



Comune di Crevalcore



Comune di San Giovanni in Persiceto



Comune di Casalecchio di Reno



Comune di Bologna



Comune di Sasso Marconi



Comune di Marzabotto

Ciclovia del Sole: tratto 3 attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto, Sala Bolognese -  
tratto 4: Casalecchio - Marzabotto

CUP n° C61B21013060002

**PROGETTO DEFINITIVO**



**Coordinamento e integrazione delle prestazioni specialistiche:**

arch. Enrico Guaitoli Panini

**Il Responsabile Unico del Procedimento:**

ing. Maurizio Martelli

**Progettazione ciclabile e paesaggistica:**

arch. Irene Esposito, paes. Giulia Mazzali, arch. Eleonora Vaccari,  
arch. Michela Gessani, dott. paes. Sara Martignoni, arch. Alberto Coppi

**Supporto al RUP:**

ing. Chiara Ferrari  
arch. Federica Sodano  
ing. Sara Destro  
dott.ssa Silvia Mazza  
arch. Giulia Maroni

**Progettazione delle strutture:**

prof. ing. Massimo Majowiecki, ing. Giovanni Berti,  
ing. Monica Mingozzi, ing. Elisa Sammarco, ing. Mario Chinni

**Geologia, Ambiente, Idraulica:**

geol. Pierluigi Dallari, geol. Arianna Casarini, geol. Lisa Gasparini,  
geol. Emiliano Quadernari, ing. Yos Zorzi

**Coordinamento della sicurezza:**

ing. Fausto Gallarello, ing. Roberto Perlangeli

**Relazione geotecnica - Passerella ciclopedonale Via del Papa - Crevalcore**

SCALA	FORMATO
--	A4
CODICE	DATA
REL_4_1	30/11/2023

N. REV.	DATA	DESCRIZIONE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
A	30/11/2023		M.C.	M.C.	M.M

## Sommario

1	INTRODUZIONE.....	2
2	NORME DI RIFERIMENTO .....	3
3	INDAGINI GEOGNOSTICHE.....	4
3.1	Indagini in sito .....	4
3.1.1	CPTU e SCPTU .....	4
3.2	Velocità delle onde di taglio da prove SCPTU .....	6
3.3	Indagini geofisiche .....	8
4	INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA.....	9
4.1	Categoria stratigrafica del suolo .....	9
4.2	Parametri sismici .....	9
4.3	Liquefazione .....	10
4.4	Spostamenti verticali a seguito del sisma di progetto per liquefazione del terreno .....	12
5	PALI DI FONDAZIONE.....	13
5.1	Resistenza SLU.....	13
5.1.1	Combinazioni ed approcci di carico .....	13
5.1.2	Modalità di determinazione della resistenza di calcolo .....	13
5.2	Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato .....	15
5.3	Cedimenti dei pali in gruppo .....	17
	APPENDICE A – ANALISI PROVE CPTU E SCPTU .....	18

## 1 INTRODUZIONE

Il presente rapporto tratta gli aspetti geotecnici relativi al progetto di realizzazione delle opere di fondazione a sostegno della ciclovia da realizzarsi nell'ambito dell'aggiornamento del Progetto di Fattibilità Tecnico Economica (PFTE) della "Ciclovia del Sole" (percorso Verona-Firenze) e in particolare dei seguenti tratti:

- Tratto 3: attraversamento dei centri abitati di Crevalcore, San Giovanni in Persiceto e Sala Bolognese;
- Tratto 4: Casalecchio – Marzabotto.

La ciclovia si sviluppa parallelamente alla linea ferroviaria preesistente che collega le località di San Felice sul Panaro, Crevalcore e San Giovanni in Persiceto alla Stazione di Bologna Centrale; tale tracciato prevede, però, la necessità di bypassare la strada Provinciale 9 in corrispondenza di via del Papa, presso Crevalcore. In questo punto è, infatti, presente un sottopasso della strada stessa, al fine di evitare interferenze tra traffico veicolare e ferroviario. Per questo motivo è necessario prevedere una struttura che permetta di scavalcare la strada sottostante.

In Figura 1-1 si riporta l'ubicazione dell'area d'intervento e delle indagini svolte.



Figura 1-1 – Ubicazione indagini

## 2 NORME DI RIFERIMENTO

- Decreto Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 17 gennaio 2018. - Norme Tecniche per le Costruzioni (G.U. n. 42 del 20/01/2018 SO)
- C.S.LL.PP. Circolare n°7 del 21/01/2019 - Istruzioni per l'applicazione dell'“Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni” di cui al DM 17/01/2018 (GU n. 35 del 11/02/2019 SO);
- UNI EN 1997-1 – Eurocodice 7 “Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole Generali”
- UNI EN 1998-5 – Eurocodice 8 “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”

### 3 INDAGINI GEOGNOSTICHE

#### 3.1 Indagini in sito

Per quanto riguarda la caratterizzazione geologica dei terreni si usufruisce di dati derivanti da indagini pregresse eseguite in data 05/09/2013. Tale campagna di indagini è consistita nell’esecuzione di:

- n.1 prove penetrometriche con piezocono (CPTU)
- n.1 prova penetrometrica con piezocono sismico (SCPTU1)

In data 19/09/2023 è stata eseguita una seconda prova penetrometrica con piezocono sismico (SCPTU2). In Tabella 3-1 vengono riportate le profondità raggiunte.

Prova	Profondità da p.c
CPTU	20.20
SCPTU1	18.97
SCPTU2	20.01

Tabella 3-1 prove in sito e profondità indagate

Sono state eseguite n.2 prove penetrometriche con piezocono sismico in quanto inizialmente nell’esecuzione della prima prova non è stato possibile arrivare a 30.0 m dal p.c per problemi alla strumentazione. È stata pertanto eseguita una seconda prova SCPTU in adiacenza alla prima, ma a  $\approx 20.0$  m dal p.c poiché la consistenza dei terreni non ha permesso di proseguire la prova.

Pertanto per definire la  $V_{s30}$  è stata eseguita un’indagine sismica MASW e una HVSr.

##### 3.1.1 CPTU e SCPTU

Durante la campagna geognostica sono state eseguite n° 3 prove penetrometriche: una con piezocono e due con piezocono simico.

La prova CPTU è stata eseguita fino alla profondità di 20.20 m dal p.c, la prova SCPTU1 e la SCPTU2 sono invece state rispettivamente interrotte alla profondità di 18.97 m e 20.01 m dal p.c.

I parametri direttamente determinati e calcolati sono (Robertson e Cabal, 2015)<sup>1</sup>:

$q_c$ = resistenza alla punta;  $f_s$  = resistenza laterale;  $u$  = pressione interstiziale misurata dal cono dai quali si calcolano;  $q_t$  = resistenza totale corretta:

$$q_t = q_c + u \cdot (1 - a)$$

Dove  $a$  = rapporto di superficie del cono;

$R_f$ = rapporto di frizione (%):

$$R_f = \frac{f_s}{q_t}$$

$B_q$ = rapporto delle pressioni interstiziali:

<sup>1</sup> Robertson, PK & Cabal, KL (2015) Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing Inc., 6th ed

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_v}$$

con  $u_0$  pressione interstiziale del sito.

Si definiscono quindi i valori:  $Q_t$  = resistenza alla punta normalizzata e  $F_r$  = rapporto di frizione normalizzato (%)

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_v}{\sigma'_v}$$

$$F_r = \frac{f_t}{q_t - \sigma_v}$$

e viene definito l'indice del terreno  $I_c = f(Q_t, F_r)$ :

$$I_c = \sqrt{[3.47 - \text{Log}(Q_t)]^2 + [1.22 + \text{Log}(F_r)]^2}$$

Il terreno viene classificato in funzione dell'indice  $I_c$  (Robertson, 1990)<sup>2</sup> le cui soglie sono riportate in Tabella 3-2.

Zona	Tipo di Comportamento del terreno (SBT)	$I_c$
1	terreni fini, sensitivi	nd
2	terreni organici - argille	> 3.6
3	argille - da limi argillosi ad argille	2.95÷3.60
4	miscele limose - da limo argilloso a argilla limosa	2.60÷2.95
5	miscele sabbiose – da sabbia limosa a limo	2.05÷2.60
6	sabbie – da sabbia pulita a sabbia limosa	1.31÷2.05
7	da sabbia ghiaiosa a sabbia densa	< 1.31
8	sabbia dura a sabbia argillosa (OC o cementata)	nd
9	fini, argille dure	nd

Tabella 3-2 – Classificazione terreno in funzione di  $I_c$

Le prove eseguite hanno evidenziato la presenza prevalente di terreno argilloso ad eccezione dei primi metri di profondità dove sono presenti anche sabbie limose e/o limi argillosi.

La falda è stata individuata a profondità 1.80 m dal p.c

Le risultanti delle analisi CPTU sono riportate nell'Appendice A.

<sup>2</sup> Robertson, KL (1990) Soil Classification using the cone penetrometer tests – a unified approach. Canadian Geot. J. 27(1): pp 151-158

### 3.2 Velocità delle onde di taglio da prove SCPTU

Tramite la prova penetrometrica con piezocono sismico (SCPTU2) è stato possibile ricostruire l'andamento delle di taglio  $V_s$ , fino alla profondità indagata. Dal valore della velocità delle onde di taglio è possibile stimare il valore del modulo di taglio a piccole deformazioni. Il modulo di taglio a piccole deformazioni è quindi rilevabile dall'espressione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s^2$$

Dove  $\rho$  è la densità del terreno espressa in  $\text{kg/m}^3$  e  $V_s$  la velocità delle onde di taglio in  $\text{m/s}$  ( $G_0$  in Pa).

Il modulo di taglio può essere correlato al modulo "elastico in scarico" mediante l'espressione:

$$E_{UR} = 2 \cdot (1 + \nu_{UR}) \cdot G_0 = 2.4 \cdot G_0$$

Dove  $\nu_{UR}$  è il coefficiente di contrazione in scarico assunto uguale a 0.2. Viene ritenuta lecita la relazione tra il modulo in scarico e quello in carico in corrispondenza di stati deformativi di esercizio del terreno (cautelativamente  $\gamma \approx 0.1\%$ ) descritta dal rapporto:

$$E_{50} \cong \frac{E_{UR}}{3}$$

Dove  $E_{50}$  rappresenta il modulo secante al 50% del valore di resistenza del terreno ed è legato allo stato tensionale di riferimento.

I valori derivati dalla prova penetrometrica con piezocono sismico (SCPTU2) sono riassunti in Figura 3-1. La velocità delle onde di taglio presenta, nel campo di profondità investigate, un andamento esponenziale che può essere descritto dall'equazione ( $V_s$  in  $\text{m/s}$ ,  $z$  in  $\text{m}$ ):

$$V_s = 108.1 \cdot z^{0.22}$$

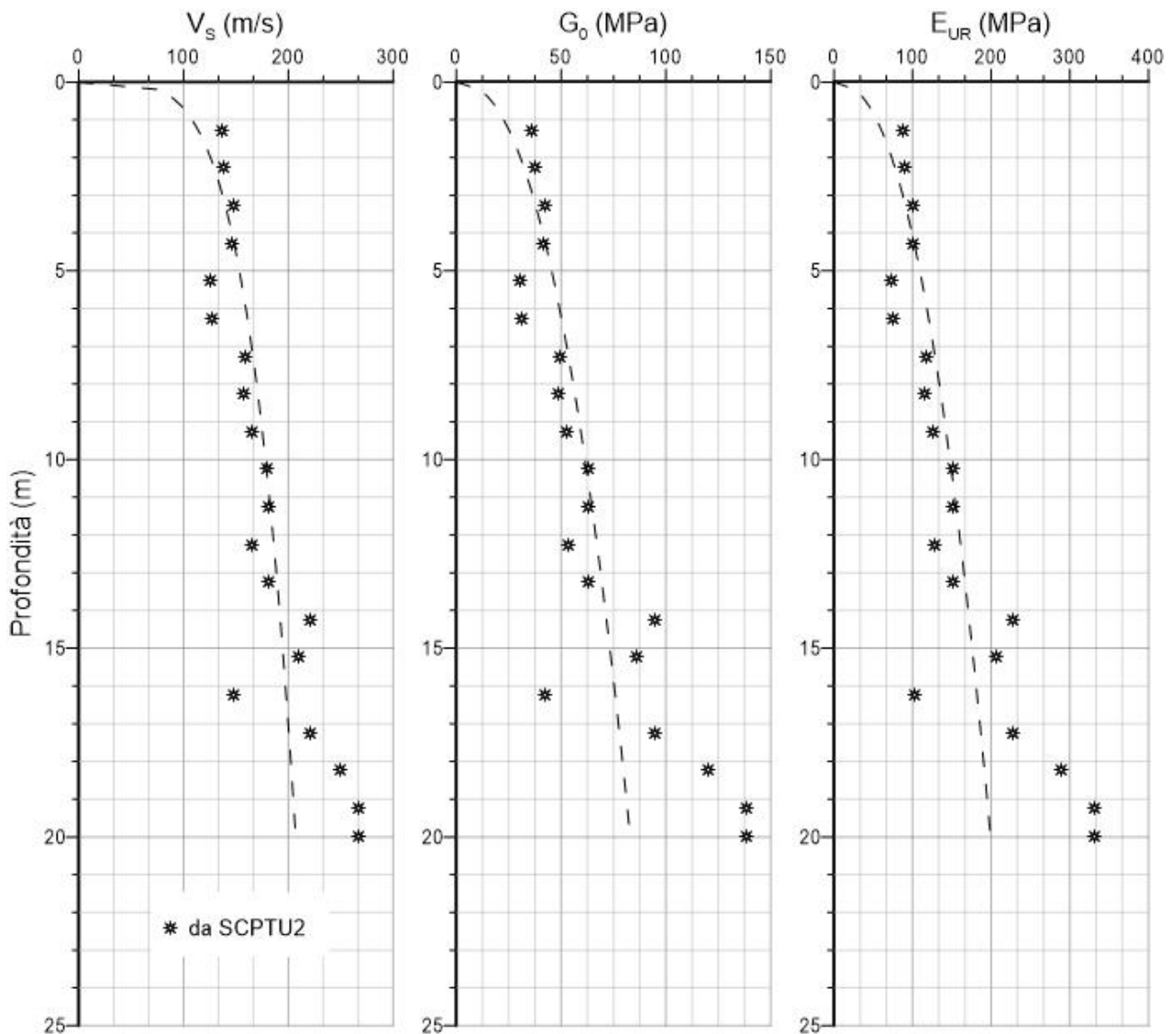


Figura 3-1 Moduli del terreno da SCPTU2

Il modulo in scarico può essere approssimato, in funzione della profondità, con l’equazione (con  $E_{UR}$  in MPa e  $z$  in m), valida per i primi 20 m da pc:

$$E_{UR} = 54.35 \cdot z^{0.44}$$

Il modulo operativo in carico, nel campo di deformazioni compatibili con le strutture, assume il valore descritto dall’espressione seguente (con  $E_s$  in MPa e  $z$  in m):

$$E_s = 18.12 \cdot z^{0.44}$$



### 3.3 Indagini geofisiche

Le prospezioni geofisiche eseguite mediante MASW e HVSR, hanno individuato i profili di velocità delle onde di taglio  $V_s$ , il cui andamento è riportato in Figura 3-2. Le prove eseguite, restituiscono valori di  $V_s$  compresi tra 90 e 520 m/s.

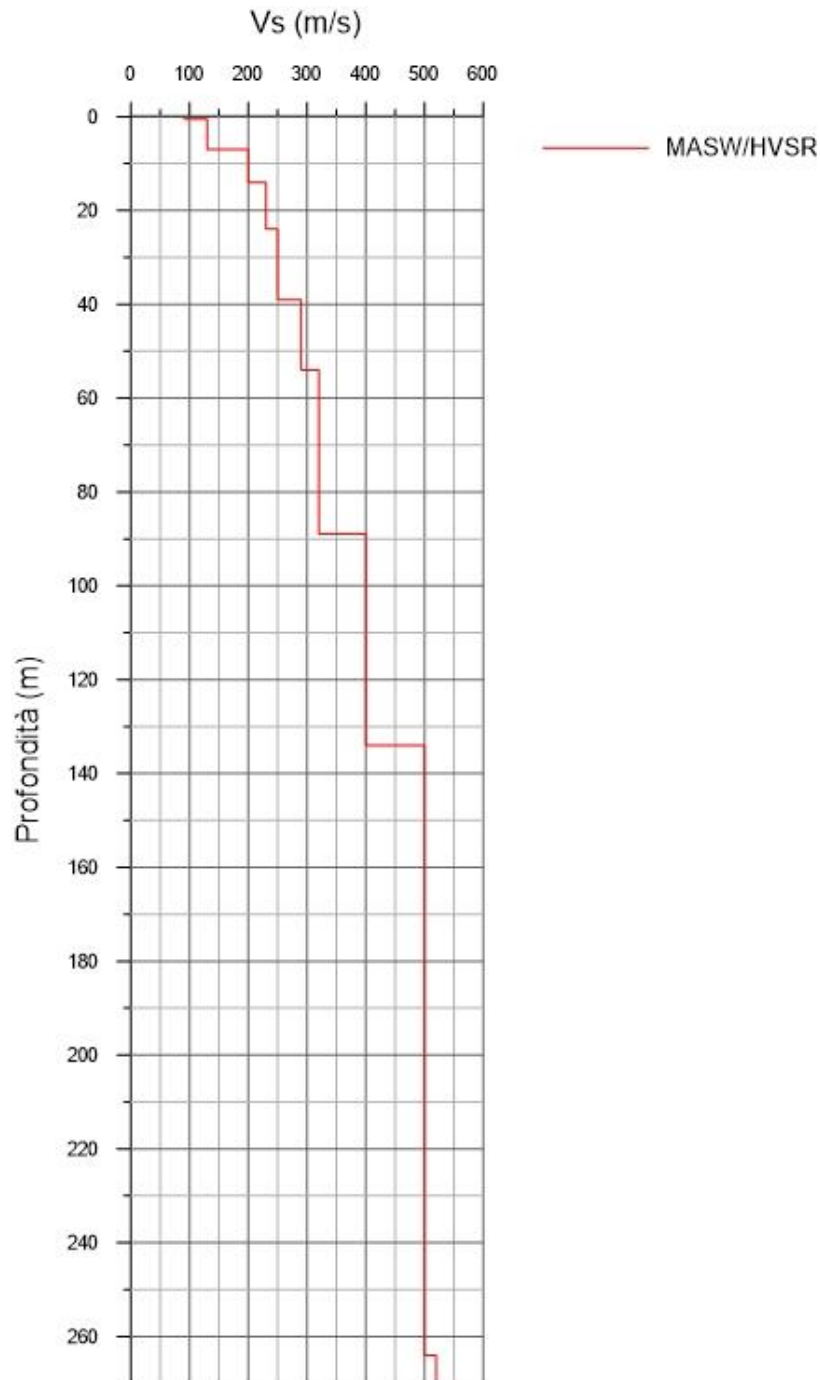


Figura 3-2 – Profilo della velocità delle onde di taglio

## 4 INTERAZIONE TERRENO STRUTTURA IN PROSPETTIVA SISMICA

### 4.1 Categoria stratigrafica del suolo

La velocità delle onde di taglio equivalenti  $V_{s,eq}$  è stata ricavata dall’elaborazione congiunta delle prove sismiche eseguite. Considerando il piano campagna il risultato del valore mediato di velocità delle onde di taglio è risultato:

$$V_{s,eq} = \frac{H_{ref}}{\sum_{j=1,N} \frac{h_j}{V_{s,j}}} = 190 \text{ m/s}$$

Il terreno, dai dati stratigrafici e dalle risultanze delle indagini geofisiche, risulta pertanto in categoria stratigrafica:

Categoria	Descrizione	$V_{s,30}$ (m/s)
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità	180÷360

Tabella 4-1– Categoria stratigrafica

### 4.2 Parametri sismici

I parametri sismici attesi al sito per:

- Coordinate WGS84: 44.72947°, 11.14798°
- Tipo di costruzione 2 con vita nominale  $V_N = 50$  anni
- Classe d’uso III ( $C_U = 1.5$ )
- Periodo di riferimento  $V_R = C_U V_N = 50$  anni
- Categoria topografica T1 (superficie pianeggiante, inclinazione della scarpata < 15°);
- Categoria stratigrafica C

Risultano in Tabella 4-2:

SL	$V_R$	$P_{VR}$	$T_R$	$a_g$	$F_o$	$T_c^*$	$F_v$	$S_s$	$S_T$	$C_c$	$T_c$	$T_B$	$T_D$	$d_g$	$v_g$	$a_{max}$
	[anni]	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[s]	[s]	[s]	[mm]	[m/s]	[g]
SLO	75	81	46	0.053	2.492	0.266	0.774	1.500	1.000	1.625	0.432	0.144	1.812	15.27	0.054	0.080
SLD	75	63	76	0.068	2.472	0.275	0.870	1.500	1.000	1.608	0.442	0.147	1.872	20.70	0.071	0.102
SLV	75	10	712	0.184	2.557	0.276	1.481	1.418	1.000	1.606	0.443	0.148	2.336	66.21	0.181	0.261
SLC	75	5	1463	0.244	2.490	0.285	1.660	1.335	1.000	1.589	0.453	0.151	2.576	93.18	0.232	0.326

Tabella 4-2 – Parametri sismici di riferimento per la categoria di sottosuolo C

### 4.3 Liquefazione

Il banco litologico caratterizzante i primi 20 m dal p.c. è composto principalmente da materiali fini (argille) con locali lenti sabbioso limose e argille limose.

In appendice A viene riportata la determinazione dell'indice di liquefazione nei primi  $\approx 20$  m, partendo dai risultati delle prove CPTU, SCTUP1 e SCPTU2.

La suscettibilità alla liquefazione della zona in esame è stata valutata sulla base delle prove penetrometriche in sito.

Per le verticali indagate è stato valutato l'indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , definito dall'integrale sviluppato nei primi 20 metri di profondità ( $z$ ) dal piano campagna (Iwasaki et al., 1982)<sup>3</sup>:

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

Dove  $w(z)$  è funzione della profondità ed è espressa come:  $w(z) = 10 - 0.5 z$  mentre  $F(z)$  è un fattore dipendente dal fattore di sicurezza alla liquefazione ( $F_L$ ) ed assume i valori:

$$F(z) = 1 - F_L \quad \text{se} \quad F_L \leq 1.0$$

$$F(z) = 0 \quad \text{se} \quad F_L > 1.0$$

Il coefficiente di sicurezza alla liquefazione viene definito dal rapporto:

$$F_L = \left( \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \right) MSF$$

Essendo CSR lo sforzo ciclico tangenziale normalizzato:

$$CSR = 0.65 \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

con  $r_d$  fattore di riduzione descritto dalle espressioni:

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad (z < 9.15)$$

$$r_d = 1 - 0.02670 \cdot z \quad (z > 9.15)$$

$CRR_{7.5}$  è il rapporto di resistenza ciclica per sisma di magnitudo 7.5 (funzione della resistenza alla punta normalizzata rapportata a sabbia pulita) ed è ottenuta da prove CPTU (Robertson e Wride, 1998<sup>4</sup>), per le sabbie:

$$CRR_{7.5} = a[(Q_{tn})_{cs}]^b + c$$

con  $a$ ,  $b$  e  $c$  fattori dipendenti dal valore di  $(Q_{tn})_{cs}$ .

Nel caso delle argille, il rapporto di resistenza ciclica per fluidificazione può essere definito dall'espressione:

<sup>3</sup> Iwasaki, T., K. Tokida, F. Tatsuoka, S. Watanabe, S. Yasuda, and H. Sato (1982). Microzonation for soil liquefaction potential using simplified methods, in 3rd International Earthquake Microzonation Conference, Seattle, p. 1319-1330.

<sup>4</sup> Robertson, PK e Wride, CE (1998) "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test". Can. Geotech. Journal N 35 pp 442459

$$CRR_{7.5} = a(Q_{tn})K_{\alpha}$$

Con  $a = 0.053$  e  $K_{\alpha}$  funzione dell'importanza dell'intervento.

MSF è il fattore di scala della magnitudo e può essere definito come (Youd e Idriss, 2001)<sup>5</sup>:

$$MSF \left( \frac{7.5}{M} \right)^{2.56}$$

Il valore di accelerazione attesa al sito, corrispondente ad un periodo di ritorno di 712 anni (10% di probabilità di superamento in 75 anni) in corrispondenza del piano di imposta delle fondazioni risulta:  $a_{max} = 0.261$  g.

Si considera una magnitudo  $M = 6.20$ .

Vengono quindi definite le seguenti soglie di rischio:

$0 < I_L \leq 5$	Rischio di liquefazione basso
$5 < I_L \leq 15$	Rischio di liquefazione elevato
$I_L > 15$	Rischio di liquefazione estremamente elevato

I valori di  $I_L$ , ottenuti, evidenziano potenziali di liquefazione bassi. I valori del potenziale di liquefazione ottenuti dalle prove in sito sono riportati nella Tabella 4-3 rimandando all'Appendice A per i dettagli analitici del calcolo e la riproduzione del dettaglio dei parametri derivati dalle CPTU con la profondità considerando lo sviluppo effettivo delle CPTU.

Prova	$I_L$	Rischio liquefazione
CPTU	2.31	Basso
SCPTU1	3.31	Basso
SCPTU2	3.07	Basso

Tabella 4-3 – Potenziale di liquefazione

Il rischio di liquefazione risulta quindi basso.

<sup>5</sup> Youd, TL e Idriss, IM (2001) “Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCERR/NSF Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils”. Journal of Geotech. And Geoenvironmental Eng. Vol 127, No 4 pp 297-313

#### 4.4 Spostamenti verticali a seguito del sisma di progetto per liquefazione del terreno

Gli spostamenti vengono calcolati utilizzando i risultati delle prove CPTU seguendo le indicazioni di Zhang et al. (2002)<sup>6</sup>. Il valore di cedimento atteso ( $s$ ) risulta dato dall'espressione:

$$s = \sum_j \varepsilon_{vj} \Delta z_j$$

dove  $\varepsilon_{vj}$  rappresenta la deformata di volume post sismica dello strato  $j$ -esimo e  $\Delta z_j$  lo spessore dello strato. La deformazione specifica in termini percentuali risulta dall'espressione:

$$\varepsilon_v = \alpha (Q_{tn})_{cs}^\beta$$

con  $\alpha$  e  $\beta$  fattori variabili in funzione della resistenza alla punta normalizzata e del coefficiente di sicurezza alla liquefazione,  $(Q_{tn})_{cs}$  è la resistenza alla punta normalizzata corretta alla sabbia pulita. I valori di cedimento atteso a seguito del sisma sono riportati in Tabella 4-4 mentre l'andamento delle deformazioni specifiche e dello spostamento sono riportate nei diagrammi in Appendice A.

Prova	$I_L$	Rischio liquefazione	Spostamento atteso
CPTU	2.31	Basso	4.83 cm
sCPTU1	3.31	Basso	5.88 cm
sCPTU2	3.07	Basso	7.09 cm

Tabella 4-4 – Spostamenti verticali attesi post sisma

<sup>6</sup> Zhang, G, Robertson, PK, Brachman RWI (2002) “Estimating liquefaction-induced ground settlements from CPT for level ground”. Can. Geotech. J, N 39, pp 1168-1180

## 5 PALI DI FONDAZIONE

Viene riportato il calcolo dei pali trivellati previsti. L'analisi viene eseguita su pali di diametro  $\varnothing$  600 e di lunghezza 12 m dal piano di imposta della fondazione, posta a 0.8 m dal p.c.

### 5.1 Resistenza SLU

#### 5.1.1 Combinazioni ed approcci di carico

Le verifiche seguono le combinazioni di carico STR/GEO stabilite dalle NTC18 che prevedono:

- Combinazione A1+M1+R3

con coefficiente di sicurezza R3 derivato dalla tabella 6.4.I (§ 6.4.2.1) delle NTC18.

#### 5.1.2 Modalità di determinazione della resistenza di calcolo

La resistenza del palo isolato viene stabilita sulla base dei dati di indagine geotecnica disponibili, in funzione del numero di verticali indagate. I coefficienti di correlazione risultano quelli riportati in Tabella 5-1. Basandosi sui valori caratteristici attribuiti agli strati si considerano fattori di correlazione differenti in funzione della lunghezza dei pali prevista e della profondità raggiunta dalle prove.

N.ro di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1.70	1.65	1.60	1.55	1.50	1.45	1.40
$\xi_4$	1.70	1.55	1.48	1.42	1.34	1.28	1.21

Tabella 5-1 – Coefficienti di correlazione per numero di verticali indagate

La resistenza caratteristica viene definita mediante l'espressione:

$$R_{c,k} = \min \left\{ \frac{R_{c,mean}}{\xi_3}; \frac{R_{c,min}}{\xi_4} \right\}$$

Il valore della resistenza di progetto viene quindi definito dall'espressione:

$$R_{c,d} = \frac{R_{c,k}}{\gamma_R}$$

Essendo  $\gamma_R$  il coefficiente di sicurezza riportato, per pali ad elica continua, in Tabella 5-2.

Resistenza	Simbolo	Set
		R3
Laterale	$\gamma_s$	1.15
Base	$\gamma_b$	1.30
Trazione	$\gamma_{s,t}$	1.25

Tabella 5-2 – Coefficienti di sicurezza parziali per pali ad elica continua

La resistenza del palo isolato viene definita dalla somma del contributo della resistenza che si sviluppa lungo il fusto e quella che si sviluppa alla base del palo. L'approccio è quello in termini di tensioni efficaci.

Per terreni coesivi, in condizioni non drenate la resistenza specifica laterale risulta:

$$\tau_s = \alpha c_u \leq 100 \text{ kPa}$$

Dove:  $c_u$  = coesione non drenata,  $\alpha$  = fattore di adesione dipendente dalla storia tensionale del deposito descritto, per pali trivellati, dall'espressione (Viggiani, 1999)<sup>7</sup>:

$$\alpha = 0.35 \leq 0.7 - \frac{0.35}{45(c_u - 25)} \leq 0.7 \quad (c_u \text{ in kPa})$$

La resistenza specifica laterale, per terreni incoerenti, può essere determinata mediante l'espressione, in termini di tensioni efficaci:

$$\tau_s = \beta \sigma'_v$$

dove  $\beta$  è un coefficiente che assume la forma:  $\beta = K \tan(\varphi')$ ; dove  $K = 0.7$  per pali trivellati in sabbie e ghiaie, in accordo con quanto riportato da Fleming et al. (2009)<sup>8</sup>;  $\sigma'_v$  è la tensione litostatica efficace.

Nel caso di pali con punta in terreni coesivi, la resistenza alla base risulta:

$$q_b = N_c c_u$$

dove  $N_c$  è un coefficiente di capacità portante assunto uguale a 9.

La resistenza specifica alla punta, in termini di tensioni efficaci, per terreni incoerenti, viene definita mediante l'espressione:

$$q_b = N_k(\varphi', \lambda) \cdot \sigma'_v$$

Dove  $\sigma'_v$  rappresenta la tensione litostatica alla base del palo e  $N_k$  un fattore di capacità funzione dell'angolo di resistenza al taglio e del rapporto di snellezza  $\lambda = D/\varnothing_b$ , con  $D$  profondità di installazione della base del palo e  $\varnothing_b$  diametro del palo alla base. La resistenza alla base si ottiene integrando l'espressione della resistenza specifica sull'area di base del palo. Per le analisi di routine, possono essere utilizzati i valori di  $N_k$  introdotti da Berezantzev (1961), aggiornati da Cheng (2004), e riportati in tabella in funzione dell'angolo d'attrito e del rapporto di snellezza:  $\lambda = D / \varnothing_b$  che determina una riduzione del coefficiente di capacità  $N_k$ .

$\lambda \setminus \varphi' (^{\circ})$	26	30	34	37	40
5	16.46	30.86	60.66	104.60	187.61
10	13.37	25.96	52.42	91.80	166.71
15	11.61	23.39	48.38	85.83	157.36
20	10.39	21.70	45.87	82.22	151.88
25	9.47	20.48	44.12	79.78	148.25

Tabella 5-3 – Valori di  $N_k$  secondo Berezantzev (dopo Cheng, 2004)

I valori riportati in Tabella 5-3, sono approssimabili mediante l'espressione (definita nel campo di variabilità dei parametri di tabella  $\varphi' = 26 \div 40^{\circ}$ ,  $\lambda = 5 \div 25$  con coefficiente di determinazione  $R^2 = 0.9997$ ):

$$N_k(\varphi', \lambda) \cong \left( e^{1.519 \cdot \tan \varphi'} - 0.382 \cdot \ln(\lambda) \right) \cdot e^{4.930 \cdot \tan \varphi'}$$

La resistenza di progetto del palo isolato viene quindi determinata, per integrazione delle precedenti espressioni, mediante la formula (nel caso di resistenza a trazione si considera il solo apporto della resistenza laterale):

<sup>7</sup> Viggiani, C (1999) Fondazioni. Hevelius Ed. NA, I

<sup>8</sup> Fleming, K, Weltman, A, Randolph, M and Elson, K (2009) "Piling Engineering", 3rd ed, Taylor & Francis, London

$$R_{cd} = \frac{R_{sk}}{\gamma_s} + \frac{R_{bk}}{\gamma_b}$$

$$R_{td} = \frac{R_{sk}}{\gamma_{st}}$$

I valori di resistenza caratteristica sono valutati, per i pali di lunghezza pari a 12 m, sulla base di 2 verticale d’indagine per ogni palo, considerando la profondità raggiunta dalle prove e la lunghezza prevista per i pali di fondazione passando attraverso i coefficienti di correlazione di Tabella 5-1. La prova CPTU non è stata considerata per il calcolo della resistenza dei pali, in quanto ricade al di fuori dell’area interessata dalle spalle del ponte.

In Tabella 5-4 sono riportati i valori delle resistenze di progetto dei pali trivellati con diametro pari a 0.6 m e lunghezza 12 m, considerando il piano di imposta della fondazione a 0.80 m dal p.c.

L palo	caratteristiche		Compressione	trazione
	R <sub>bk</sub>	R <sub>sk</sub>	A1M1R3	
[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
12	141.25	327.40	393.06	261.65

Tabella 5-4 – Resistenze di progetto del palo isolato

## 5.2 Curve di trasferimento del carico (SLE) del palo isolato

Il cedimento del palo singolo viene valutato considerando che il comportamento del palo sia assimilabile ad una curva con andamento iperbolico come indicato da Fleming (1992)<sup>9</sup> basata sui valori di calcolo delle resistenze del palo e sulla deformabilità del terreno.

La determinazione della curva parte dal considerare il cedimento come contributo di quello elastico (strutturale) e quello rigido (geotecnico) del palo. Il procedimento viene riportato anche da Azizi (2000)<sup>10</sup> con indicazioni utili dei parametri di riferimento coinvolti, i moduli alla base del palo sono riportati in Tabella 5-5, gli sviluppi puntuali si riportano in Figura 5-1 dove si mostrano diagrammi delle curve teoriche carico cedimento dei singoli pali analizzati.

Bored piles in clays		Bored piles in sands and gravel	
Clay consistency	E <sub>b</sub> (MPa)	Sand/gravel density	E <sub>b</sub> (MPa)
very soft	< 3	very loose	< 15
soft	3 ÷ 6	loose	15 ÷ 30
firm	6 ÷ 15	medium dense	30 ÷ 100
stiff	15 ÷ 25	dense	100 ÷ 200
very stiff	25 ÷ 40	very dense	>200

Tabella 5-5 – Modulo di deformazione secante alla base al 25% del carico limite

<sup>9</sup> Fleming, W.G.K. (1992) “A new method for single pile settlement prediction and analysis”. Géotechnique 42, No. 3, 411-425

<sup>10</sup> Azizi, F (2000) “Applied Analysis in geotechnics”. E & FN SPON, NY.



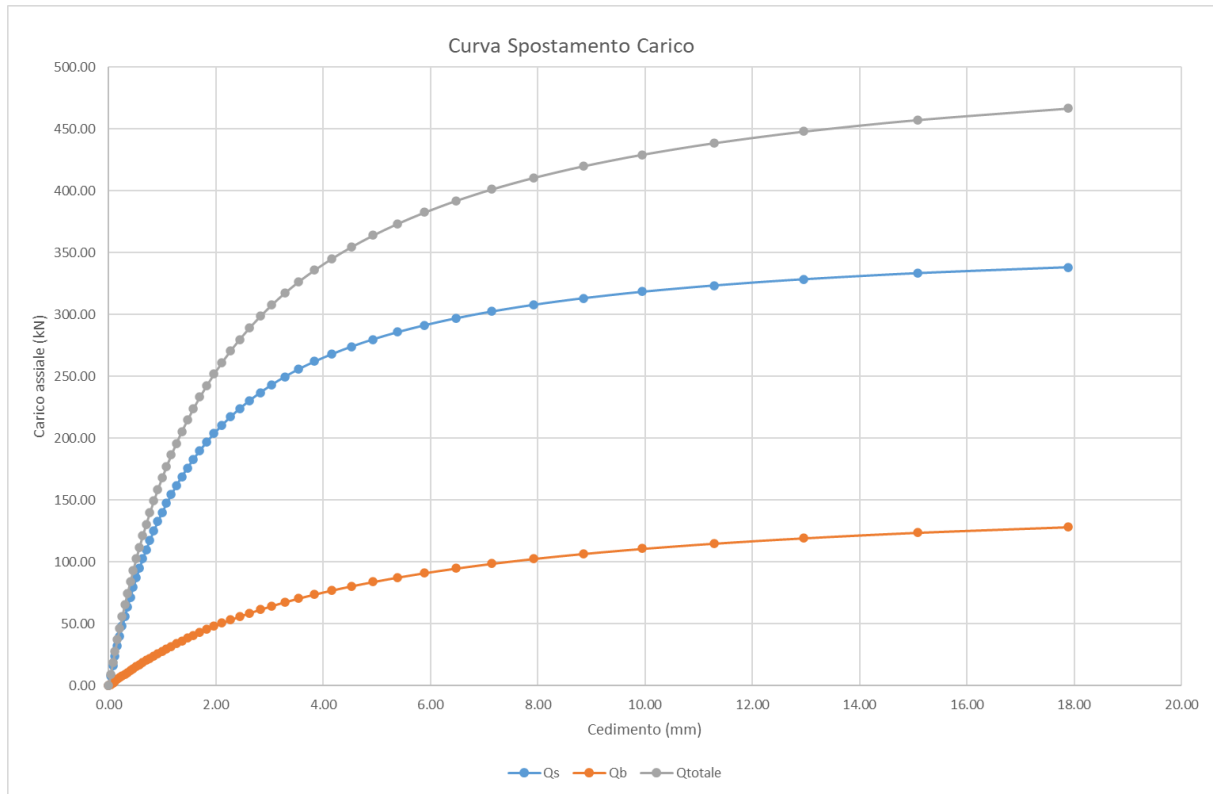


Figura 5-1 – Curve teoriche trasferimento di carico palo trivellato Ø600mm L 12

### 5.3 Cedimenti dei pali in gruppo

La valutazione dei cedimenti del gruppo viene fatta preliminarmente sulla base di analisi di risultati sperimentali processati da Mandolini et al. (2005)<sup>11</sup>.

Il rapporto di amplificazione ( $R_s$ ) tra lo spostamento dei pali in gruppo ( $w_G$ ) e quello del palo isolato ( $w_s$ ) viene correlato al rapporto adimensionale di forma (aspect ratio) definito dall'espressione:

$$R = \left(\frac{ns}{L}\right)^{0.5}$$

Mediante la correlazione ( $n$  = numero di pali,  $s$  = interdistanza tra i pali,  $L$  = lunghezza dei pali):

$$R_s = \frac{w_G}{w_s} = 0.29nR^{-1.35}$$

Per le fondazioni in progetto, sono riportati in Tabella 5-6 i valori dei rapporti di amplificazione:

	n	s (m)	L (m)	R	$R_s = w_G / w_s$
Spalle	2	3	12	0.71	<b>1.00</b>

Tabella 5-6 – Rapporto di amplificazione dei cedimenti

Dalla valutazione del cedimento ottenuto in corrispondenza del carico di esercizio sarà quindi possibile stimare il cedimento atteso per il gruppo moltiplicando tale valore per il rapporto di amplificazione  $R_s$ .

<sup>11</sup> Mandolini, A, Russo, G e Viggiani, C (2005) “Pile foundations: experimental investigations, analysis and design: state of the art Report” Proc. of the 16th Int. Conf. of Soil Mechanics and Geot. Eng., Vol. 1, Osaka.

## APPENDICE A – ANALISI PROVE CPTU E SCPTU

CPTU ANALYZER by Mario Chinni (mchinni1965@gmail.com) - 2013-2022

User: MC Engineering Srl

Reference: Robertson, P.K. & Cabal, K.L. (2012) Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing Inc., 5th ed

Project: ponte Crevalcore

Ground test: prova CPTU

Number of acquired points.... = 2020  
Starting investigation depth. = 0.01 m  
Ending investigation depth... = 20.20 m  
Total investigated length.... = 20.19 m  
Acquisition step..... = 0.01 m

Groundwater depth..... = 1.80 m  
Foundation depth..... = 1.00 m  
PGA for liquefaction analysis = 0.26 g  
Local Magnitude..... = 6.20

Warning! Weighted Vs evaluation is limited up to 19.20 m from starting depth

Weighted Vs [Vs30]..... = 162.59 m/s  
Weighted Vs Represent Only 19.20 m of Ground Depth

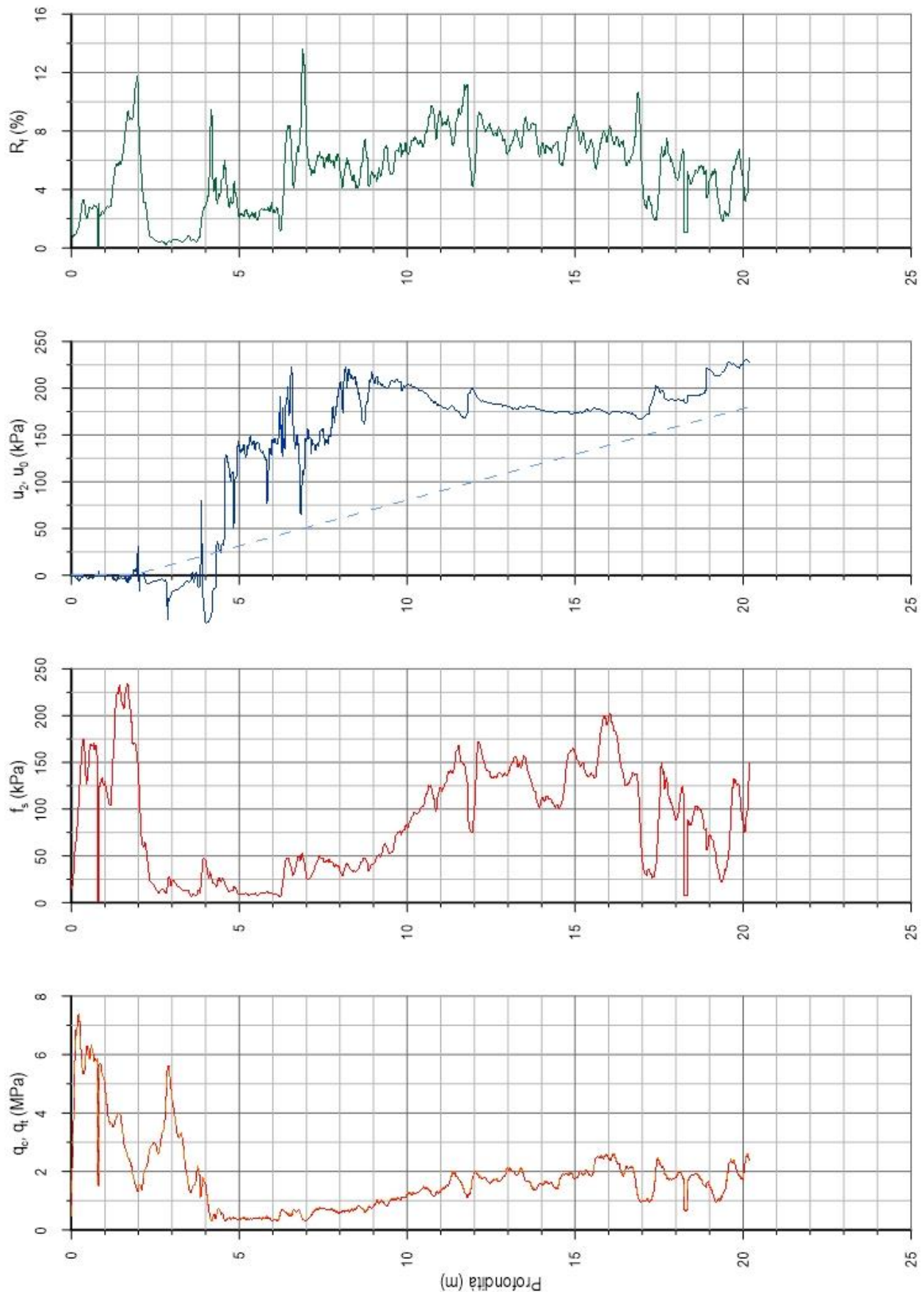
Seismic Ground Soil Classification (Ref EN1998-1)

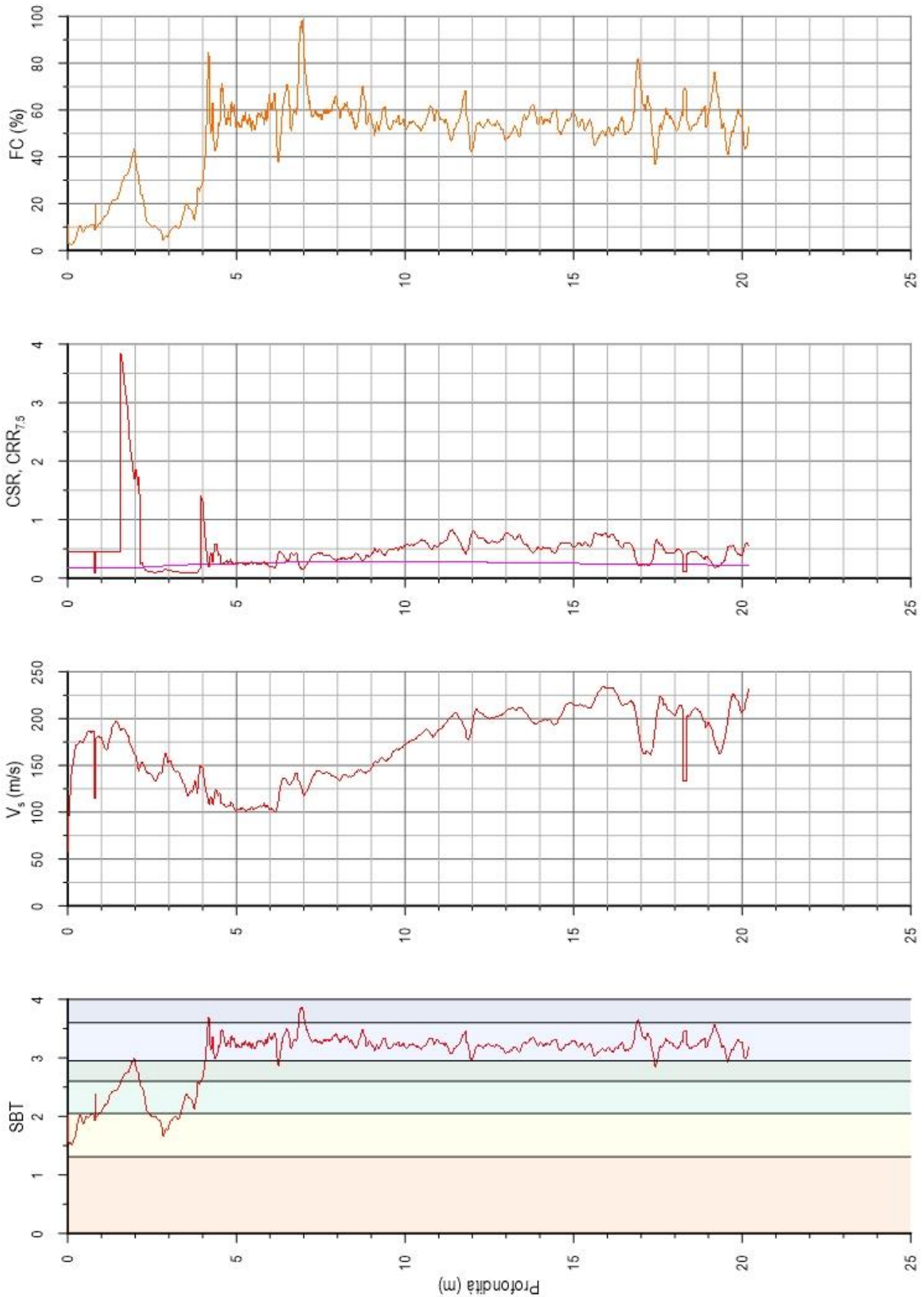
Ground Type D: Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil (Vs30 < 180 m/s)

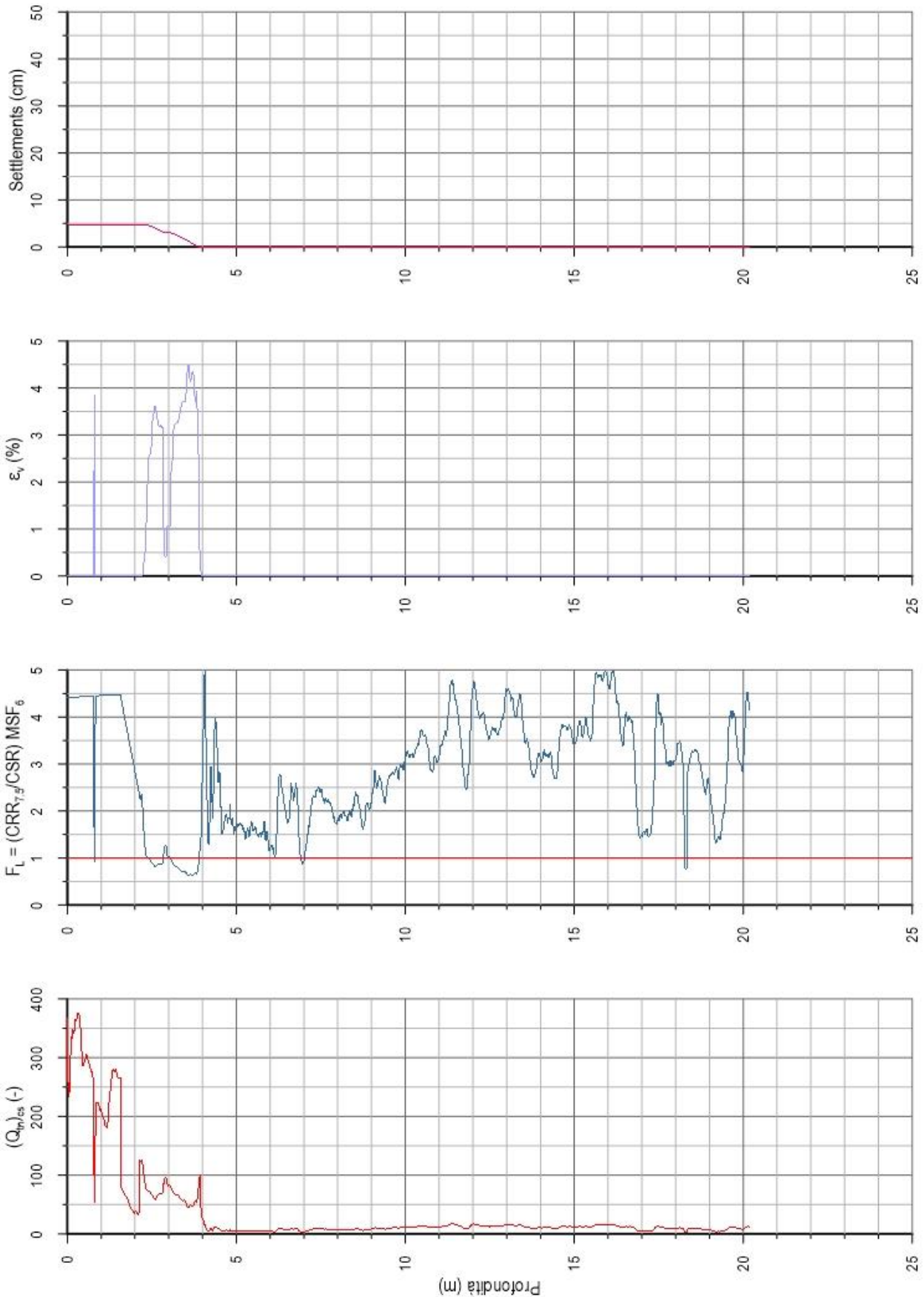
Liquefaction Index up to 20 m = 2.31  
Reference: Iwasaki et al (1982)

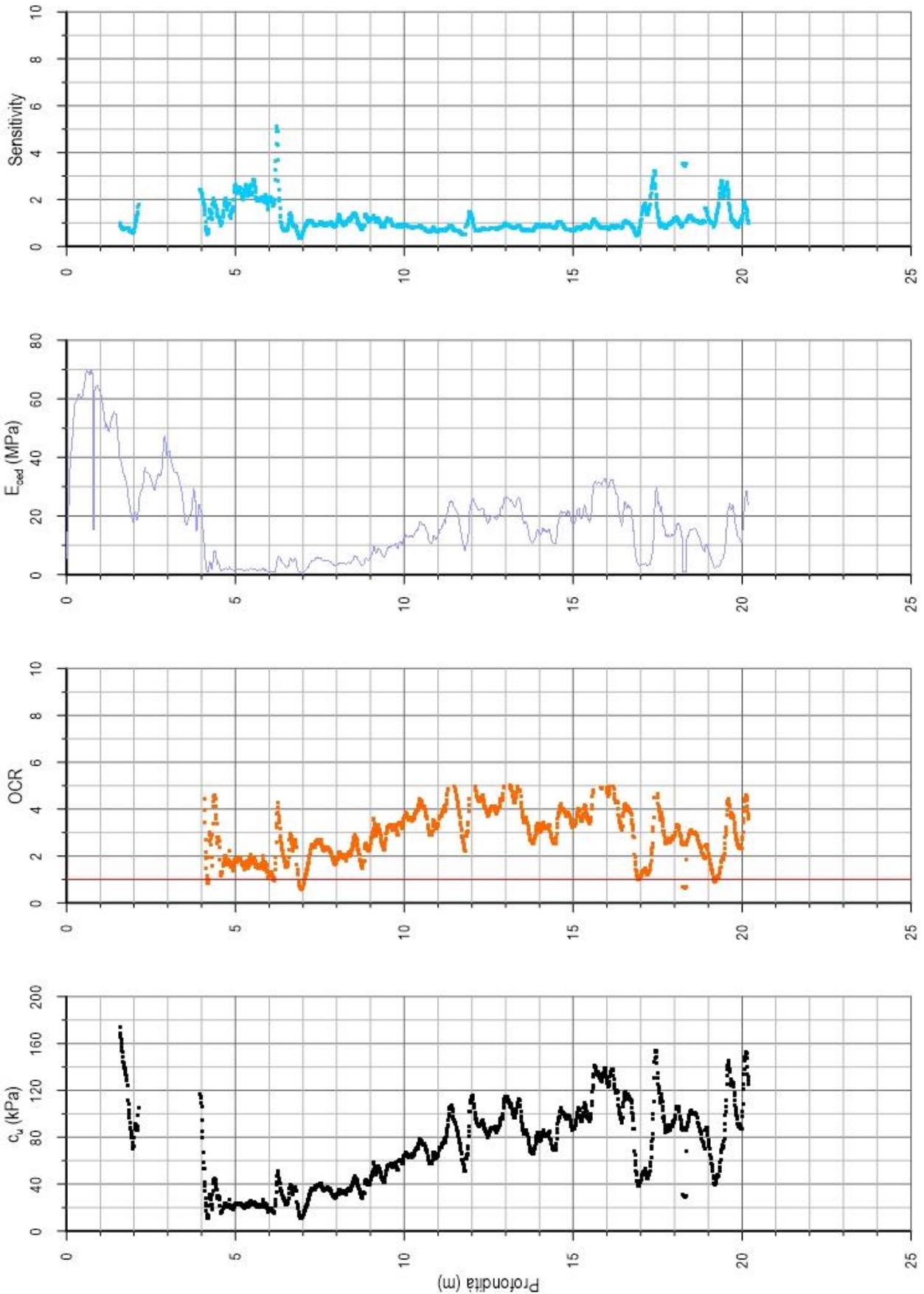
Liquefaction Hazard: Low

Post Eqk settlements..... = 4.83 cm











CPTU ANALYZER by Mario Chinni (mchinni1965@gmail.com) - 2013-2022

User: MC Engineering Srl

Reference: Robertson, P.K. & Cabal, K.L. (2012) Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing Inc., 5th ed

Project: Ponte Crevalcore

Ground test: prova SCPTU1

Number of acquired points.... = 1897  
Starting investigation depth. = 0.01 m  
Ending investigation depth... = 18.97 m  
Total investigated length.... = 18.96 m  
Acquisition step..... = 0.01 m

Groundwater depth..... = 1.80 m  
Foundation depth..... = 1.00 m  
PGA for liquefaction analysis = 0.26 g  
Local Magnitude..... = 6.20

Warning! Weighted Vs evaluation is limited up to 17.97 m from starting depth

Weighted Vs [Vs30]..... = 162.74 m/s  
Weighted Vs Represent Only 17.97 m of Ground Depth

Seismic Ground Soil Classification (Ref EN1998-1)

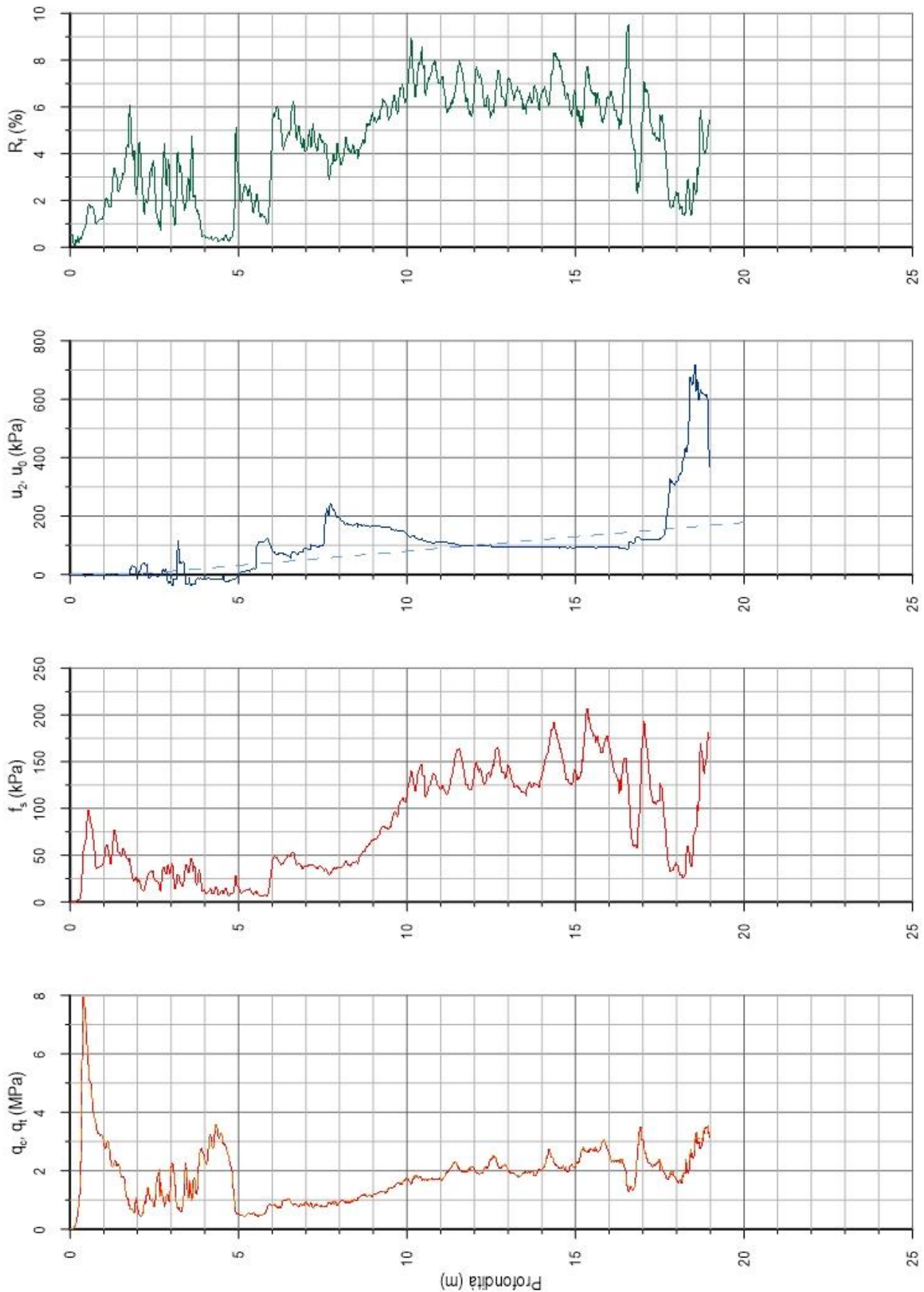
Ground Type D: Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil ( $V_{s30} < 180$  m/s)  
For Ground type C or D, check the presence of stiffer stratum ( $V_s > 800$  m/s) beneath 5-20 m of depth.  
If stiffer stratum exist then:

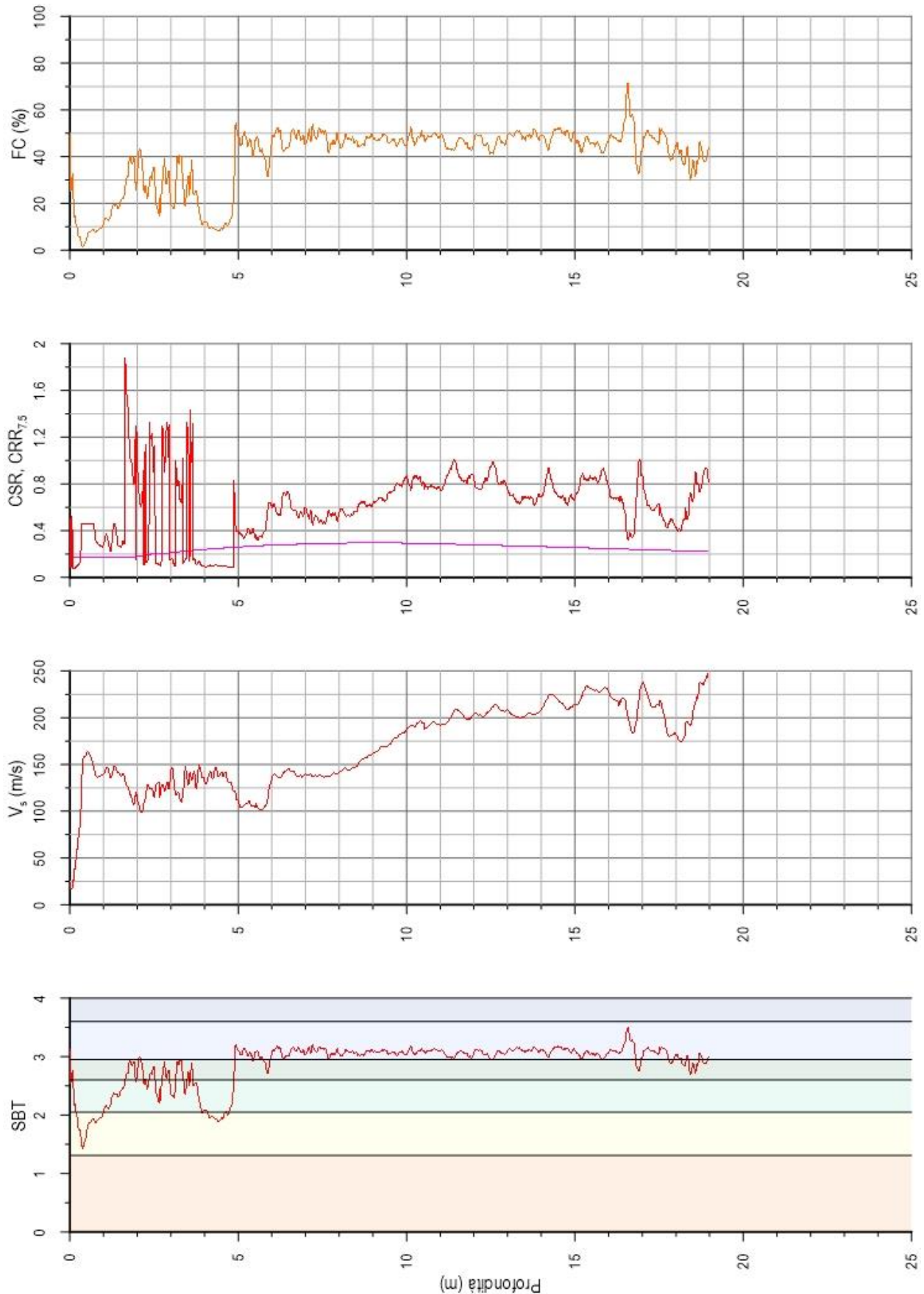
Ground Type E: A soil profile consisting of a surface alluvium layer with Vs values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with  $V_s > 800$  m/s

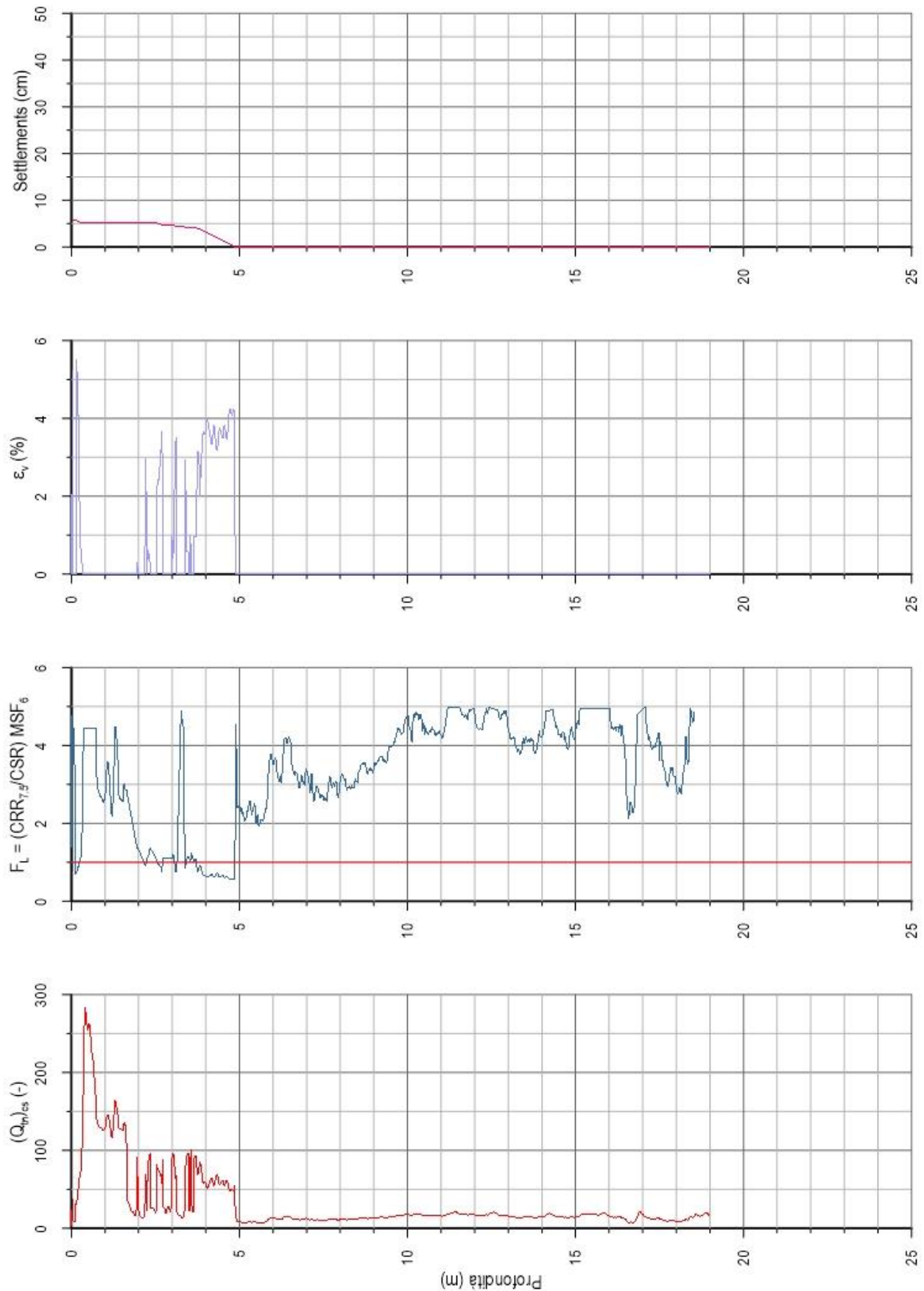
Liquefaction Index up to 20 m = 3.31  
Reference: Iwasaki et al (1982)

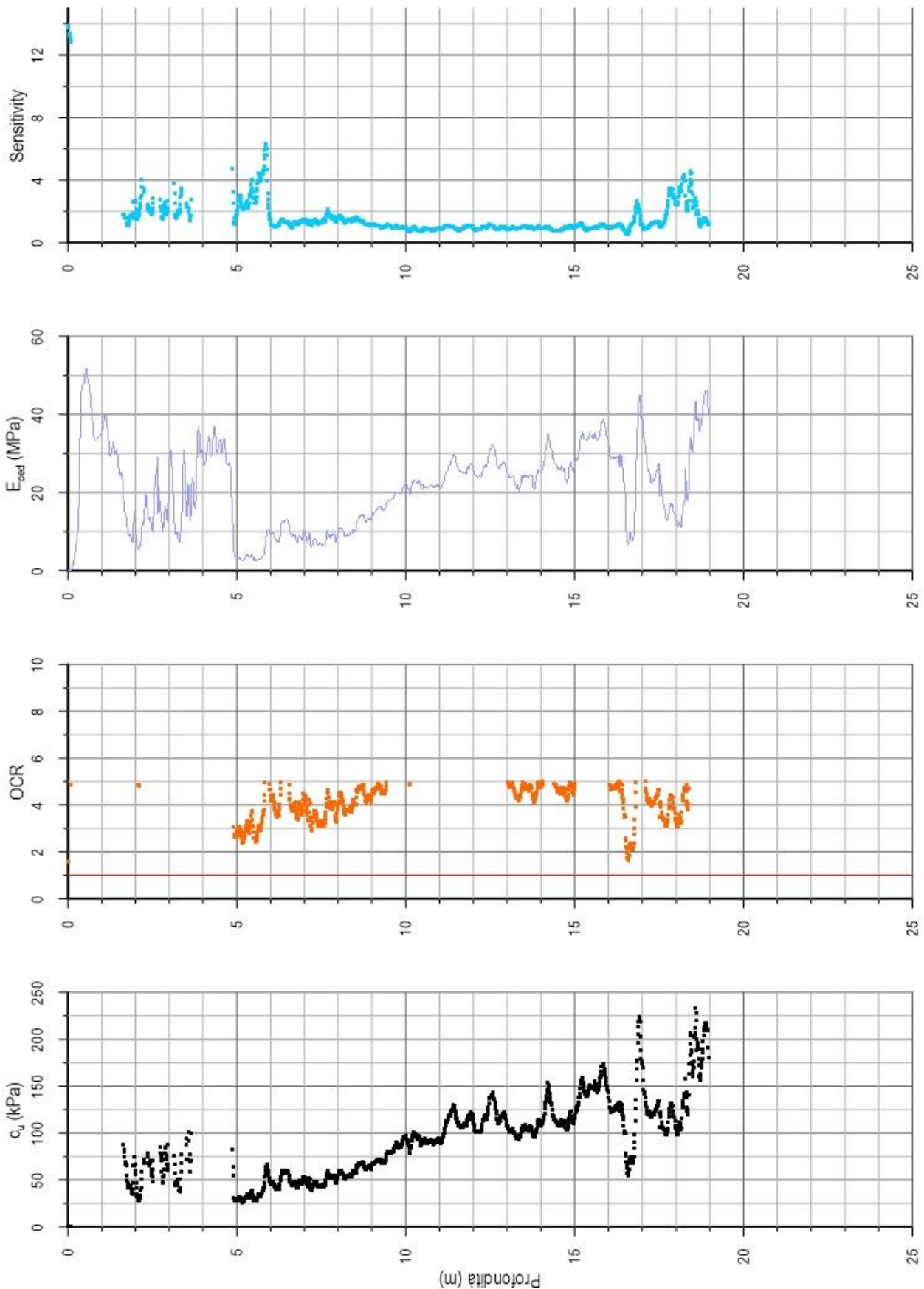
Liquefaction Hazard: Low

Post Eqk settlements..... = 5.88 cm









CPTU ANALYZER by Mario Chinni (mchinni1965@gmail.com) - 2013-2022

User: MC Engineering Srl

Reference: Robertson, P.K. & Cabal, K.L. (2012) Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering. Gregg Drilling & Testing Inc., 5th ed

Project: Ponte Crevalcore

Ground test: prova SCPTU2

Number of acquired points.... = 2001  
Starting investigation depth. = 0.01 m  
Ending investigation depth... = 20.01 m  
Total investigated length.... = 20.00 m  
Acquisition step..... = 0.01 m

Groundwater depth..... = 1.80 m  
Foundation depth..... = 1.00 m  
PGA for liquefaction analysis = 0.26 g  
Local Magnitude..... = 6.20

Warning! Weighted Vs evaluation is limited up to 19.01 m from starting depth

Weighted Vs [Vs30]..... = 155.89 m/s  
Weighted Vs Represent Only 19.01 m of Ground Depth

Seismic Ground Soil Classification (Ref EN1998-1)

Ground Type D: Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil (Vs30 < 180 m/s)

Liquefaction Index up to 20 m = 3.07  
Reference: Iwasaki et al (1982)

Liquefaction Hazard: Low

Post Eqk settlements..... = 7.09 cm

