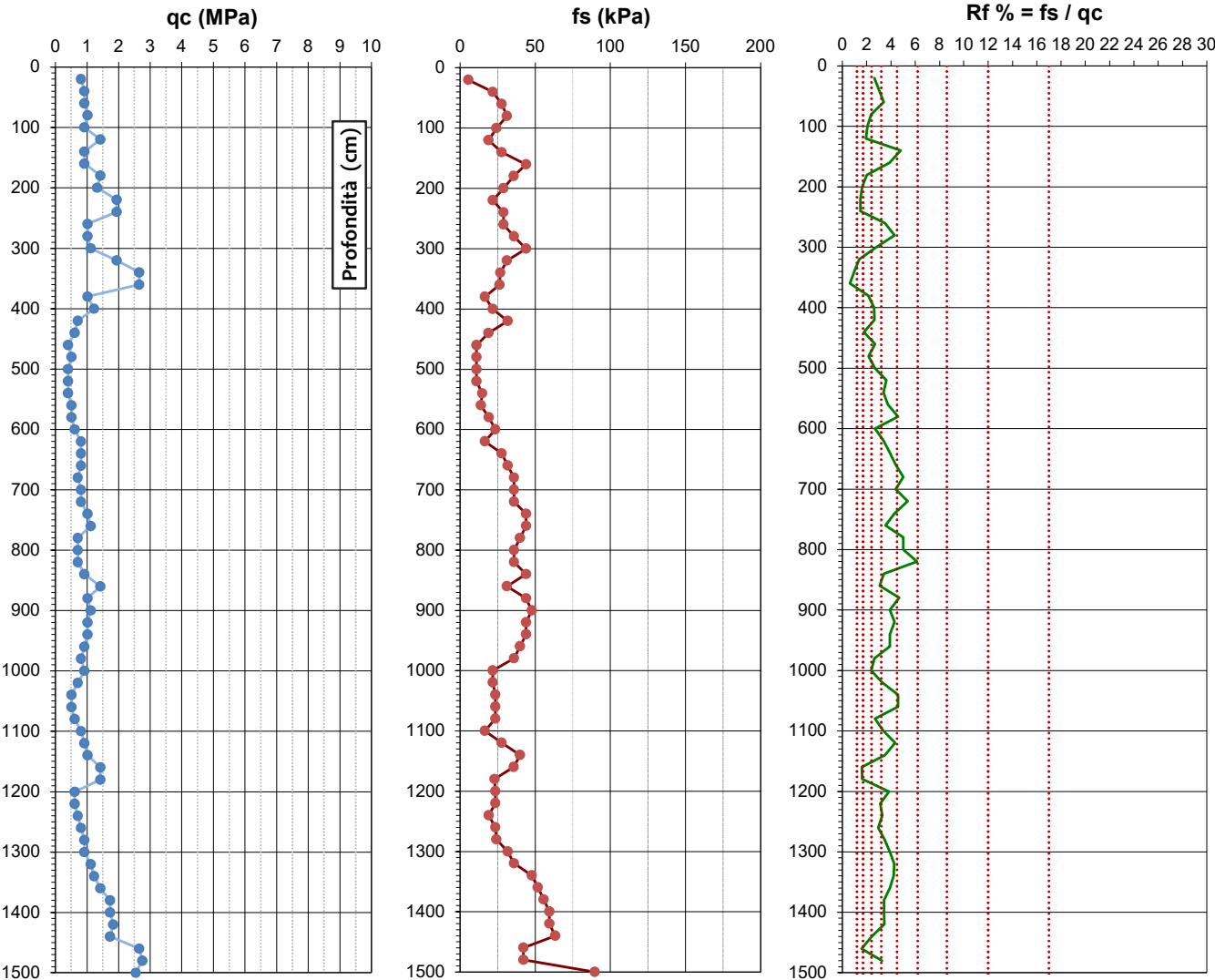
Indice del Potenziale di Liquefazione CPTU

DIAGRAMMI DI RESISTENZA e LITOLOGIA

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Sito: Mirabello (FE)
Indirizzo: Via Luneda

Prova: CPT C1
Data di indagine : 18 maggio 2004
Livello piezometrico: 0.90 metri da p.c.

Latitudine: 0
Longitudine: 0

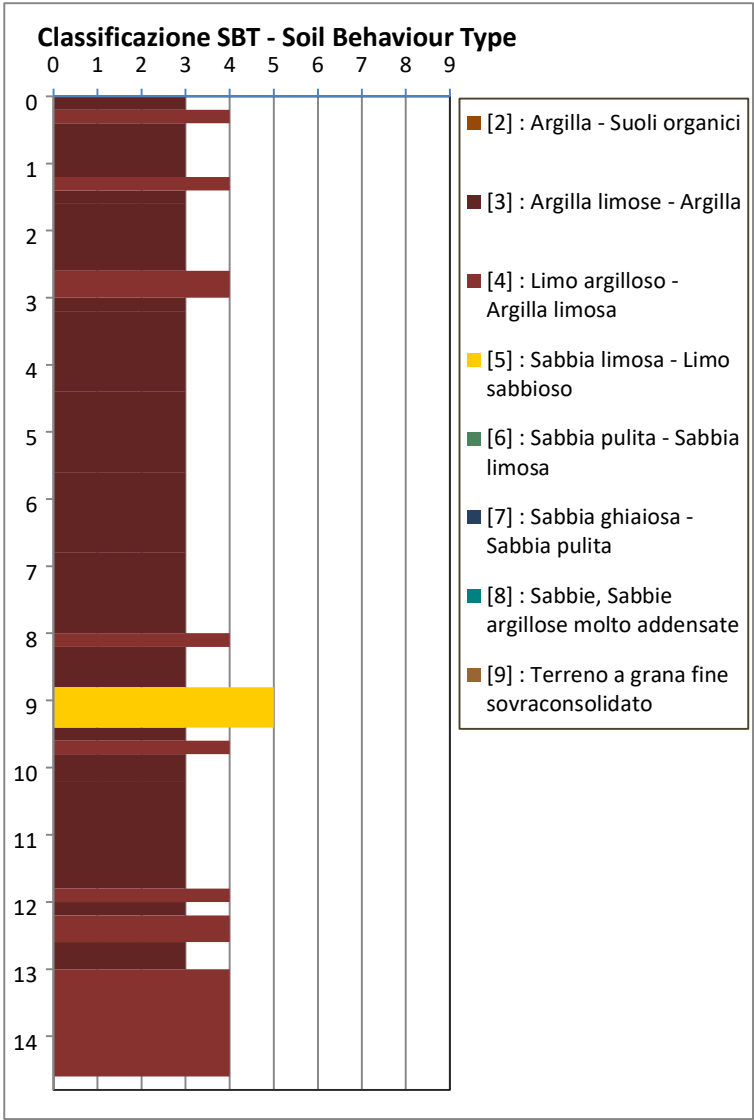
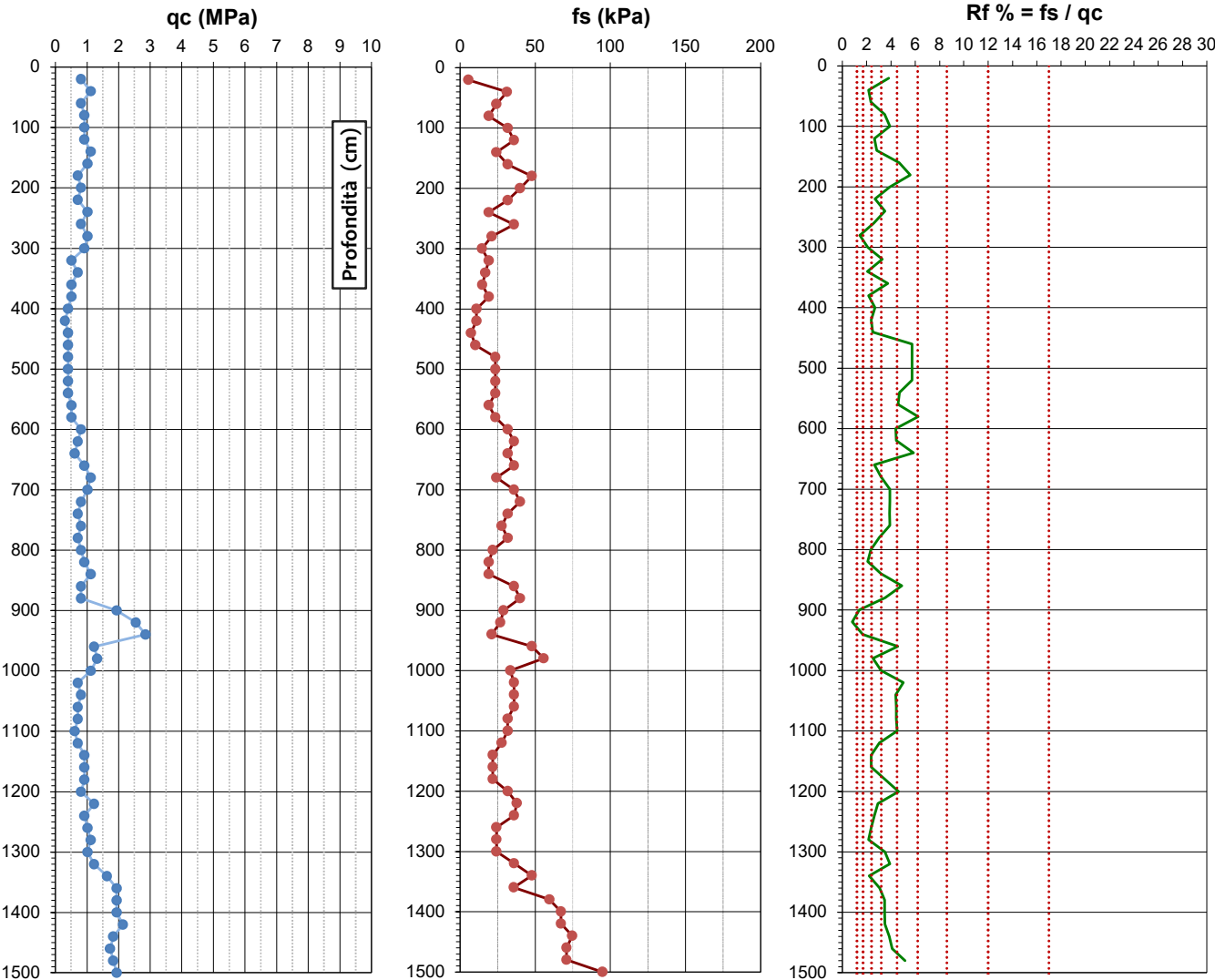


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e LITOLOGIA

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Sito: Mirabello (FE)
Indirizzo: Via Prosperi

Prova: CPT C2
Data di indagine : 18 maggio 2004
Livello piezometrico: 2.30 metri da p.c.

Latitudine: 0
Longitudine: 0

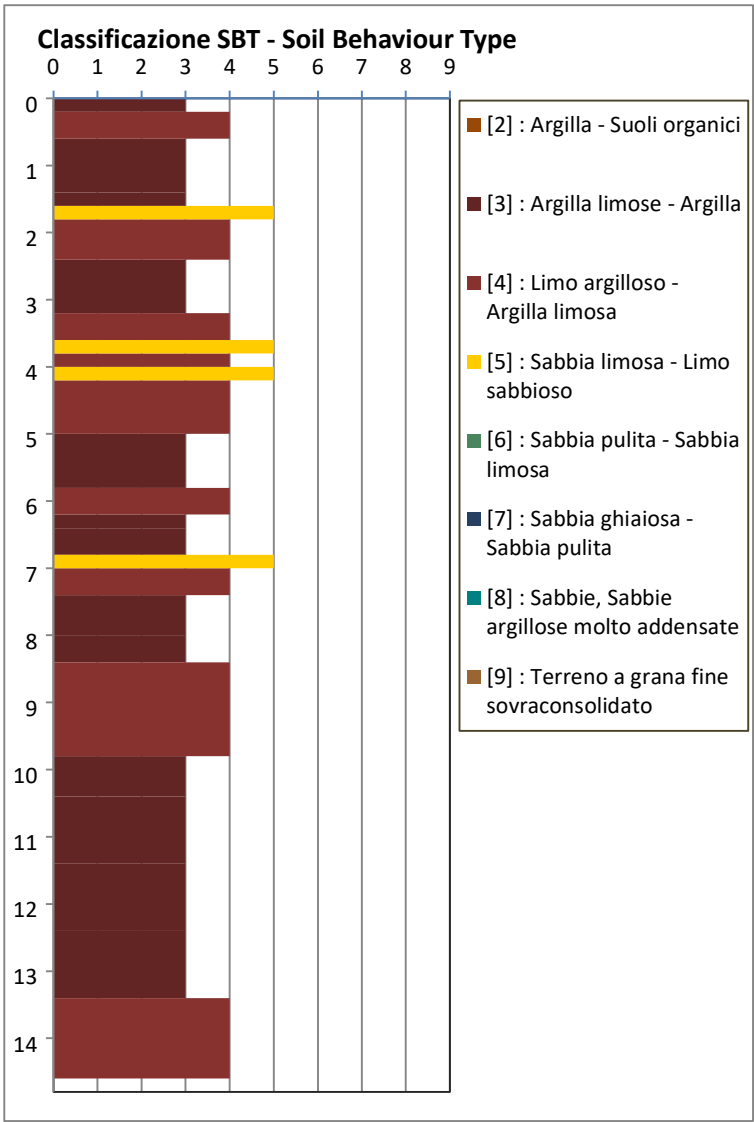
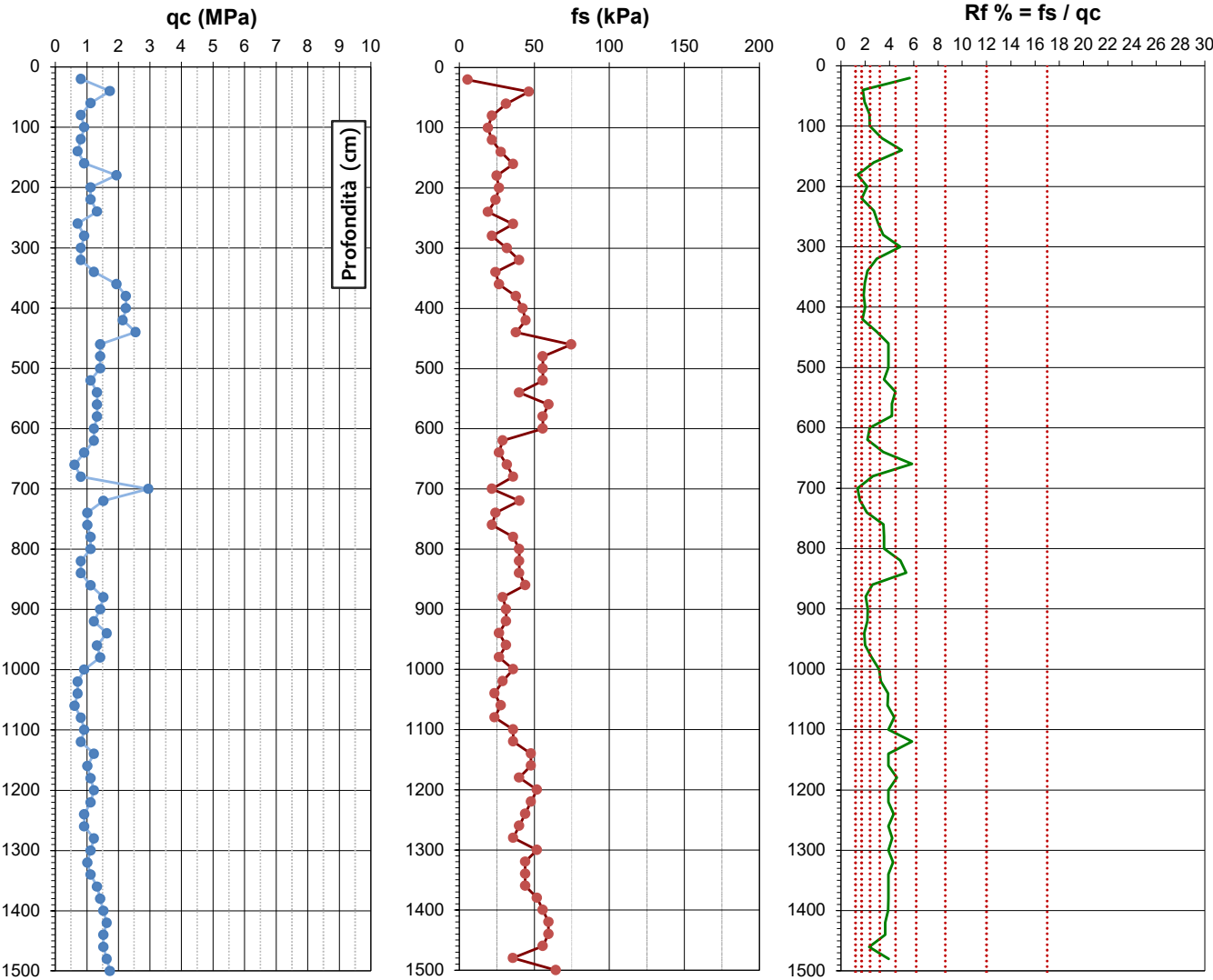


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e LITOLOGIA

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Sito: Mirabello (FE)
Indirizzo: Via Frattina

Prova: CPT C3
Data di indagine : 18 maggio 2004
Livello piezometrico: 1.25 metri da p.c.

Latitudine: 0
Longitudine: 0

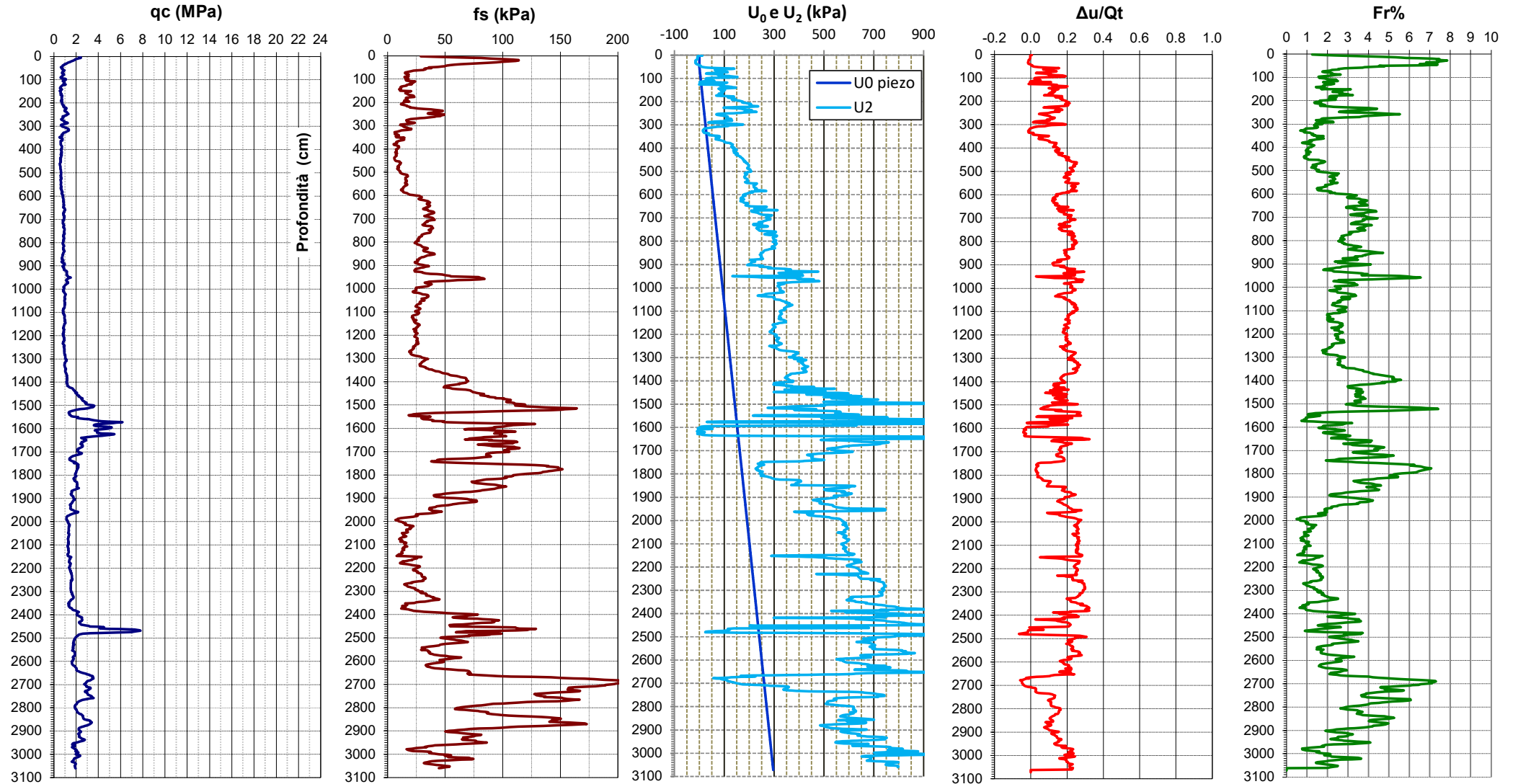


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Località: Mirabello (FE)
Indirizzo: SP468R

Prova: SCPTU04
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda: - metri da p.c.
Livello piezometrico: 0.50 metri da p.c.
Data di indagine: 21 aprile 2017



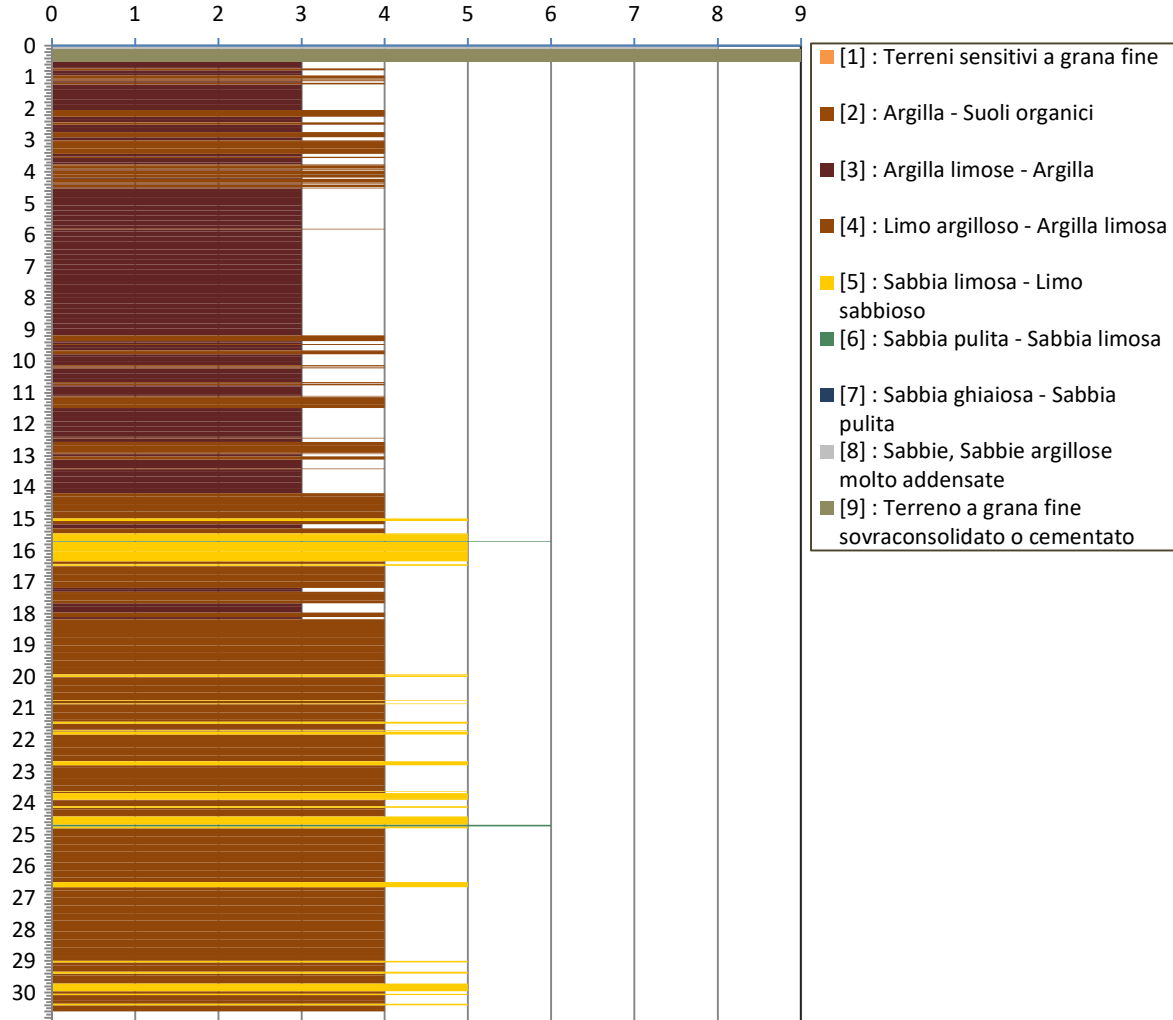
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Località : Mirabello (FE)
Indirizzo : SP468R

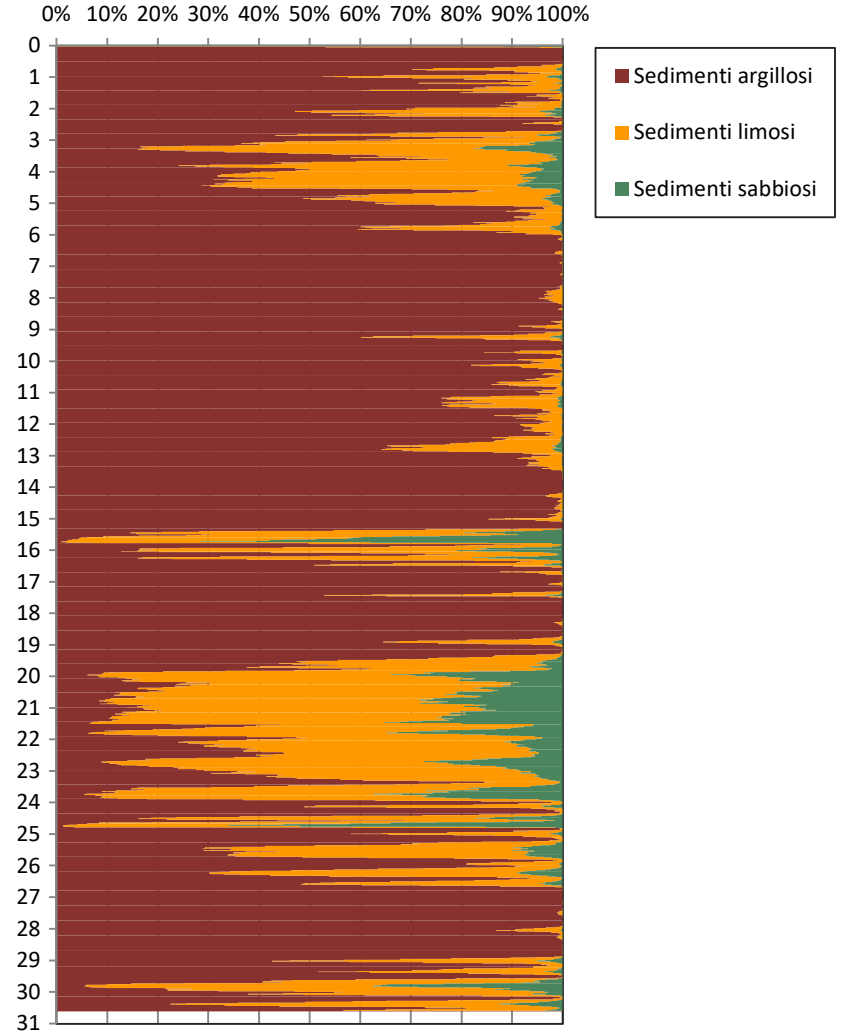
Prova: SCPTU04
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda : - metri da p.c.
Livello piezometrico: 0.50 metri da p.c.
Data di indagine : 21 aprile 2017

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method

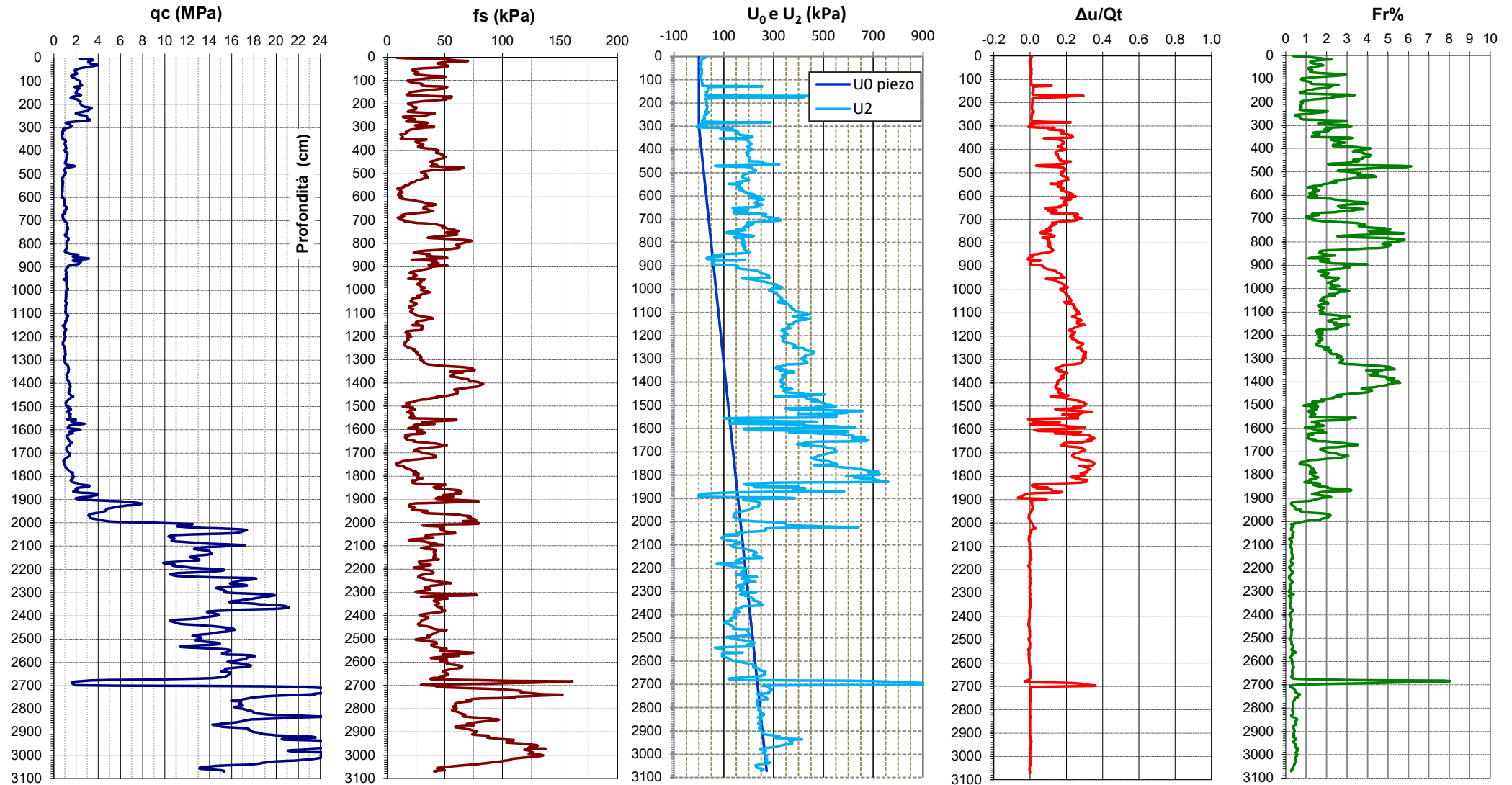


DIAGRAMMI DI RESISTENZA e CLASSIFICAZIONE

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Località: Mirabello (FE)
Indirizzo: SP468R

Prova: SCPTU05
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda: - metri da p.c.
Livello piezometrico: 3.00 metri da p.c.
Data di indagine: 21 aprile 2017



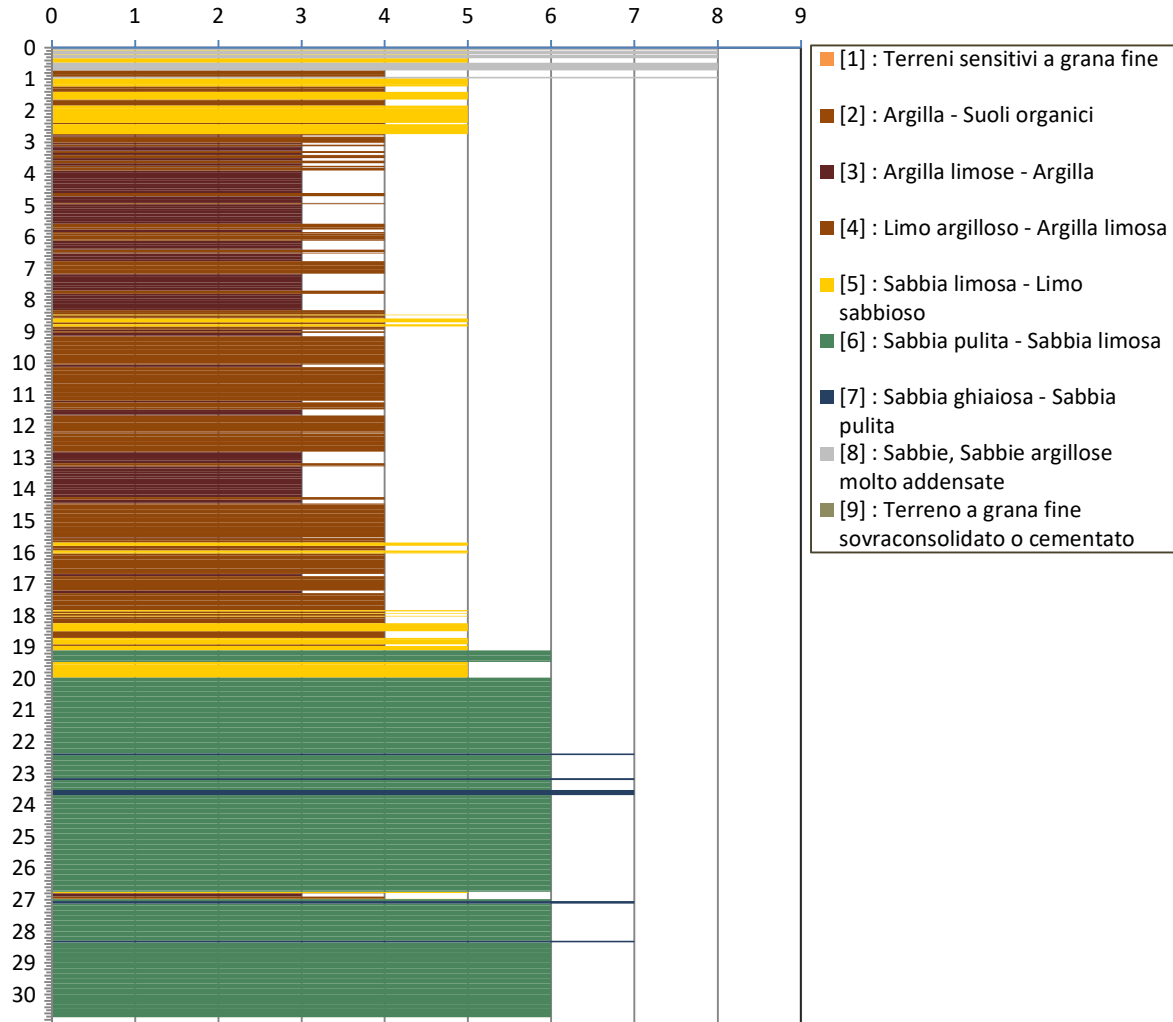
DIAGRAMMI DI CLASSIFICAZIONE LITOLOGICA

Comm.: CONSORZIO DI BONIFICA VALLI DI VECCHIO RENO
Località: Mirabello (FE)
Indirizzo: SP468R

Prova: SCPTU05
Latitudine: 0
Longitudine: 0

Livello di Falda: - metri da p.c.
Livello piezometrico: 3.00 metri da p.c.
Data di indagine: 21 aprile 2017

Classificazione SBT - Soil Behaviour Type



Fuzzy Classification Method

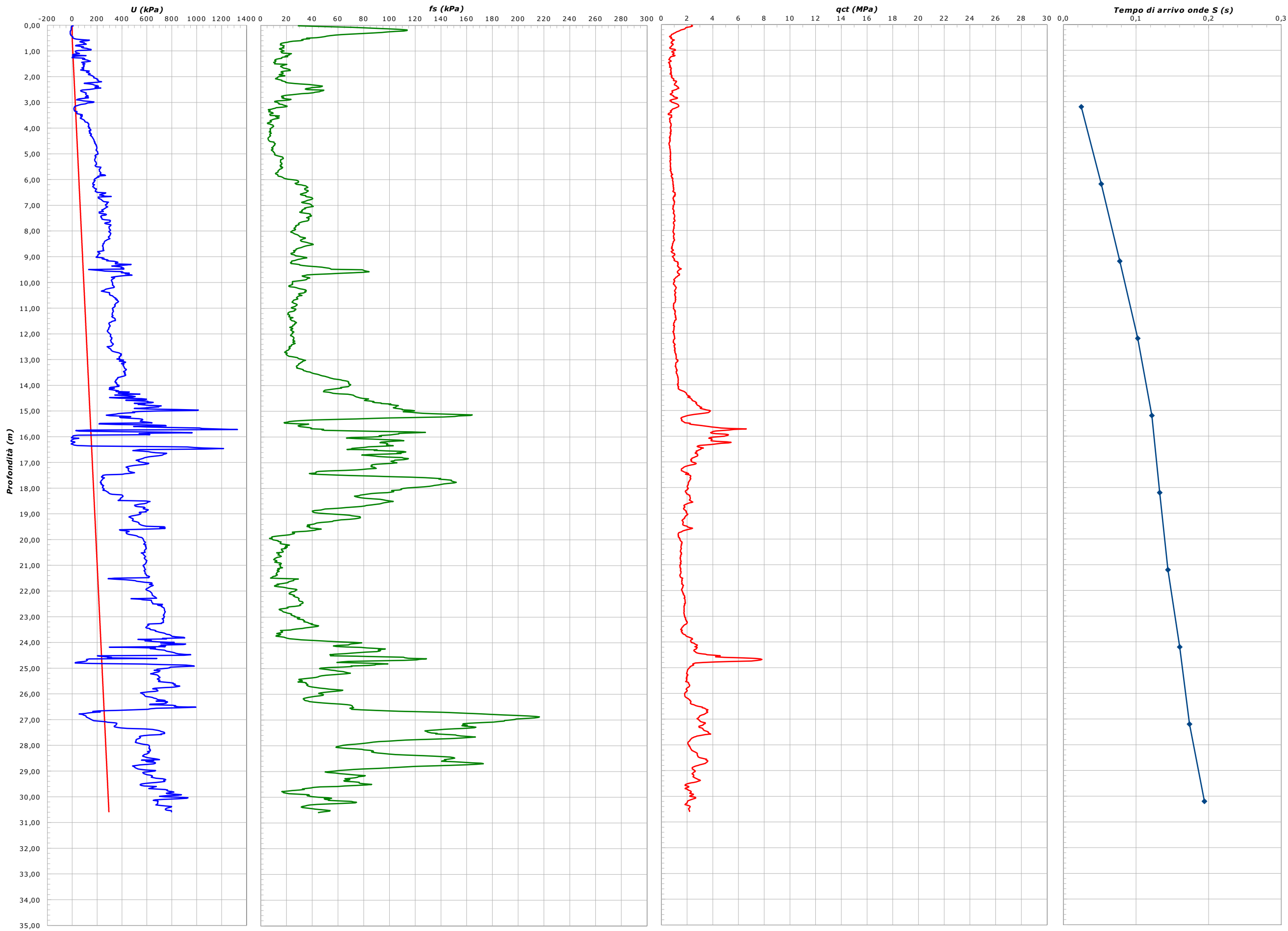


COMMITTENTE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
CANTIERE	Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)
SCPTU N°	4

piezocone depth	seismic data acquisition depth	distance source S-wave triaxial geophone (L)	arrival time S-wave (t)	Vs to travel L	L2 - L1	t2 - t1	Vs for each level (L2 - L1)/(t2 - t1)
m	m	m	s	m/s	m	s	m/s
0,00	0,00	0,00	0,0000				
3,50	3,20	3,42	0,0248	138	3,42	0,0248	138
6,50	6,20	6,32	0,0523	121	2,90	0,0275	105
9,50	9,20	9,28	0,0777	119	2,96	0,0254	117
12,50	12,20	12,26	0,1025	120	2,98	0,0248	120
15,50	15,20	15,25	0,1219	125	2,99	0,0194	154
18,50	18,20	18,24	0,1327	137	2,99	0,0108	277
21,50	21,20	21,23	0,1440	147	2,99	0,0113	265
24,50	24,20	24,23	0,1602	151	3,00	0,0162	185
27,50	27,20	27,23	0,1737	157	3,00	0,0135	222
30,50	30,20	30,22	0,1942	156	3,00	0,0205	146
V _{s30} =							155 ± 5 m/s

COMMITTENTE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA				
CANTIERE	Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)				
SCPTU N°	4	PROF. FALDA (m da p.c.)	0,50	QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)	NOTE:
DATA	21 apr 2017	PREFORO (m da p.c.)	0,00	TIPO PUNTA	
Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415					

Vs30 =155 ± 5 m/s

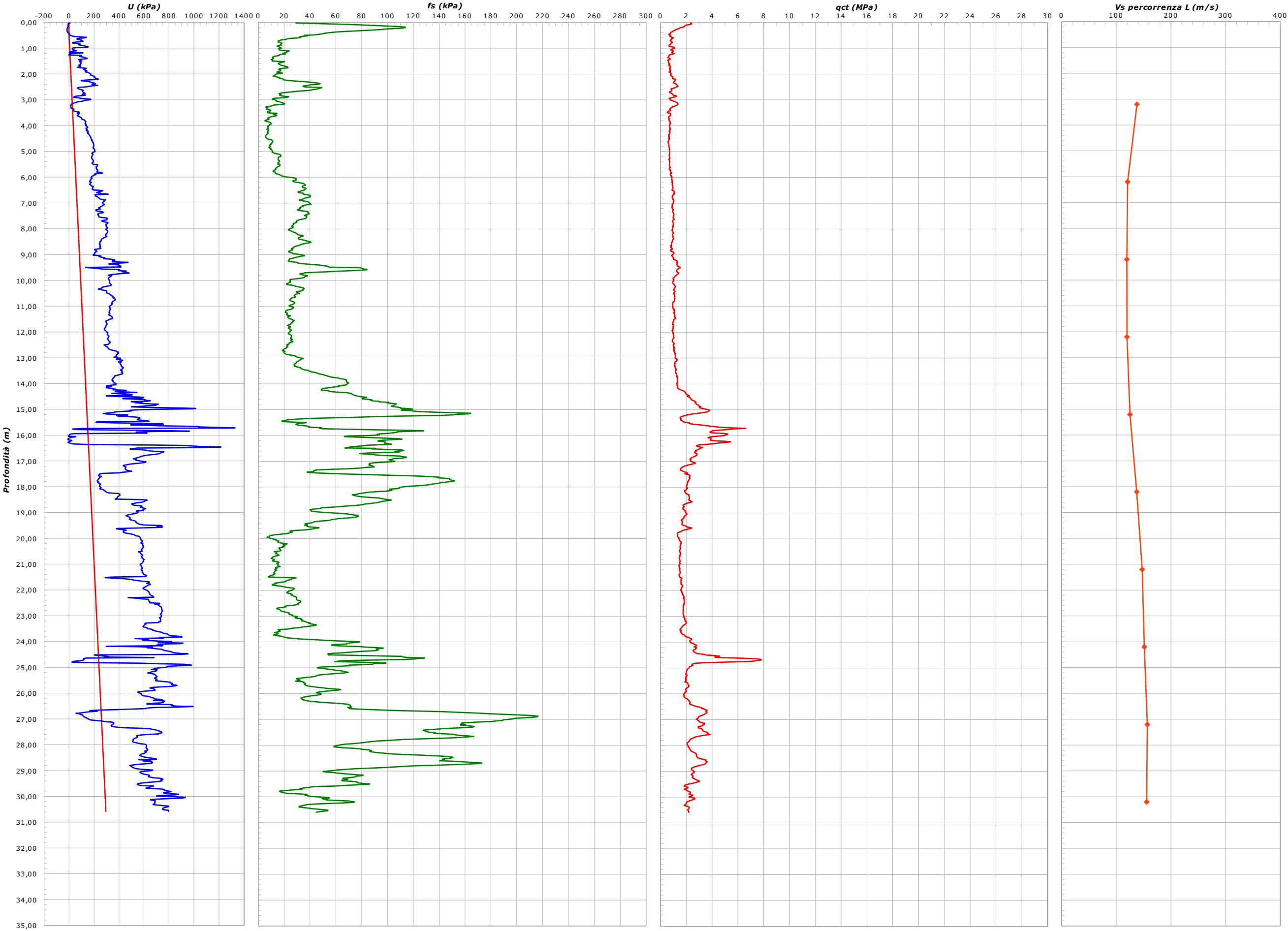


COMMITTENTE CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

CANTIERE Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)

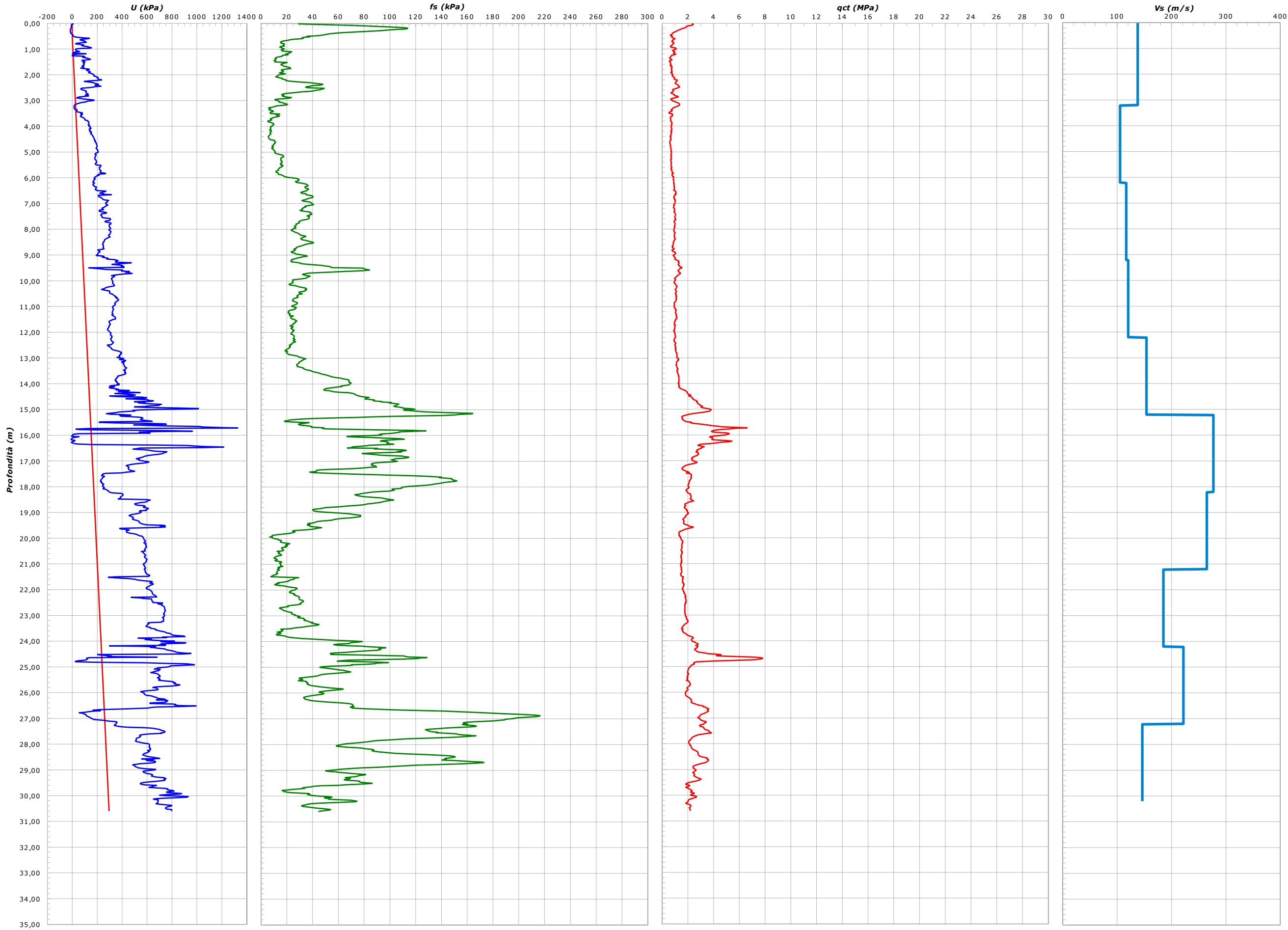
SCPTU N°	4	PROF. FALDA (m da p.c.)	0,50	QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)	NOTE:
DATA	21 apr 2017	PREFORO (m da p.c.)	0,00	TIPO PUNTA	Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

Vs30 =155 ± 5 m/s



COMMITTENTE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA				
CANTIERE	Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)				
SCPTU N°	4	PROF. FALDA (m da p.c.)	0,50	QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)	NOTE:
DATA	21 apr 2017	PREFORO (m da p.c.)	0,00	TIPO PUNTA	
Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415					

Vs30 =155 ± 5 m/s



COMMITTENTE
CANTIERE
SCPTU N°
DATA

CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)
4
21 apr 2017

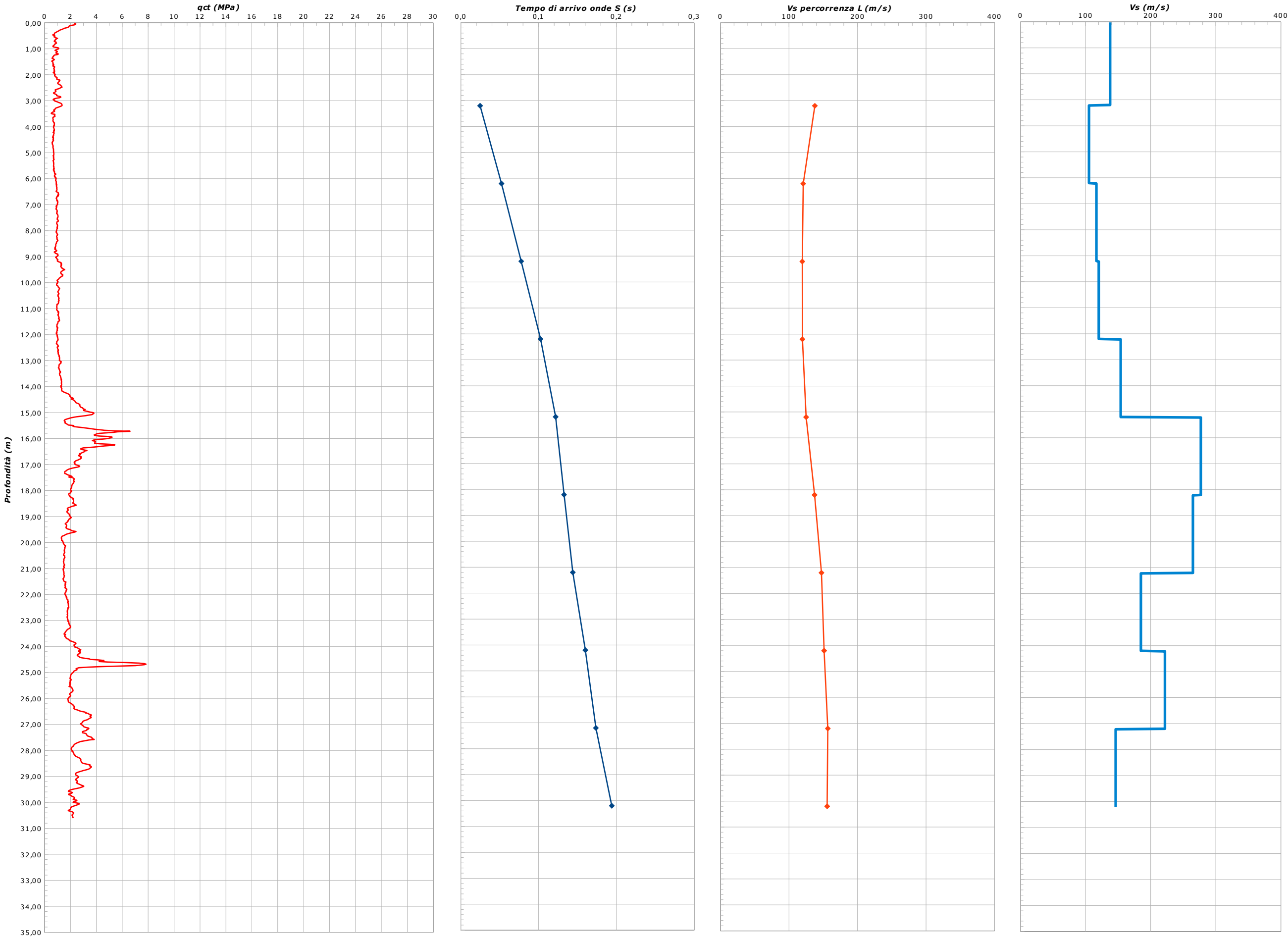
PROF. FALDA (m da p.c.)
PREFORO (m da p.c.)

0,50
0,00

QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)
TIPO PUNTA

NOTE:
Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

Vs30 =155 ± 5 m/s



COMMITTENTE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA
CANTIERE	Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)
SCPTU N°	5

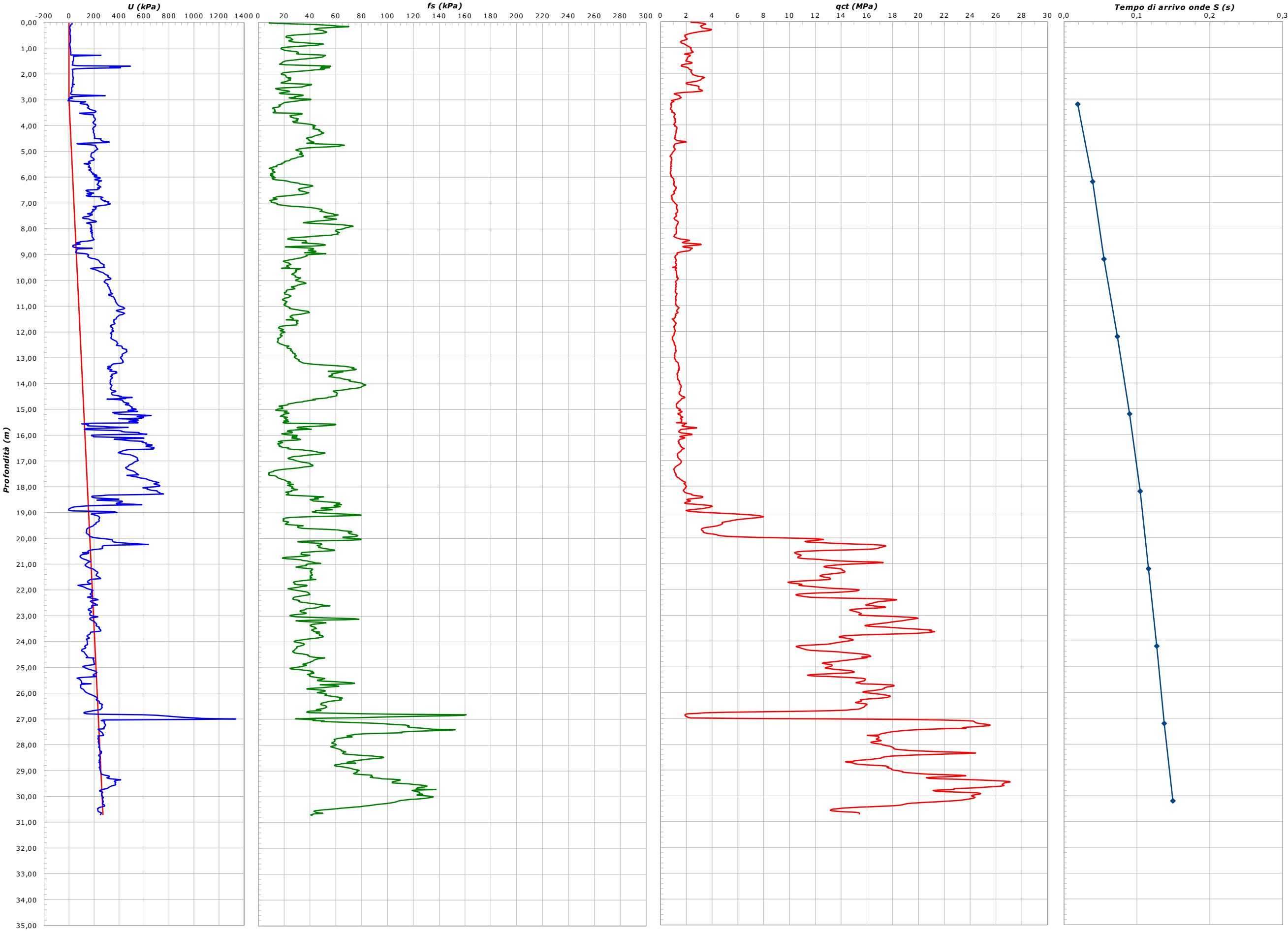
piezocone depth	seismic data acquisition depth	distance source S-wave triaxial geophone (L)	arrival time S-wave (t)	Vs to travel L	L2 - L1	t2 - t1	Vs for each level (L2 - L1)/(t2 - t1)
m	m	m	s	m/s	m	s	m/s
0,00	0,00	0,00	0,0000				
3,50	3,20	3,42	0,0189	181	3,42	0,0189	181
6,50	6,20	6,32	0,0394	160	2,90	0,0205	141
9,50	9,20	9,28	0,0550	169	2,96	0,0156	190
12,50	12,20	12,26	0,0733	167	2,98	0,0183	163
15,50	15,20	15,25	0,0901	169	2,99	0,0168	178
18,50	18,20	18,24	0,1046	174	2,99	0,0145	206
21,50	21,20	21,23	0,1159	183	2,99	0,0113	265
24,50	24,20	24,23	0,1273	190	3,00	0,0114	263
27,50	27,20	27,23	0,1375	198	3,00	0,0102	294
30,50	30,20	30,22	0,1494	202	3,00	0,0119	252
V _{s30} =							202 ± 5 m/s

COMMITTENTE **CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA**

CANTIERE **Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)**

SCPTU N°	5	PROF. FALDA (m da p.c.)	3,00	QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)	NOTE:
DATA	21 apr 2017	PREFORO (m da p.c.)	0,00	TIPO PUNTA	Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

Vs30 =202 ± 5 m/s



COMMITTENTE

CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

CANTIERE

Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)

SCPTU N°

5

PROF. FALDA (m da p.c.)

3,00

QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)

NOTE:

DATA

21 apr 2017

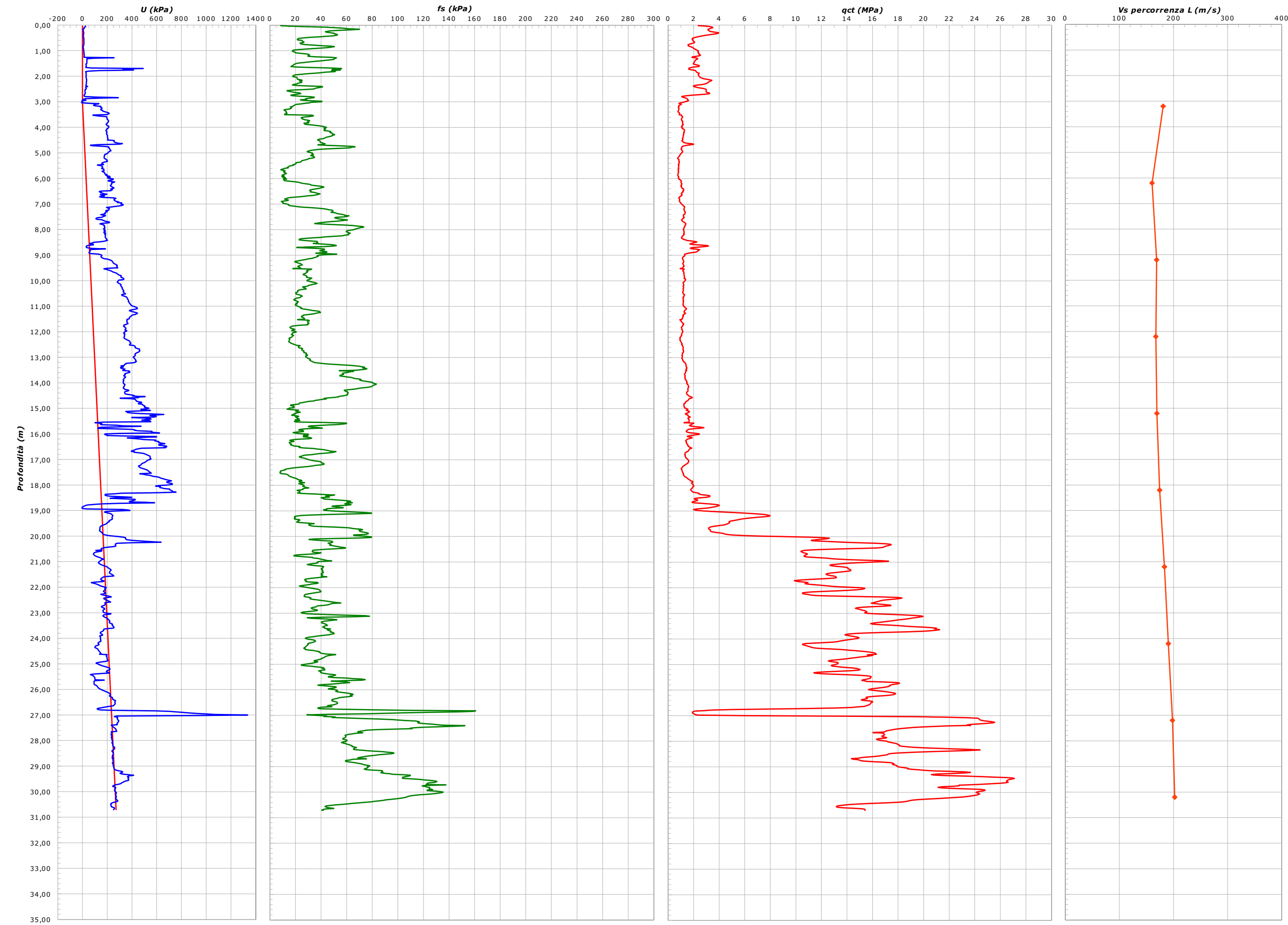
PREFORO (m da p.c.)

0,00

TIPO PUNTA

Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

Vs30 =202 ± 5 m/s



COMMITTENTE

CANTIERE

CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA

Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)

SCPTU N°

DATA

5

21 apr 2017

PROF. FALDA (m da p.c.)

PREFORO (m da p.c.)

3,00

0,00

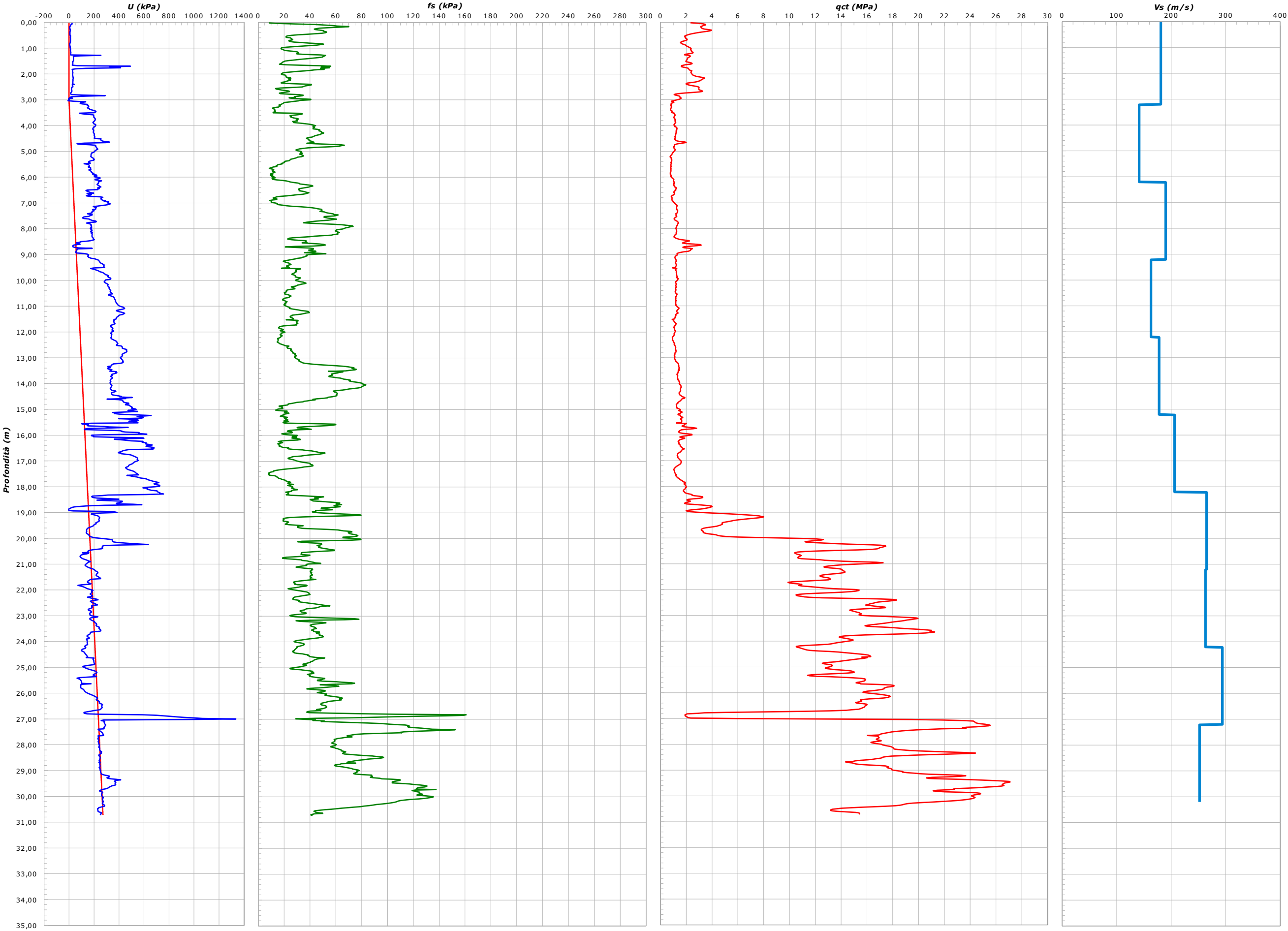
QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)

TIPO PUNTA

Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

NOTE:

Vs30 =202 ± 5 m/s



COMMITTENTE	CONSORZIO DI BONIFICA PIANURA DI FERRARA				
CANTIERE	Lavori di completamento dell'impianto di sollevamento Ciarle, del Condotto Distributore Nord e del Condotto Distributore Sud (FE)				
SCPTU N°	5	PROF. FALDA (m da p.c.)	3,00	QUOTA p.c. (m s.l.m.m.)	NOTE:
DATA	21 apr 2017	PREFORO (m da p.c.)	0,00	TIPO PUNTA	Piezocono TECNOPENTA CPL2IN s.n. 230415

Vs30 =202 ± 5 m/s

