



**Studio Servizi Tecnici**  
Settore geologia e ambiente

*DOTT. GEOL. THOMAS VERONESE*

*Via Roma, 10*

*44021 CODIGORO (Ferrara)*

Tel e fax. 0533 / 713798 cell. 335-5240380

E-mail: thomas.veronese@tin.it

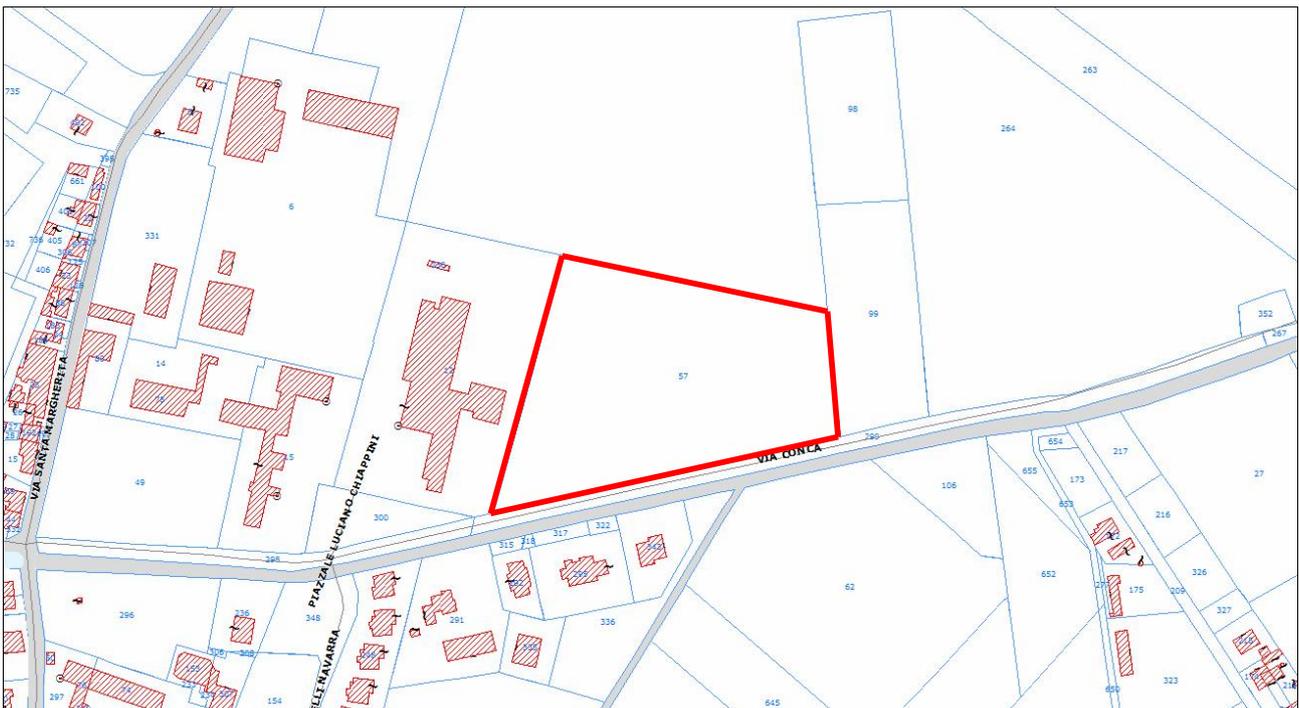
---

**RELAZIONE DI INTEGRAZIONE SISMICA**  
**SECONDO D.G.R. 2193/2015**

---

**Comune Ferrara**

Relazione sismica integrativa conforme alla D.G.R. 2193 del 2015 per il Piano Urbanistico Attuativo in via Conca/piazzale Luciano Chiappini, Loc Malborghetto di Boara (Fe); riferimenti catastali foglio 113 mappali 57 e 299 del comune di Ferrara (Fe).  
(Rif. Scheda POC 7 ANS-03)



Committente: Fondazione per l'agricoltura F.lli Navarra  
Sede in : via Conca n. 73/B  
44123 Ferrara Fe

---

S.S.T. SETTORE GEOLOGIA E AMBIENTE

Geotecnica; Studio terreni di fondazione; Stabilità dei versanti; Rilevamento geologico; Rilievi topografici; Geofisica - Contributi allo Studio di Impatto Ambientale; Assistenza alle pubbliche amministrazioni negli studi di fattibilità e di realizzazione dei P.R.G., cimiteri, discariche, piani attività estrattive, studi di acquiferi per la tutela e per l'utilizzo di risorse idriche sotterranee; subirrigazioni.



INDICE:

1. PREMESSA.....	2
NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO .....	3
2. DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA N. 2193/2015.....	4
3. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE (D.G.R. 2193/2015).....	7
3.1. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI (D.G.R. 2193/2015).....	10
3.2. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI (D.G.R. 2193/2015) .....	12
4. CONCLUSIONI.....	22

## 1. PREMESSA

Su incarico della Fondazione per l'agricoltura F.Ili Navarra, con sede in Conca n. 73/B a Ferrara (Fe), si redige una integrazione sismica, conforme al D.G.R. 2193 del 2015, per il Piano Urbanistico Attuativo di via Conca/piazzale Luciano Chiappini, Loc Malborghetto di Boara (Fe); riferimenti catastali foglio 113 mappali 57 e 299 del comune di Ferrara (Fe). (Rif. Scheda POC 7 ANS-03).

In FIGURA 1.1 si riporta l'ubicazione dell'area di intervento.

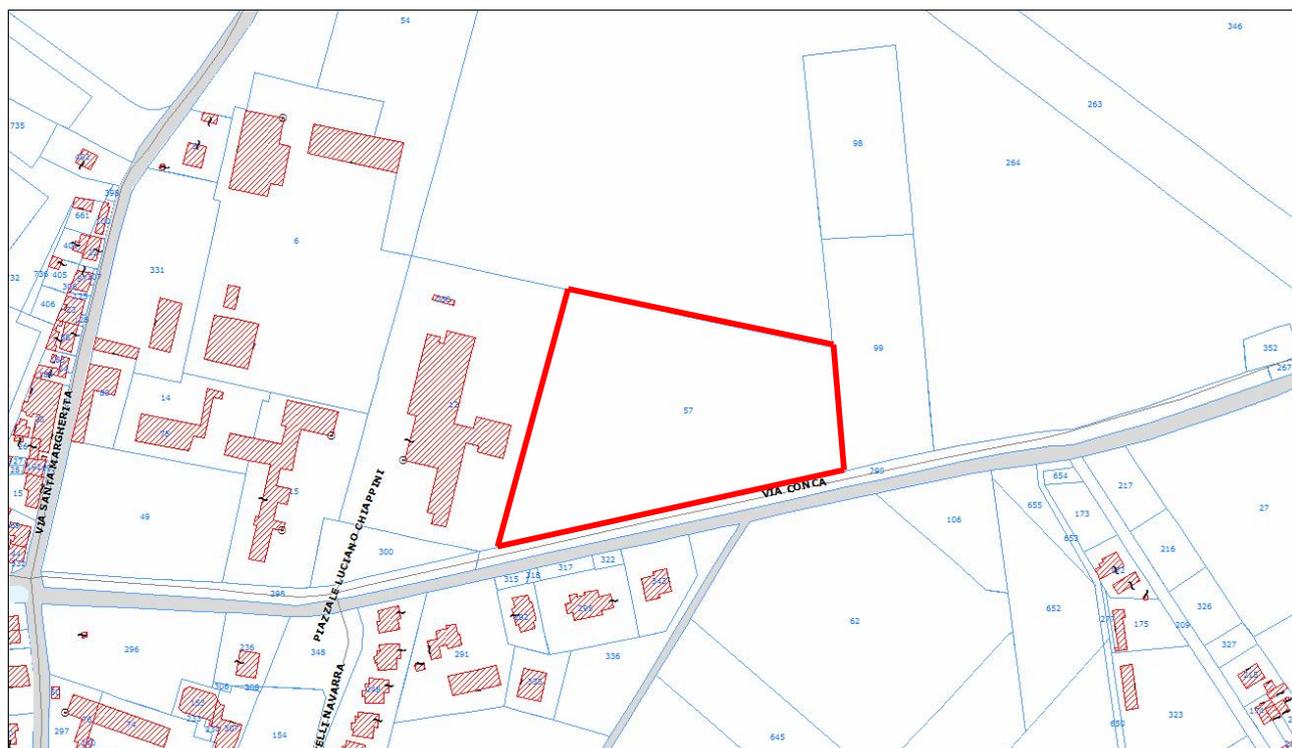
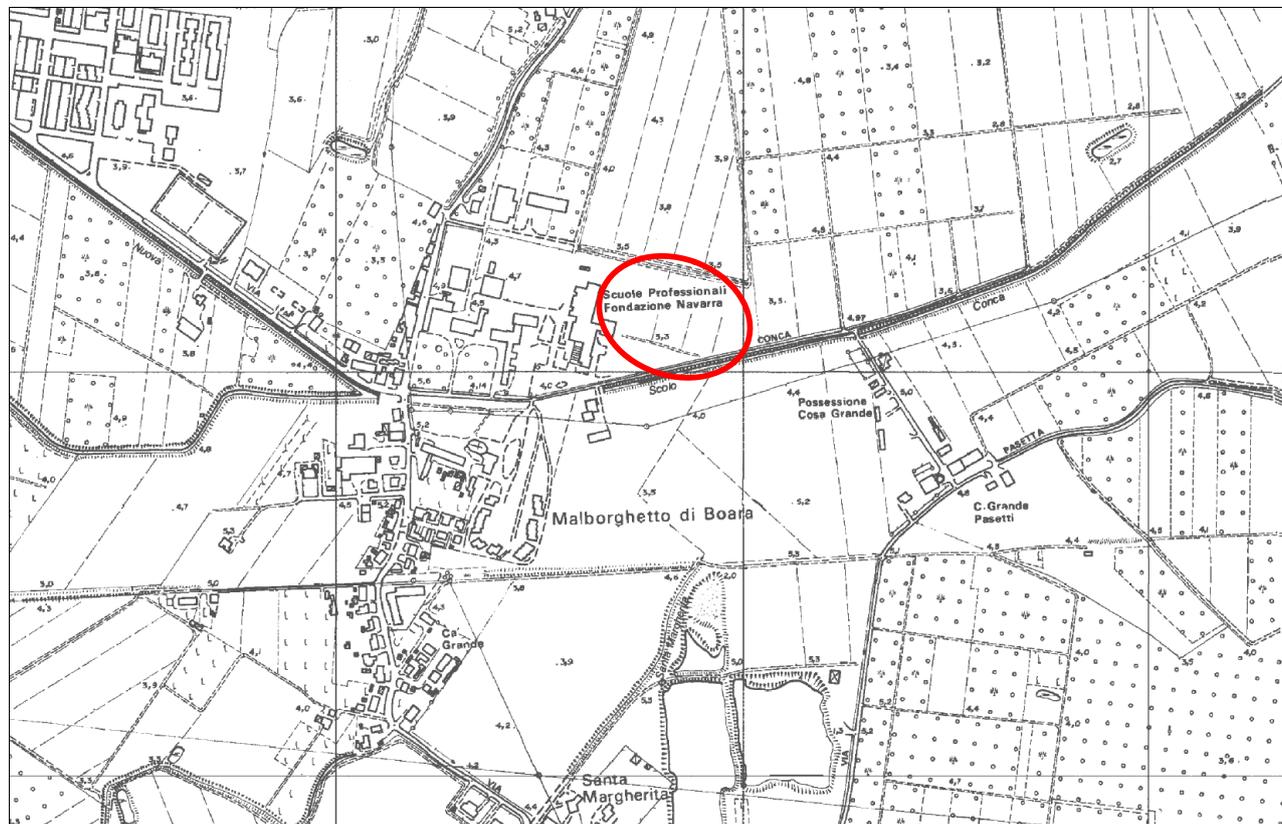


FIGURA 1.1 – Planimetria dell'area di intervento a Ferrara

### Normativa e Raccomandazioni di riferimento

- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", pubblicato sulla G.U. n. 29 del 4 febbraio 2008, suppl. ord. n. 30, che entrano in vigore il 6 marzo 2008.
- Circolare Applicativa n° 617 del 02/02/2009 alle NTC/2008.
- Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna "Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico" per gli studi di microzonizzazione sismica.
- Decreto della Giunta della Regione Emilia Romagna n. 2193/2015 "Approvazione aggiornamento dell'atto di coordinamento tecnico denominato "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia - Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", di cui alla deliberazione dell'assemblea legislativa 2 Maggio 2007, N. 112.
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)  
"Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977).
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)  
"Raccomandazioni sui pali di fondazione (dicembre 1984)".
- A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana)  
"Aspetti geotecnici nella progettazione in zona sismica (Edizione Provvisoria, marzo 2005)".
- C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- Eurocode EC-7: Geotechnics, design – dicembre 1987.
- C.N.R. UNI Ente Nazionale Italiano di Unificazione.
- Eurocode EC-8: Design provisions for earthquake resistance of structures – ottobre 1994.

## 2. DECRETO DELLA GIUNTA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA N. 2193/2015

Nel 2015 è stata redatta la relazione geologica e sismica per il PUA in oggetto; lo studio era stato redatto in conformità all'Atto di Indirizzo 112/2007, e alle prescrizioni contenute nella scheda di POC. Dall'8 gennaio 2016 è entrato in vigore la Delibera di Giunta Regionale n. 2193/2015, che modifica il 112/2007. Viene richiesto l'adeguamento del lavoro precedentemente svolto ai contenuti della nuova Delibera.

A tal proposito in FIGURA 2.1 viene mostrata la griglia delle accelerazioni al badrock secondo il nuovo D.G.R., mentre in FIGURA 2.2 sono visibili i colori che indicano i settori in cui è stato suddiviso il territorio regionale sulla base di studi pubblicati, ma non recepiti dalla DGR 2193/2015; il sito allo studio è collocato in PIANURA 2.



FIGURA 2.1 - Griglia delle accelerazioni al badrock

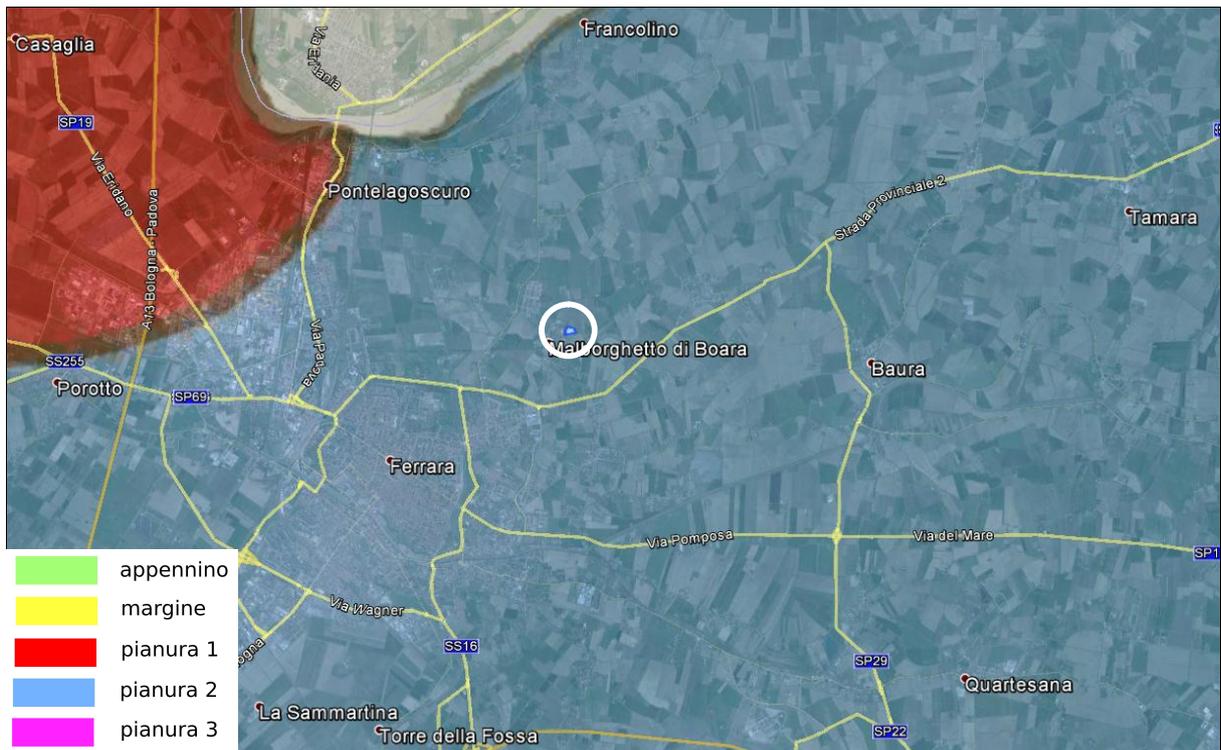


FIGURA 2.2 - Suddivisione dei settori della Regione Emilia Romagna

Nella relazione di modellazione geologica e sismica, il valore di  $V_{s30}$  era stato calcolato attraverso misure dirette, attraverso le 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 del 2012, spinte entrambe fino alla profondità di -30,00 m da p.c. eseguite dalla ditta PERGEO srl. per la candidatura a POC dell'area.

In FIGURA 2.3 è riportato uno stralcio catastale con l'ubicazione delle 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 del 2012.

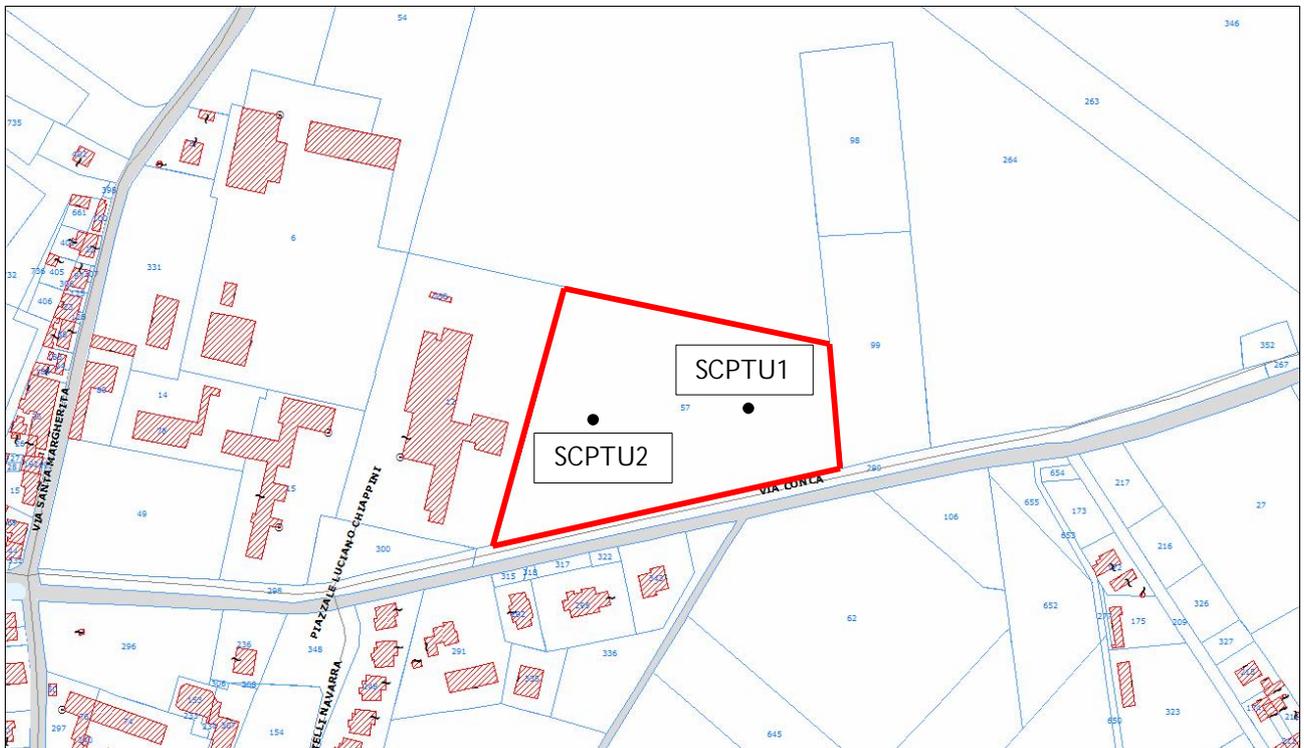


FIGURA 2.3 - Stralcio catastale della provincia di Ferrara con ubicazione prove

In base ai tempi di arrivo conoscendo la distanza tra la sorgente ed il ricevitore si può calcolare la velocità delle onde sismiche ed in particolare delle onde di taglio fino alla profondità di 30 metri ( $V_{s30}$ ).

Il valore di  $V_{s30}$  risultante dalla lettura dei tempi di arrivo delle onde S alla profondità di 30,00 m da p.c. è di 183 m/s per la SCPTU1 e di 180 m/s per la SCPTU2.

$V_{s30} = 183 \text{ m/s}$	SCPTU1
$V_{s30} = 180 \text{ m/s}$	SCPTU2

Il sito allo studio è collocato dunque in PIANURA 2 e per  $V_{s30}$  comprese tra 175m/sec e 225 m/s (nel nostro caso per la SCPTU1 è 183 m/sec e per la SCPTU2 è 180 m/s) la classificazione del DGR 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la P.G.A. pari a 1,7 (FUGURA 2.4).

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

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

Pianura 2. Tabella dei Fattori di Amplificazione **PGA, SI1, SI2 e SI3**.

$$\mathbf{SI1} : 0.1s \leq T_0 \leq 0.5s$$

$$\mathbf{SI2} : 0.5s \leq T_0 \leq 1.0s$$

$$\mathbf{SI3} : 0.5s \leq T_0 \leq 1.5s$$

FIGURA 2.4 - F.A. Pianura 2

Il fattore di amplificazione sismica F.A. espresso con il rapporto tra la PGA in superficie e quella al bedrock  $PGA_0$  è pari a F.A.=1,7.

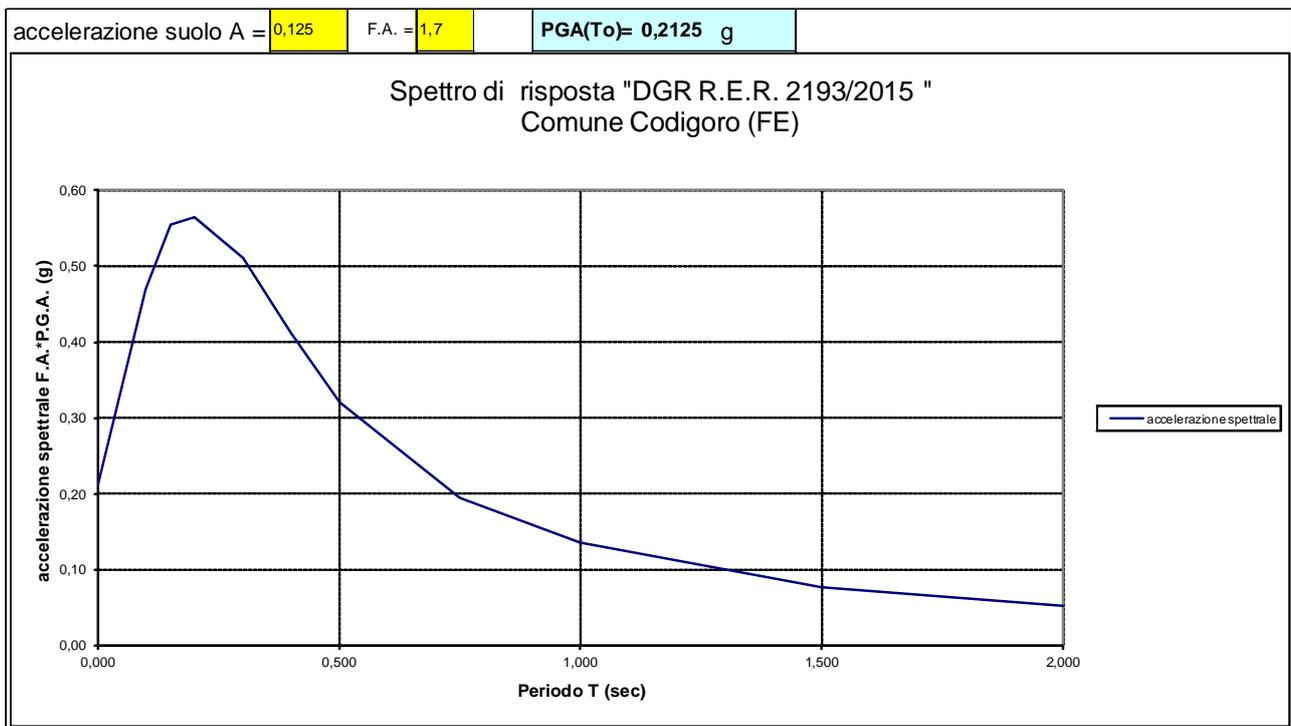
Il fattore di amplificazione sismica F.A. espressa in funzione del rapporto tra l'intensità spettrale in superficie SI e quella al bedrock sismico  $SI_0$  è pari a:

F.A.=2.0 nel periodo compreso tra 0,1s e 0,5s.

F.A.=3.0 nel periodo compreso tra 0,5s e 1,0s.

F.A.=3.3 nel periodo compreso tra 0,5s e 1,5s.

Lo spettro che si può ricavare da quello normalizzato fornito dal D.G.R. è il seguente:



Le accelerazioni derivate dal D.G.R. 2193/2015, per il sito sono le seguenti:

$$P.G.A. = 0,125g \times 1,70 \approx 0,21$$

### 3. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE (D.G.R. 2193/2015)

Per la verifica della liquefazione delle sabbie è stato utilizzato il software di calcolo C-Liq che analizzando ogni strato da 2 cm individuato dalla prova CPTU, ne verifica la potenzialità di liquefazione.

Per la verifica della liquefazione delle sabbie si è fatto riferimento alle prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 del 2012, spinte entrambe fino alla profondità di 30,00 m da p.c..

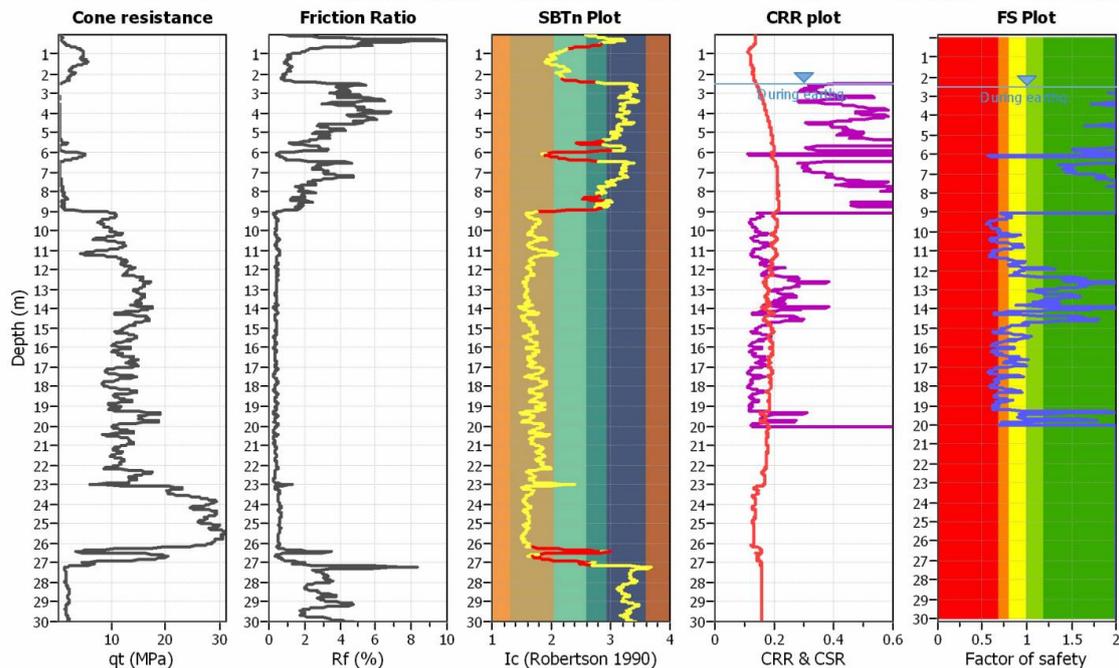
Per questo calcolo si è considerata una magnitudo di 6,14 e un'accelerazione di progetto P.G.A. di 0,21g secondo il D.G.R. 2193 del 2015.

Utilizzando questi dati di input, visibili in FIGURA 3.1, se ne deduce che nell'area di studio il fenomeno della liquefazione è un effetto di sito atteso per gli strati sabbiosi rilevati con le prove.

**CPT file : SCPTU 1 Malborghetto**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.50 m	Fill height:	N/A	applied:	Sand & Clay
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based



**CPT file : SCPTU 2 Malborghetto**

**Input parameters and analysis data**

Analysis method:	B&I (2014)	G.W.T. (in-situ):	2.50 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	B&I (2014)	G.W.T. (earthq.):	2.50 m	Fill height:	N/A	applied:	Sand & Clay
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Earthquake magnitude $M_w$ :	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	20.00 m
Peak ground acceleration:	0.21	Unit weight calculation:	Based on SBT	$K_0$ applied:	Yes	MSF method:	Method based

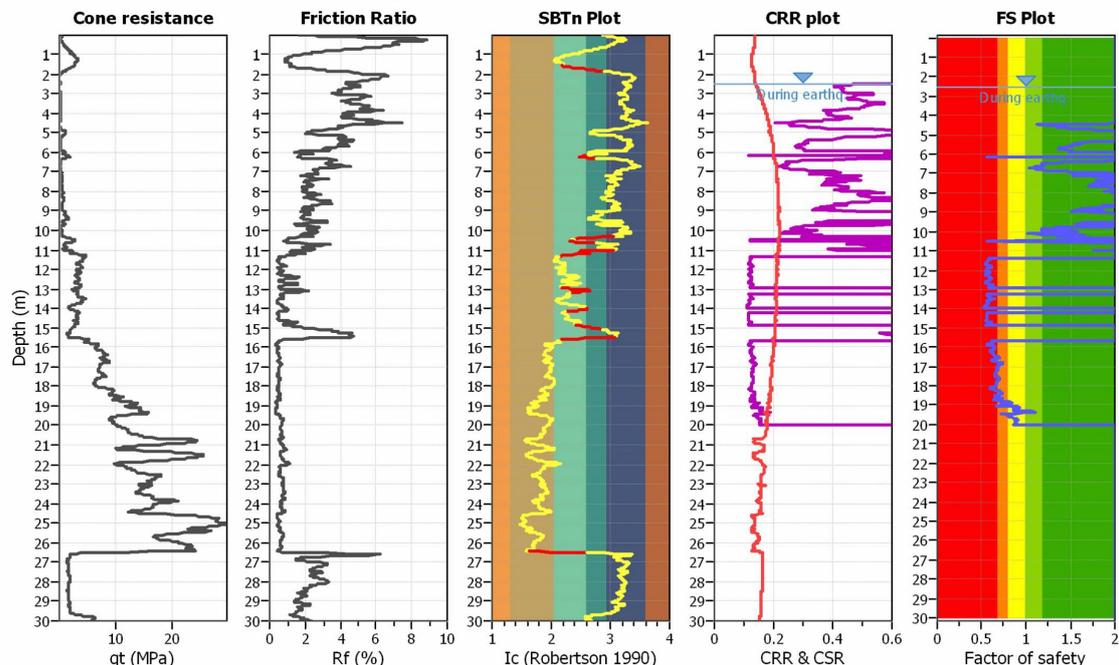


FIGURA 3.1: Dati di input e sintesi dell'analisi sulla liquefazione delle sabbie.

Per quantificare il tipo di ripercussioni sulle strutture costruite in un determinato sito, dal punto di vista ingegneristico, si ricorre al calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione,  $I_L$ , definito dalla seguente relazione:

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

in cui  $z$  è la profondità dal piano di campagna in metri e  $w(z)=10-0.5z$

Ad una quota  $z$  il fattore  $F(z) = F$  vale:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.2$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.2$$

dove  $F_L$  è il fattore di sicurezza alla liquefazione alla quota considerata.

Con il software si calcola nei primi 20,00 m da p.c. per le 2 CPTU il valore del potenziale di liquefazione per tutti gli strati incoerenti (Metodo Iwasaki).

In base alle Tabelle 3.1 e 3.2 l'indice del potenziale di liquefazione risulta ALTO per entrambe le prove.

Potenziale Liquefazione $I_{PL}$	Classificazione
$I_{PL} = 0$	<i>Non liquefacibile</i>
$0 < I_{PL} \leq 2$	<i>Basso</i>
$2 < I_{PL} \leq 5$	<i>Moderato</i>
$5 < I_{PL} \leq 15$	<i>Alto</i>
$I_{PL} \geq 15$	<i>Molto Alto</i>

Tabella 3.1 – Classificazione indice potenziale liquefazione

CPTU	Potenziale Liquefazione $I_{PL}$
SCPTU1	5,79
SCPTU2	6,18

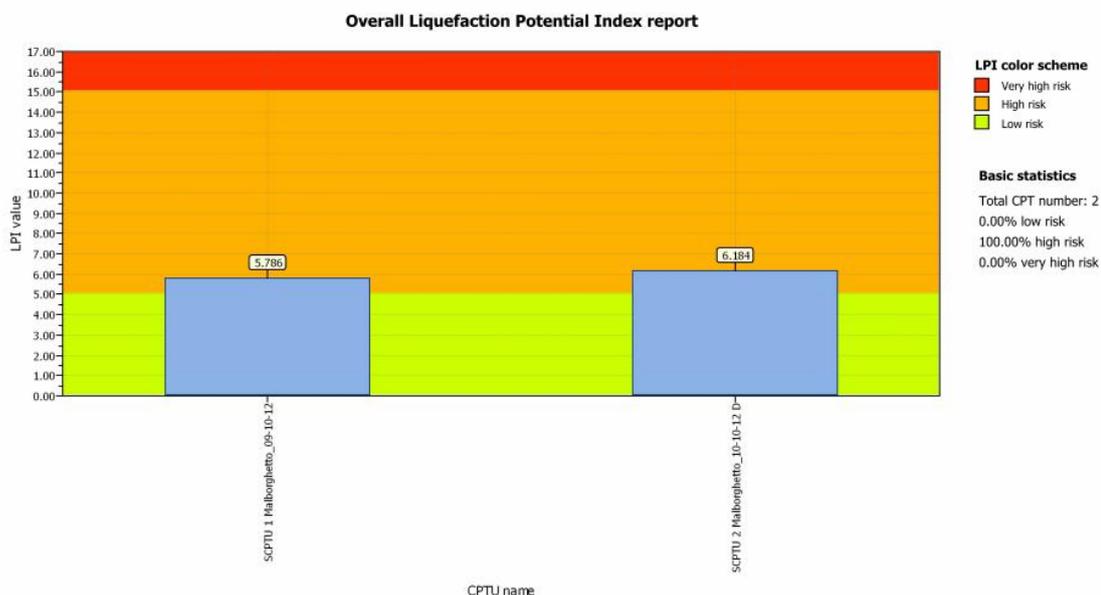
Tabella 3.2 – Indice potenziale liquefazione calcolato per le CPTU



Dott. Geol. Thomas Veronese  
via Roma 10  
44021 Codigoro FE  
tel. mob. 335240380

Project title :

Location :



### 3.1. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI (D.G.R. 2193/2015)

Dell'elaborazione completa dei cedimenti post sismici si riporta solo il risultato finale; sono stati stimati i cedimenti postsismici nei banchi sabbiosi rilevati con le 2 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e sismocono SCPTU1 e SCPTU2 del 2012, spinte entrambe fino alla profondità di 30,00 m da p.c..

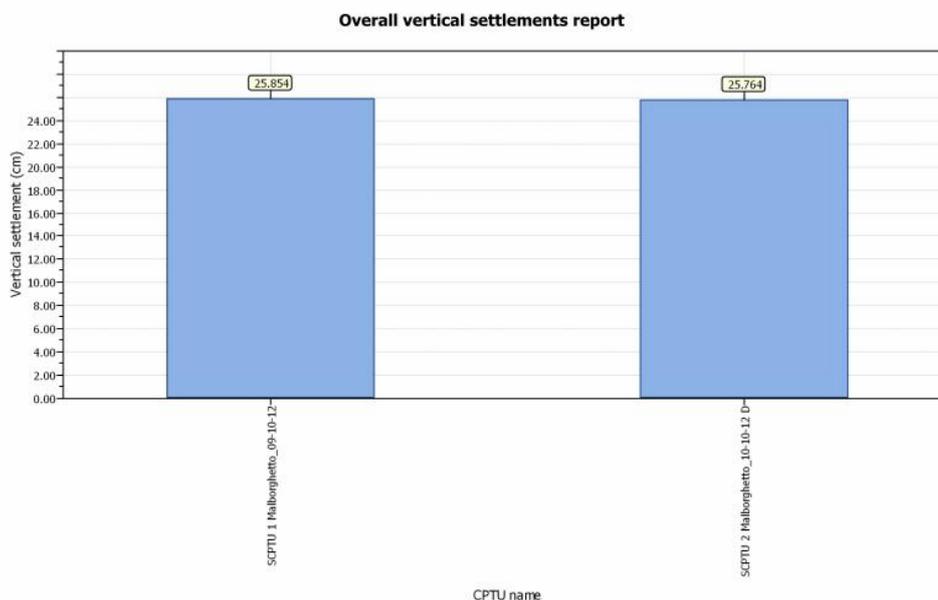
Dalle elaborazioni informatiche, si ricava che con una Magnitudo di 6,14 e accelerazione P.G.A. di 0,21g, solo alcuni dei livelli ha il fattore di resistenza alla liquefazione inferiore a 1,20 (D.G.R. 2193/2015), determinando cedimenti post sismici pari a 25,86 cm per la SCPTU1 e 25,76 cm per la SCPTU2 (Tabella 3.3).

CPTU	Cedimenti postsismici (cm)
SCPTU1	25,86
SCPTU2	25,76

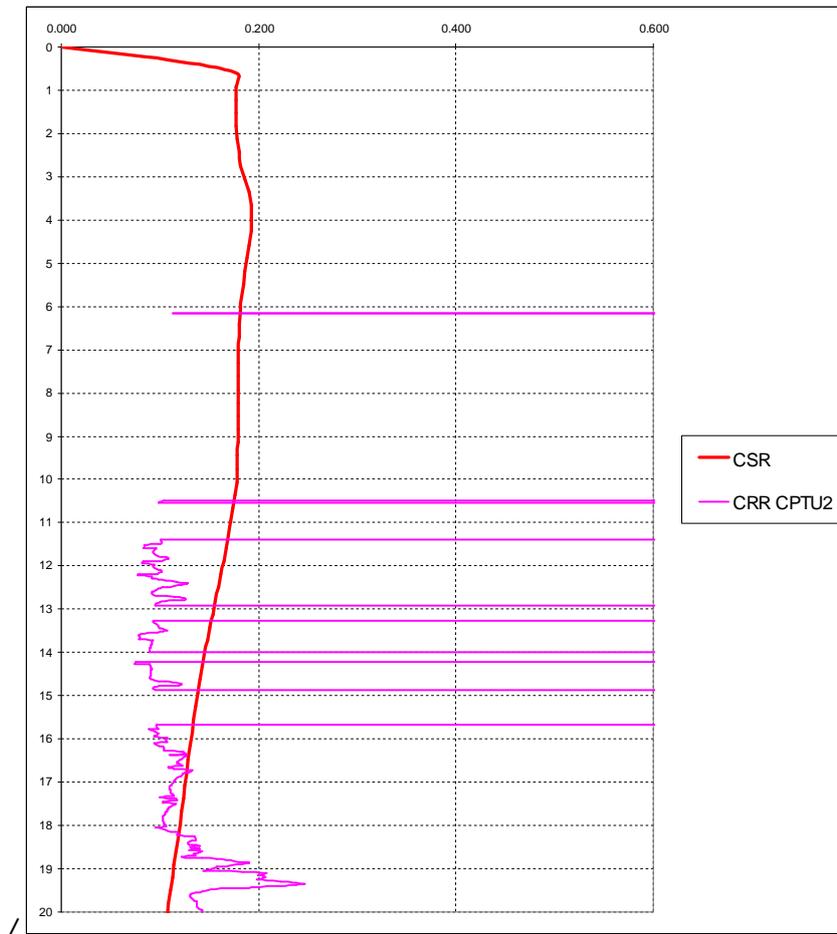
Tabella 3.3 – Cedimenti post-sismici

Project title :

Location :



Nella relazione di modellazione geologica e geotecnica era già stato sviluppato il calcolo della liquefazione delle sabbie attraverso le accelerazioni ricavate da analisi di risposta sismica locale. Dall'analisi di risposta sismica locale ottenuta era stata ricavata direttamente la curva della CSR (sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma) in funzione del profilo di PGA. Si è così ottenuto il grafico della CRR (resistenza del deposito agli sforzi di taglio ciclico) che, sovrapposto con il grafico della CSR mostra le porzioni di terreno che hanno il fattore di resistenza alla liquefazione inferiore ad 1.



Anche a seguito della Risposta Sismica Locale, sono emerse le potenzialità di liquefazione dei depositi presenti da circa 9/11m di profondità in giù.

Non è detto che questa liquefacibilità presunta possa avere ripercussioni sulle opere di fondazione in superficie. Nel progetto esecutivo sarà questo il tema da affrontare.

### 3.2. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI (D.G.R. 2193/2015)

Per il decreto di giunta regionale 2193/2015, nei depositi coesivi soffici ( $c_u \leq 70$  kPa;  $V_s < 180$  m/s) e plastici ( $I_p \geq 30\%$ ) in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali  $\frac{\Delta u}{p'_0} \geq 0.3$  durante l'azione

sismica di riferimento deve essere stimato il cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto.

Per la stima del rapporto di sovrappressione interstiziale può essere utilizzata la seguente relazione empirica (Matsui et al., 1980):

$$r_u = \frac{\Delta u}{p'_0} = \beta \cdot \left[ \log \frac{\gamma_{\max}}{\gamma_v} \right]$$

dove:

$\beta \approx 0,45$  (coefficiente sperimentale);

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G} \quad (\text{deformazione di taglio massima in semplice ampiezza indotta dal terremoto});$$

$G$  è il modulo di taglio corrispondente al livello de formativo  $\gamma_{\max}$ , che può essere determinato per via iterativa, noto il valore di rigidezza iniziale  $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ , utilizzando la legge di variazione  $G/G_0$  ottenuta con prove dinamiche o di laboratorio o, in modo approssimato, desunta da curve di letteratura per i terreni con proprietà simili (FIGURA 3.2).

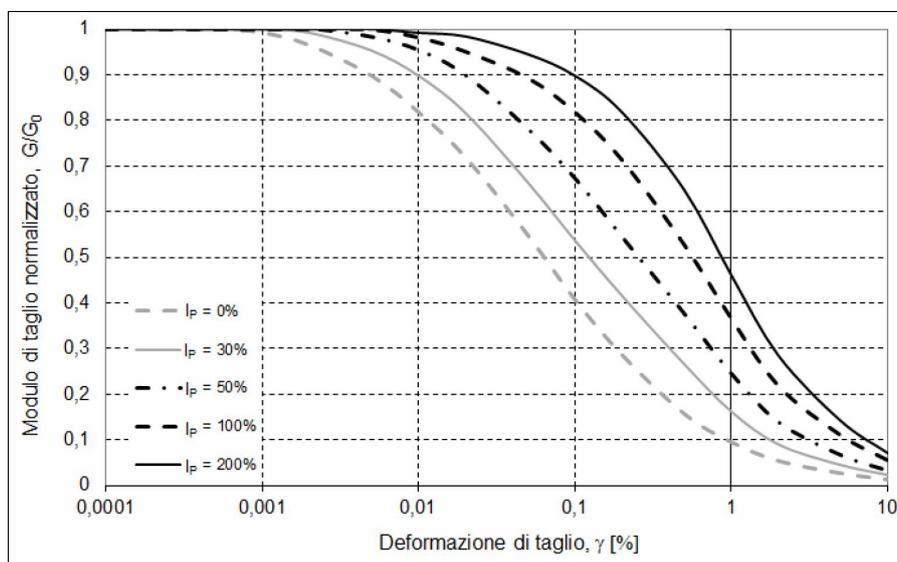


FIGURA 3.2: Curve  $G/G_0 - \gamma$  di letteratura per terreni a grana fine (AGI, 2005)

$\gamma_v$  è la deformazione di soglia volumetrica, determinabile con prove dinamiche di laboratorio, o in prima approssimazione con la relazione empirica:  $\gamma_v = A \cdot (OCR - 1) + B$  (Matsui et al., 1980) in cui OCR è il rapporto di sovraconsolidazione e A e B sono coefficienti sperimentali che, in assenza di determinazione diretta, possono essere stimati in funzione dell'indice di plasticità (Tabella 3.4)

$I_p$ (%)	A	B
20	0,0004	0,0006
40	0,0012	0,0011
55	0,0025	0,0012

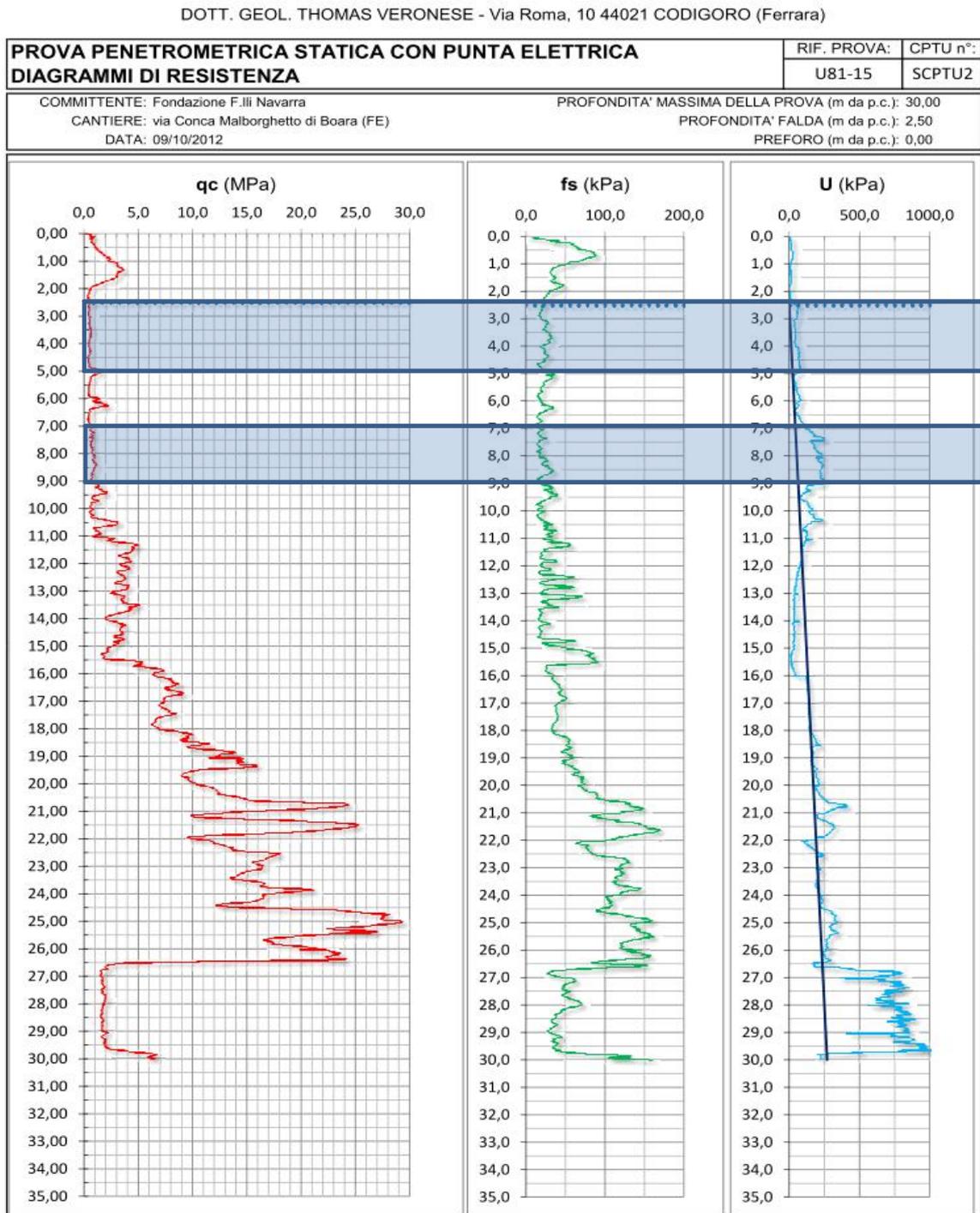
Tabella 3.4 – Valori suggeriti per i coefficienti A e B

Per il calcolo dei cedimenti post-sismici per terreni coesivi soffici, si è fatto ricorso alla prova penetrometrica statica con punta elettrica e sismocono SCPTU2 del 2012; gli strati che verranno analizzati sono:

STRATO 1 - da -2,5m a -5,0m dal p.c.

STRATO 2 - da -7,0m a -9,0m dal p.c.

Gli altri strati sono drenanti, come osservabile dal grafico delle  $\Delta u$ , quindi poco plastici.



Lo strato 1 ha coesione non drenata pari a  $C_u = 0,28 \text{ Kg/cm}^2$ .

Lo strato 2 ha coesione non drenata di  $C_u = 0,44 \text{ Kg/cm}^2$ .

Entrambi gli strati hanno una  $C_u \leq 70 \text{ kPa}$ .

Questi 2 strati di terreni coesivi mostrano inoltre valori di Vs nella media inferiori a 180 m/s.

DOTT. GEOL. THOMAS VERONESE - Via Roma, 10 44021 CODIGORO (Ferrara)

<b>PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PUNTA ELETTRICA</b> <b>PROVA DOWN HOLE SCPTU</b>	RIF. PROVA:	CPTU n°:
	U81-15	SCPTU2

COMMITTENTE: Fondazione F.lli Navarra

PROFONDITA' MASSIMA DELLA PROVA (m da p.c.): 30,00

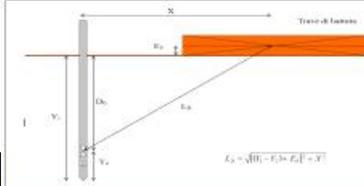
CANTIERE: via Conca Malborghetto di Boara (FE)

PROFONDITA' FALDA (m da p.c.): 2,50

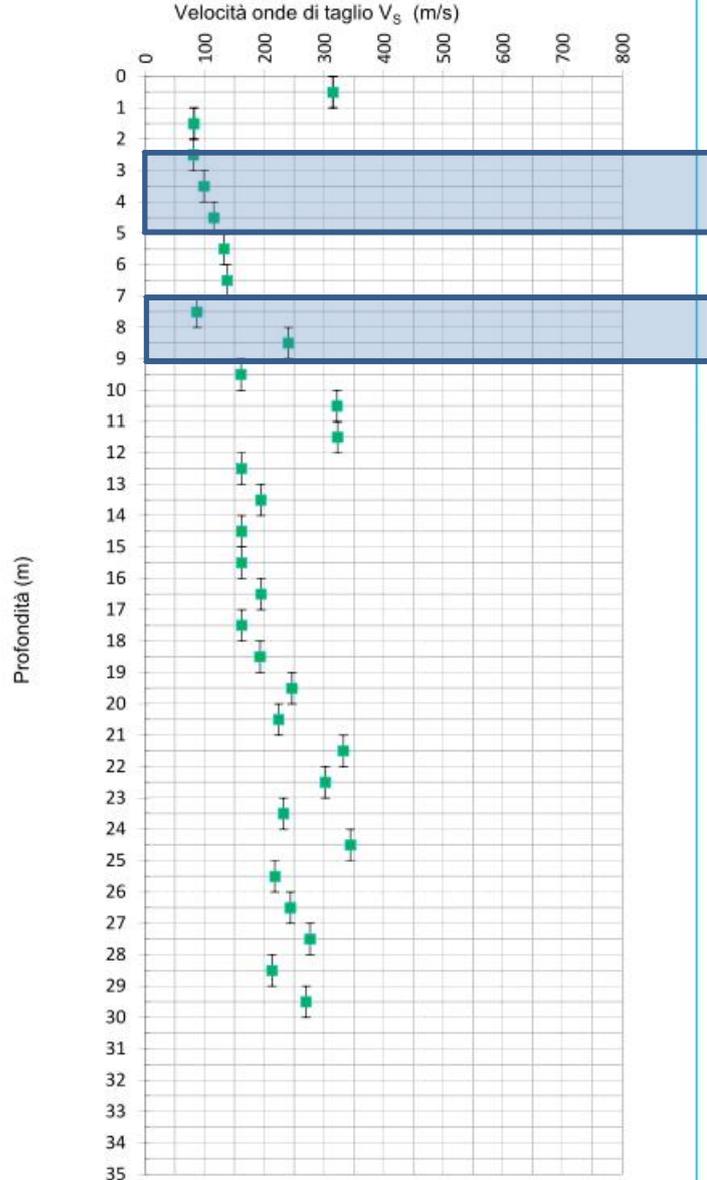
DATA: 09/10/2012

PREFORO (m da p.c.): 0,00

Peso mazza battente: 5Kg  
Ricevitore Down Hole: G1-cpl2IN  
Equipaggiamento di registrazione: D1-SISMI USB  
Distanza centro sorgente-verticale X: 1,50 m  
Distanza punta-accelerometro Y<sub>2</sub>: 0,20 m

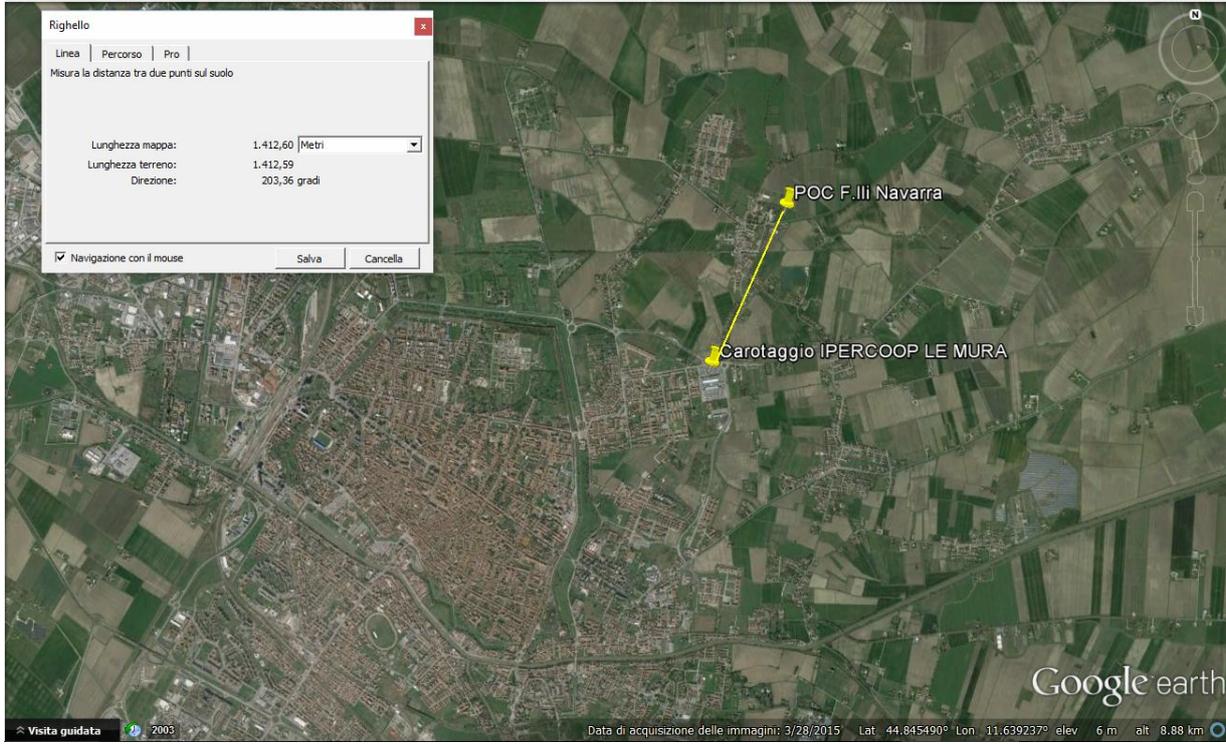


Distanza corretta L <sub>D</sub> punta elettrica	Tempo di arrivo onda S (millisecondi)	Velocità onde S dello strato (m/sec)
0,000		315
1,700	5,400	82
2,343	13,270	81
3,176	23,565	99
4,085	32,787	115
5,029	40,983	132
5,991	48,256	138
6,963	55,328	87
7,943	66,598	240
8,927	70,697	161
9,914	76,844	322
10,904	79,918	322
11,895	82,992	161
12,888	89,139	194
13,881	94,262	162
14,876	100,410	162
15,871	106,557	194
16,867	111,680	162
17,863	117,828	193
18,860	123,000	246
19,857	127,049	224
20,854	131,500	333
21,852	134,500	302
22,849	137,800	232
23,847	142,100	344
24,845	145,000	217
25,844	149,590	244
26,842	153,688	276
27,840	157,300	212
28,839	162,000	270
29,838	165,700	



I terreni in esame risultano del tutto simili a quelli rilevati nel sondaggio a carotaggio continuo realizzato in un sito posto sempre a nord-est di Ferrara, dove le condizioni stratigrafiche sono del tutto simili.

Nel carotaggio continuo sono stati prelevati dei campioni sottoposti a prove di colonna risonante. Di particolare interesse per il nostro studio è il campione S1SH1, prelevato da -4,50m a -5,2m dal p.c. Su di esso sono state eseguite diverse prove, tra cui quella di Colonna Risonante.





elletipi s.r.l.

Sede operativa ed amm.va: Via Annibale Zucchini, 69 - 44100 FERRARA  
tel. 0532/56771; fax 0532/56119 e-mail: elletipi@libero.it sito: www.elletipi.it  
P.IVA e Codice Fiscale n. 00174600387

Ⓜ Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 380/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC



**SCHEDA GENERALE DEL CAMPIONE**

COMMITTENTE:	<b>dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara</b>
CANTIERE:	<b>IPERCOOP LE MURA - Ferrara</b>
CAMPIONE:	<b>S1SH1 m 4,50 - 5,20</b>
COMMESSA:	14774/15
VERBALE ACC.:	466/15
DATA CONSEGNA:	06/11/15

Il campione è stato conservato in vasca umida termostatica

bilancia cod. 480 - stufa 567 - piconmetro 545

alto	P.P. kPa	T.V. kPa	LUNGHEZZA (cm):	50
4,50			GRADO DI QUALITA':	AGI Q5
	50	25	DESCRIZIONE:	
			Limo con argilla grigio scuro organico con torba	
			W naturale (%)	42,0
			$\gamma$ naturale (Mg/m <sup>3</sup> )	1,80
			$\gamma$ secco (Mg/m <sup>3</sup> )	1,27
			$\gamma$ immerso (Mg/m <sup>3</sup> )	0,80
			porosità (%)	53
			indice dei vuoti	1,13
			grado di saturazione (%)	100
			massa specifica (Mg/m <sup>3</sup> ) (STIMATO)	2,700
PROVE ESEGUITE				
Umidità Naturale	-	Trassiale UU	-	-
Limiti Atterberg	SI	Trassiale CIU	-	-
Gran. Setacciatura	SI	Edometria	-	-
Gran. Sedimentazione	SI	Taglio Diretto	-	-
Peso di Volume	-	Espansione L.L.	-	-
Peso Specifico	-	Trassiale Cicl. + C.M.	-	-
Analisi Chimica	-	Colonna Risonante	SI	-
		Taglio Torsionale Cicl.	-	-
NOTE: -				
5,20				
basso				

L'indice di plasticità Ip di questi terreni superiore al 30%, nel caso esaminato era pari al 31% (FIGURA 3.3).

<b>LIMITI DI ATTERBERG (norma UNI CEN ISO/TS 17892-12)</b>			
COMMITTENTE:	dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara		
CANTIERE:			
CAMPIONE:	<b>S1SH1</b>	<b>m 4,50 - 5,20</b>	
COMMESSA:	14774/15	DURATA PROVE:	06-28/11/15
VERBALE ACC.:	466/15	DATA CONSEGNA:	06/11/15
GEO - CERT. n°:	0	rev.00 del:	00/01/00

il campione è stato conservato in vasca umida termostatica

ASPETTO MACROSCOPICO DEL CAMPIONE:

**Limo con argilla grigio scuro organico con torba**

codice cucchiaino: 344; codice bilancia: 480.

	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		UMIDITA'
	1	2	3	1	2	
impasto						
N° colpi	15	25	29			
massa umida+ tara (g)	24,27	19,18	31,02	12,37	16,35	78,60
massa secca+ tara (g)	16,61	13,26	21,12	10,50	13,72	56,01
acqua contenuta (g)	7,66	5,92	9,90	1,87	2,63	22,59
tara (g)	3,08	2,30	2,30	2,33	2,43	2,21
peso secco (g)	13,53	10,96	18,82	8,17	11,29	53,80
contenuto d'acqua	56,6%	54,0%	52,6%	22,9%	23,3%	42,0%

Umidità Naturale      Wn =    42%  
 Limite Liquido        LL =    54%  
 Limite Plastico        LP =    23%  
 Indice Plastico        IP =    31%

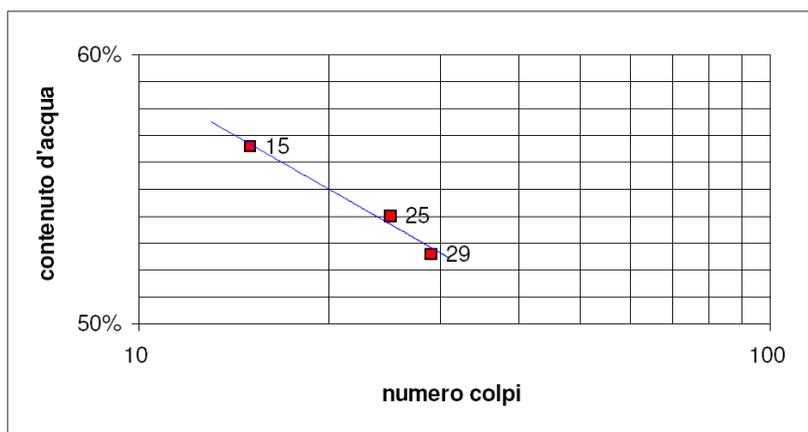
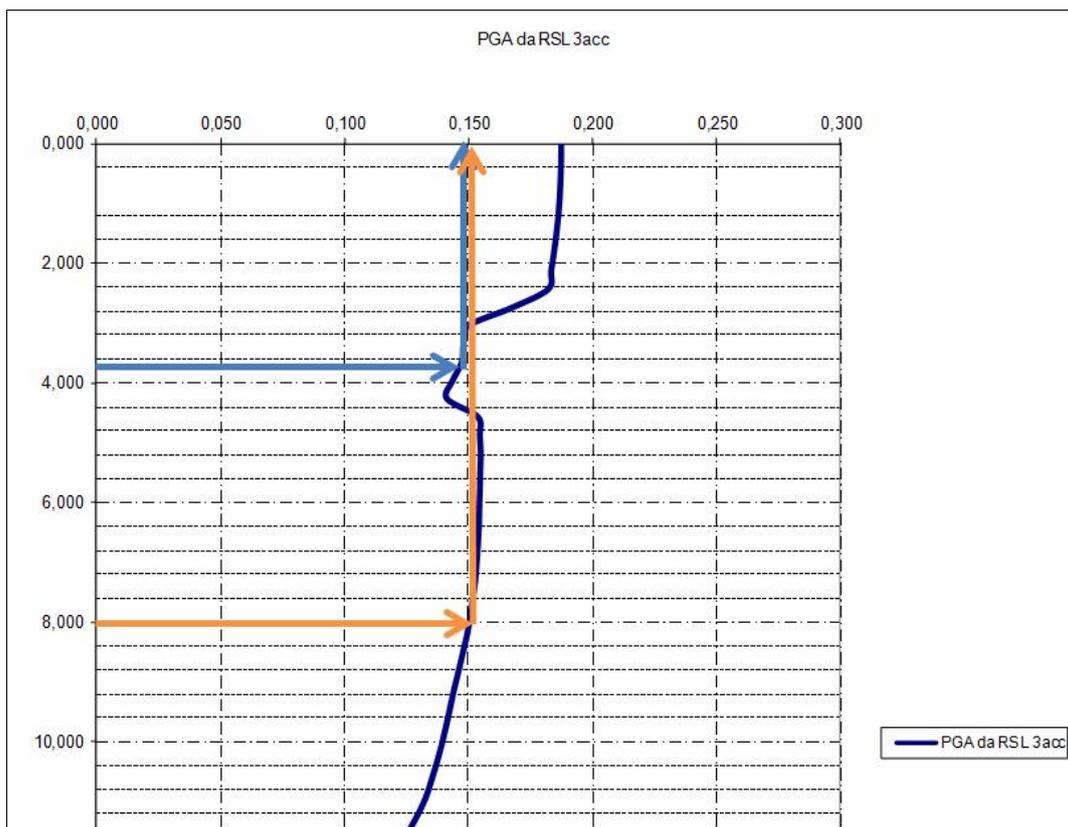


FIGURA 3.3 – Limiti di Atterberg (Norma ASTM D4318 metodo A)

Avendo dunque soddisfatto le condizioni iniziali di calcolo, per cui la  $C_u \leq 70\text{kPa}$ , la  $V_s$  media è inferiore a 180 m/s e l'indice plastico è superiore al 30%, si procede al calcolo dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi soffici.

Falda freatica	2,5 m da p.c.		Peso volume medio		1,8 t/m <sup>3</sup>							
N° strato	Strato tetto	strato letto	Spessore	metà strato	Vs	Y sat	Cu	Go	Go	Go	Go	OCR
	(m)	(m)	(m)		m/s	t/m <sup>3</sup>	kPa	KPa	Mpa	Gpa		
1	2,5	5	2,5	3,75	107	1,8	28	2100,734	21,00734	0,02100734		2
2	7	9	2	8	163	1,8	44	47824,2	478,242	0,478242		2

Le accelerazioni a metà strato vengono lette sulla curva del profilo di PGA ricavato dalla RSL:



In questo caso, con la PGA ricavata dal profilo dell'accelerazione di picco, derivata dall'analisi della risposta sismica locale,  $r_d$  verrà assunto uguale all'unità.

Per via iterativa, ora si ricava per ognuno dei due strati il valore di  $\gamma_{\max}$  e di  $G$ , affinché venga verificata l'equazione:

$$\gamma_{\max} = \frac{a_{\max}}{g} \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

Il valore di  $G_0$  è noto, conoscendo il valore di  $V_s$  ed il peso di volume.

Si procede per via iterativa, cercando quel valore di  $G$  che produce quel valore di  $\gamma_{\max}$ , che a sua volta applicato alla curva di decadimento  $G/G_0 - \gamma_{\max}$ , fornisce lo stesso valore iniziale di  $G$ .

	Ymax strato1 0,000592					Ymax strato2 0,0006524	
$a_{max}$	$r_d$	$\sigma_{v0}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma_{v0}$ Mpa	$\sigma'_{v0}$ t/m <sup>2</sup>	$\sigma'_{v0}$ Mpa	$Y_{max}$	$Y_{max}$ utilizzato
0,148	1	8,0	0,082	6,8	0,068807	0,000591777	0,00059178
0,150	1	19,9	0,203	14,4	0,146789	0,00065245	0,0006524



**elletipi s.r.l.**

Sede legale, operativa, amm.va: via Zucchini, 69 - 44100 FERRARA  
P.IVA e Codice Fiscale n.00174600387  
sito: www.elletipi.it - email: info@elletipi.it

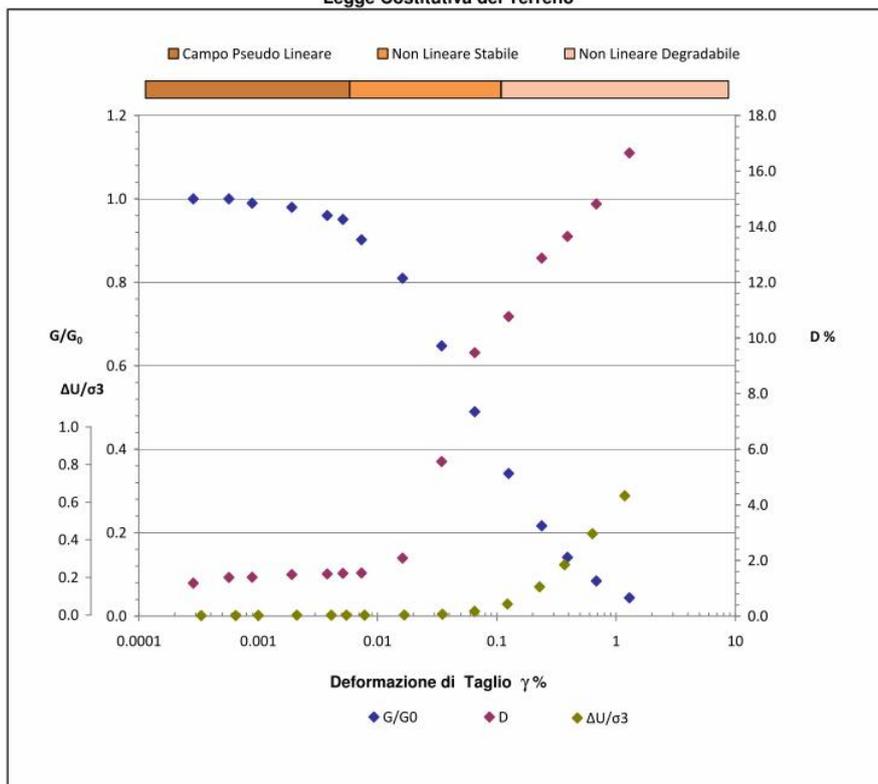
Laboratorio Geotecnico autorizzato con Dec. n. 6572 del 07/10/2014, art. 59 del D.P.R. 389/2001, Circolari Ministeriali 7618/STC



**PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)**

<b>Committente:</b> dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara	<b>Certificato di prova N°:</b>
<b>Cantiere:</b> IPERCOOP LE MURA - Ferrara	<b>Verbale di accettazione N°:</b> 466/15
<b>Località:</b> Ferrara (FE)	<b>Commessa:</b> 14774/15
<b>Sondaggio:</b> 1	<b>Data ricevimento campione:</b> 06/11/15
<b>Campione:</b> SH1	<b>Data prova:</b> 10/11/15
<b>Profondità (m):</b> 4.50 - 5.10	<b>Data emissione certificato:</b>

**Legge Costitutiva del Terreno**

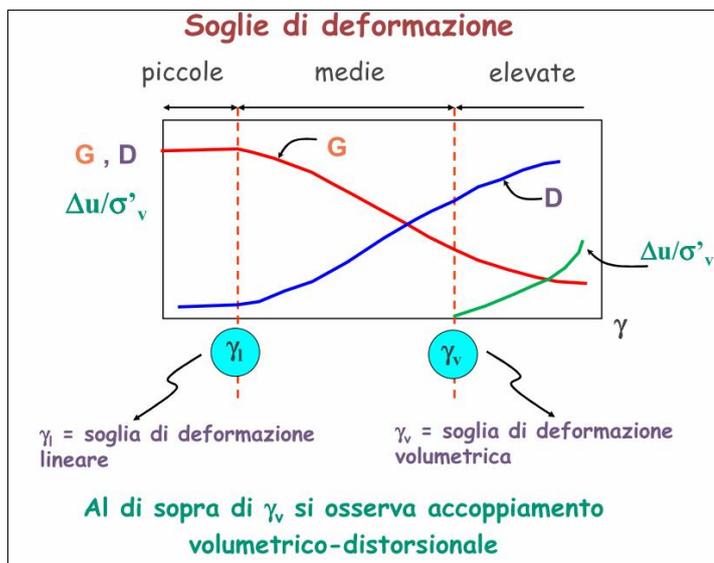


Sperimentatore:  
dott. Luciano Rossi

Direttore del Laboratorio:  
dott. geol. Massimo Romagnoli

S1SH1\_RC - pag 2 di 17

Il valore  $\gamma_v$ , valore di soglia di deformazione volumetrica, al di sopra del quale si ha l'accoppiamento volumetrico-distorsionale, viene letto dalla prova di colonna risonante, sull'asse del  $\gamma$  al comparire della curva  $\Delta u/\sigma'_v$ . Se  $\gamma_{max} < \gamma_v$  si hanno spostamenti solo durante la fase sismica e non si hanno incrementi delle pressioni neutre  $u$ . Se  $\gamma_{max} > \gamma_v$  durante il terremoto si verifica un incremento positivo delle pressioni neutre, con conseguenti deformazioni dei terreni coesivi soffici saturi nel tempo a seguire.



**PROVA DI COLONNA RISONANTE (ASTM D 4015)**

Committente: <b>dott. geol. Thomas Veronese - via Roma 10 - 44021 Codigoro - Ferrara</b> Cantiere: <b>IPERCOOP LE MURA - Ferrara</b> Località: <b>Ferrara (FE)</b> Sondaggio: <b>1</b> Campione: <b>SH1</b> Profondità (m): <b>4.50 - 5.10</b>	Certificato di prova N°: Verbale di accettazione N°: <b>466/15</b>
	Commessa: <b>14774/15</b> Data ricevimento campione: <b>06/11/15</b> Data prova: <b>10/11/15</b> Data emissione certificato:

DATI INIZIALI		DATI DI PROVA		DATI FINALI	
Altezza:	143.00 mm	Limbo con argilla grigio chiaro debolmente organico		Altezza:	140.84 mm
Diametro:	71.00 mm			Diametro:	69.90 mm
Raggio eq.:	25.099 mm			Raggio eq.:	24.714 mm
Massa:	1017.3 g			Massa:	991.6 g
W:	42.0 %	Fattore Raggio Eq.:	0.707 -	W:	38.3 %
γ:	17.63 kN/m <sup>3</sup>	Coefficiente B:	0.97 %	γ:	18.35 kN/m <sup>3</sup>
γ <sub>s</sub> :	12.41 -	Pressione cella:	529 kPa	γ <sub>s</sub> :	13.27 -
e:	1.13 -	Contropressione:	450 kPa	e:	1.04 -

	Frequenza Risonanza (Hz)	Momento Torcente (Nm)	Def. Taglio max (%)	Vel. Onde Taglio V <sub>s</sub> (m/s)	Modulo Taglio G (MPa)	G/G <sub>0</sub>	Rapporto Smorz. D (%)	ΔU/σ <sup>3</sup>
Test 1*	100.00	0.0005	2.86E-04	127.73	28.77	1.000	1.19	0.000
Test 2	100.00	0.0010	5.68E-04	127.73	28.77	1.000	1.39	0.000
Test 3	99.50	0.0015	8.90E-04	127.09	28.48	0.990	1.40	0.001
Test 4	99.99	0.0030	1.92E-03	126.45	28.19	0.980	1.50	0.002
Test 5	98.00	0.0060	3.79E-03	125.18	27.63	0.960	1.52	0.002
Test 6	97.50	0.0100	5.13E-03	124.54	27.35	0.951	1.54	0.002
Test 7	95.00	0.0200	7.35E-03	121.34	25.96	0.902	1.55	0.002
Test 8	90.00	0.0400	1.62E-02	114.96	23.30	0.810	2.09	0.003
Test 9	80.50	0.1000	3.45E-02	102.82	18.64	0.648	5.56	0.007
Test 10	70.00	0.1999	6.54E-02	89.41	14.10	0.490	9.47	0.023
Test 11	58.50	0.3499	1.26E-01	74.72	9.84	0.342	10.77	0.061
Test 12	46.50	0.5500	2.39E-01	59.39	6.22	0.216	12.87	0.151
Test 13	37.50	0.6997	3.92E-01	47.90	4.05	0.141	13.65	0.268
Test 14	29.00	0.8998	6.83E-01	37.04	2.42	0.084	14.82	0.431
Test 15	21.00	1.1000	1.29E+00	26.82	1.27	0.044	16.65	0.632

\* Test 1 corrispondente al valore G<sub>0</sub>

Sperimentatore:  
dott. Luciano Rossi

Direttore del Laboratorio:  
dott. geol. Massimo Romagnoli

Dalla prova di colonna risonante si ricava che il valore soglia di deformazione volumetrica γ<sub>v</sub> è pari a 0,00089% che è maggiore di γ<sub>maxStrato1</sub> (0,00059) e γ<sub>maxStrato2</sub> (0,000065).

Quindi

STRATO 1 da -2,5m a -5,0m

$$\gamma_{\max} = 5,91 \cdot 10^{-4} < \gamma_V = 8,9 \cdot 10^{-4}$$

STRATO 2 da -7,0m a -9,0m

$$\gamma_{\max} = 6,52 \cdot 10^{-5} < \gamma_V = 8,9 \cdot 10^{-4}$$

In tutti e due gli strati il terremoto di progetto induce degli sforzi di taglio ciclici  $\gamma_{\max}$  che sono inferiori alla valore  $\gamma_V$  di soglia volumetrica. Questo indica che gli sforzi, innescano il movimento delle particelle, ma non sono sufficienti ad indurre delle deformazioni nel terreno tali da creare degli incrementi di pressione neutra che possano portare alla deformazione del terreno. Queste informazioni si leggono direttamente dalle prove di colonna risonante eseguite su campioni indisturbati prelevati a circa 1,4km di distanza nella stessa formazione geologica, caratterizzata dallo stesso profilo di qc ed fs (diagrammi delle resistenze ricavati da prove SCPTU).

Non sono attesi cedimenti postsismici significativi nei terreni coesivi soffici, cosa che si è riscontrata anche durante gli eventi del maggio 2012.

#### 4. CONCLUSIONI

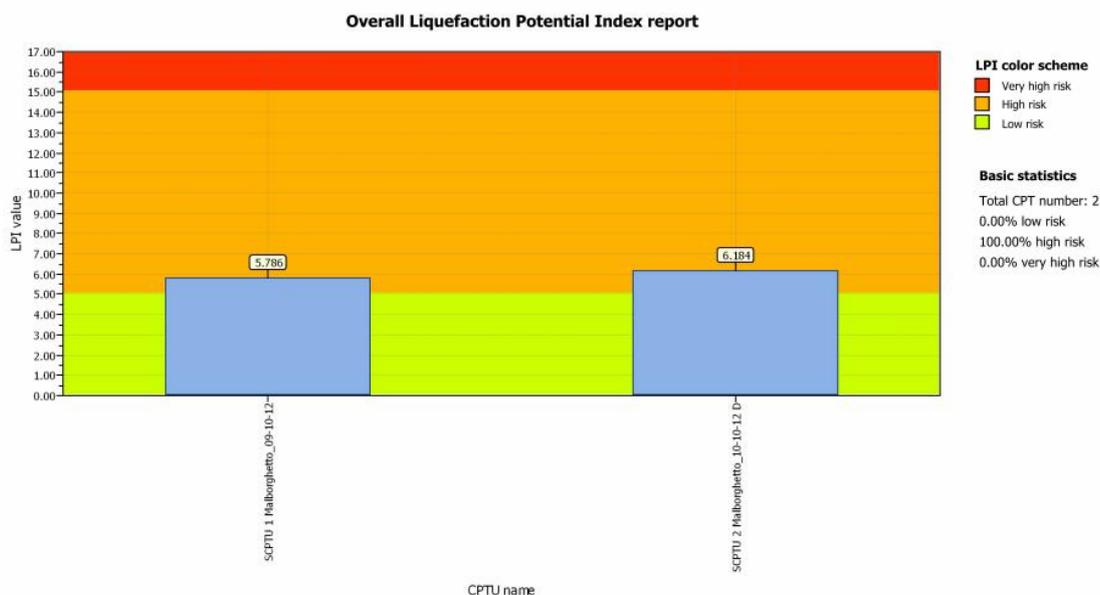
Si redige una integrazione sismica, conforme alle prescrizioni tecniche della D.G.R. 2193 del 2015, per il Piano Urbanistico Attuativo di via Conca/piazzale Luciano Chiappini, Loc Malborghetto di Boara (Fe); riferimenti catastali foglio 113 mappali 57 e 299 del comune di Ferrara (Fe). (Rif. Scheda POC 7 ANS-03).

- Il sito allo studio è collocato in PIANURA 2 e per Vs30 comprese tra 175m/sec e 225 m/s (nel nostro caso è 183 m/s per la SCPTU1 e di 180 m/s per la SCPTU2) la classificazione del DGR 2193/2015 prevede un fattore di amplificazione F.A. per la P.G.A. pari a 1,7. Le accelerazioni derivate dal D.G.R. 2193/2015, non coincidono con quelle calcolate con le N.T.C. del 2008, per cui il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione viene rifatto secondo quanto prescritto dal nuovo decreto. Le accelerazioni secondo N.T.C. 2008 sono di circa 0,19g mentre secondo il D.G.R. 2193/2015 sono di circa 0,21g.

- Per una Magnitudo di 6,14 e una PGA pari a 0,21 risulta un IPL pari a 5,79 per la SCPTU1 e 6,18 per la SCPTU2, che classificano il sito in esame come alto indice del potenziale di liquefazione. Nella relazione di modellazione geologica e geotecnica era già stato sviluppato il calcolo della liquefazione delle sabbie attraverso le accelerazioni ricavate da analisi di risposta sismica locale. Dall'analisi di risposta sismica locale ottenuta era stata ricavata direttamente la curva della CSR (sollecitazione di taglio massima indotta dal sisma) in funzione del profilo di PGA. Si confermava la previsione dell'effetto di sito della liquefazione delle sabbie profonde oltre i -10/-11m di profondità dal p.c.. Il tema dominante nella progettazione esecutiva delle opere che dovranno essere realizzate nel sito è comprendere se la liquefazione di esigui strati sabbiosi così in profondità possa avere o meno ripercussioni sulla stabilità delle opere di fondazione nella loro interazione con i terreni superficiali. La presenza di sabbie liquefacibili non è di per se un carattere escludente l'edificabilità, e a volte non è nemmeno un carattere condizionante, dipende dalle condizioni stratigrafiche.



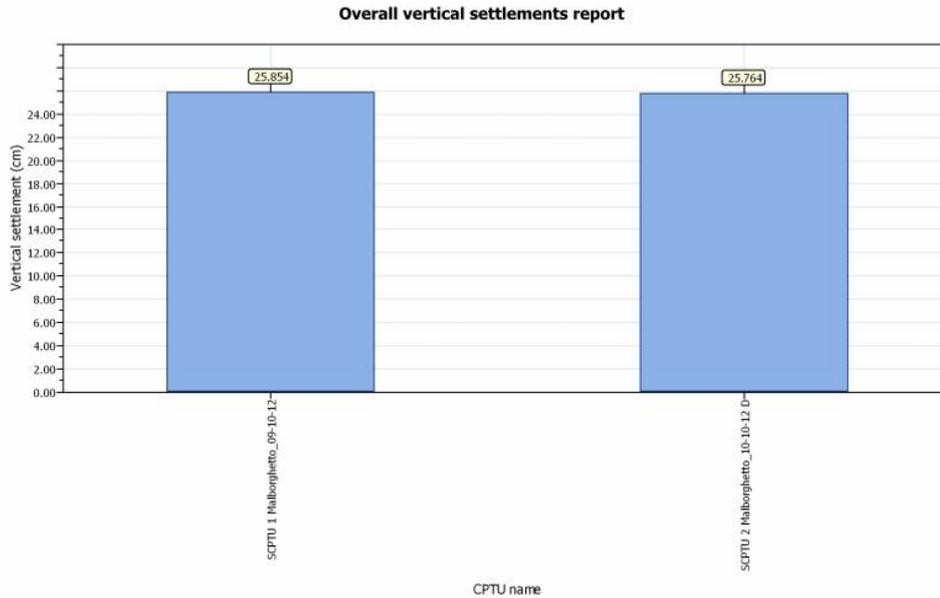
Project title :  
Location :



- I cedimenti postsismici per addensamento delle sabbie, una volta riconsolidate dopo la liquefazione, possono essere stimati molto approssimativamente, con metodi che a parere dello scrivente, non sono molto attendibili; in occasione dei terremoti del 2012 non si è avuto riscontro di cedimenti così importanti come si ricava dai calcoli teorici, per cui qualche dubbio sorge. In ogni caso applicando delle teorie riconosciute dall'ingegneria geotecnica, e riprese nel software C-Liq, si ricava che nel sito allo studio, i valori dei cedimenti

postsismici si aggirano teoricamente intorno a 25cm (su uno strato di circa 9m di spessore significa una deformazione di circa 2,8%).

Project title :  
Location :



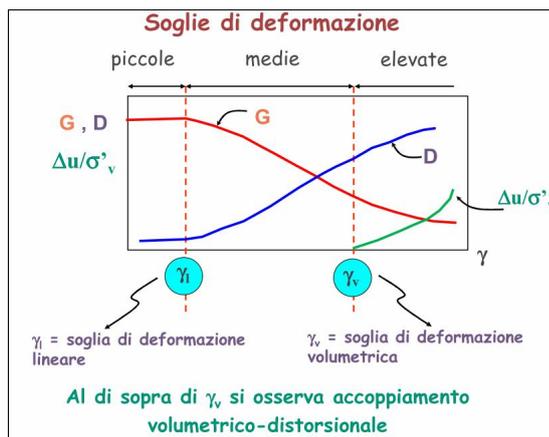
- Il calcolo dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi soffici è stato realizzato secondo le indicazioni della D.G.R. 2193 del 2015. Sono stati individuati gli strati coesivi con  $C_u < 70\text{kPa}$ ,  $V_s < 180\text{m/sec}$  e  $IP > 30\%$ .

STRATO 1 da -2,5m a -5,0m

$$\gamma_{\max} = 5,91 \cdot 10^{-4} < \gamma_V = 8,9 \cdot 10^{-4}$$

STRATO 2 da -7,0m a -9,0m

$$\gamma_{\max} = 6,52 \cdot 10^{-5} < \gamma_V = 8,9 \cdot 10^{-4}$$



- Si ricava dunque che non sono attesi cedimenti postsismici significativi nei terreni coesivi soffici, in quanto lo sforzo di taglio ciclico indotto dal sisma di progetto non è sufficiente a raggiungere lo sforzo che genera accoppiamento volumetrico-distorsionale e quindi incremento di  $\Delta u$  e quindi deformazioni  $\epsilon$ .

- E' parere dello scrivente, che il sito allo studio sia idoneo alla scelte di programmazione territoriale che prevedono l'attuazione di un PUA. La profondità degli strati liquefacibili ed i loro eventuali effetti in superficie, saranno il tema da valutare in fase esecutiva, per comprendere le eventuali ripercussioni nelle interazioni strutture-fondazioni-terreno. Si fè presente che l'area è

dott. Geologo Thomas Veronese - tel. 335/5240380  
via Roma 10 - 44021 Codigoro FE

piana-orizzontale, non è una situazione di dosso in cui attendersi un fenomeno di lateral spreading.  
Ci sono circa 10m/11m di terreni non liquefacibili coesivi che sovrastano quelli sabbiosi.

Codigoro, li 07/05/2016

