18 LUG. 2014
COMUNE DI FERRARA
SERVIZIO PIANIFICAZIONE TERRITORIALE
Ufficio Piani Urbanistici Attuativi

S.S.T.
Studio Servizi Tecnici
Settore geologia e ambiente

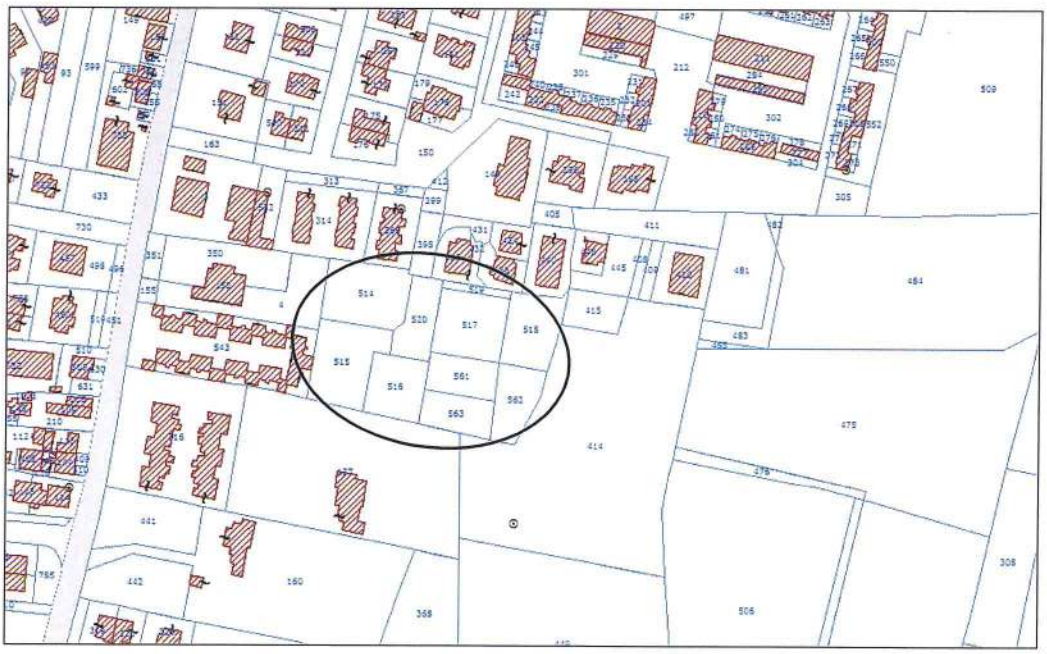
DOTT. GEOL. THOMAS VERONESE
Via Roma, 10
44021 CODIGORO (Ferrara)
Tel e fax. 0533 / 713798 cell. 335-5240380
E-mail: thomas.veronese@tin.it

MODELLAZIONE GEOLOGICA E SISMICA – nuovo PUA

Comune Ferrara

Loc. Pontegradella

PUA Pontegradella – via della Zappa
Scheda POC 7 ANS - 02



COMMITTENTI: **TRB srl; Aldo Malano, Andrea Lugli, Mario Gaiani, Tatiana Beresnieva**
c/o Studio Malano
via Bonnet n.33
44029 Porto Garibaldi (Fe)

23 Maggio 2014

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.

Timbro

ORDINE DEI GEOLOGI REGIONE EMILIA ROMAGNA
DOTT. THOMAS VERONESE
Ordine Geologi Emilia-Romagna
GEOLOGO SEZ. A
N. 742 ALBO

Thomas Veronese

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

INDICE:

1. PREMESSA **2**

NORMATIVA E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO **3**

2. MODELLAZIONE GEOLOGICA **3**

2.1. GEOLOGIA STRUTTURALE DELL'AREA 3
2.2. CARATTERI STRATIGRAFICI E LITOLOGICI 5
2.3. CARATTERI GEOMORFOLOGICI 8
2.4. CARATTERI IDROGEOLOGICI 10

3. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI **10**

3.1 DATI DI AUSILIO PER LA PROGETTAZIONE SISMICA 10
Categoria di suolo *11*
Azioni simiche "Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna" *14*
Magnitudo di progetto Magnitudo di progetto *15*
3.2. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE 15
3.4. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI 19

3.5 CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI SOFFICI **20**

4. MODELLAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI **25**

4.1. ACQUISIZIONE DATI CON PROVE PENETROMETRICHE STATICHE 25

5. CONCLUSIONI **29**

6. ALLEGATO: ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE **32**

1. PREMESSA

Su incarico di TRB srl; Aldo Malano, Andrea Lugli, Mario Gaiani e Tatiana Beresnieva, c/o Studio Malano, via Bonnet n. 33, a Porto Garibaldi (Fe), si redige lo studio per ricostruire la modellazione geologica e sismica per il progetto di : *"PUA Pontegradella, via Zappata, Scheda POC 7 ANS - 02"* a Pontegradella (FE).

In **FIGURA 1.1** si riporta uno stralcio della C.T.R. con 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.
- Legge Regionale 24 marzo 2000, n. 20 Disciplina Generale sulla Tutela e l'uso del territorio.
- Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna "Atto di Indirizzo e coordinamento tecnico" per gli studi di microzonizzazione sismica.
- 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. MODELLAZIONE GEOLOGICA

2.1. GEOLOGIA STRUTTURALE DELL'AREA

Nella **FIGURA 2.1** si riporta la sezione geologica passante per Monestirolo, Ferrara e Villadose, in cui si possono apprezzare gli spessori dei sedimenti del Quaternario sopra i pliocenici, che coincide con il passaggio dai sedimenti sciolti a quelli litificati o pseudolitificati.

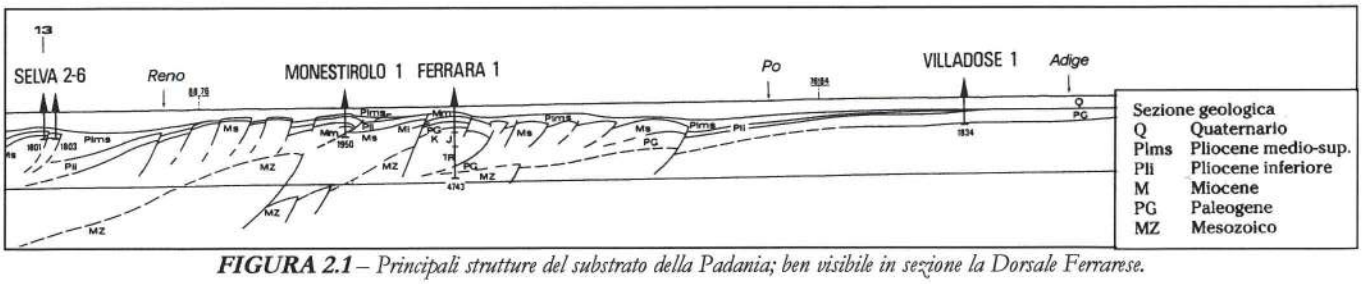


FIGURA 2.1 *– Principali strutture del substrato della Padania; ben visibile in sezione la Dorsale Ferrarese.*

Nella **FIGURA 2.2** viene riportata la Carta Strutturale della Pianura Padana, con le Pieghe Ferraresi dell'Appennino sepolto (Pieri & Groppi, 1981, CNR, 1992) con visibili le varie strutture sepolte e le faglie e sistemi trascorrenti attivi e non attivi, che sono all'origine della nuova attribuzione alla Zona sismica 3, in cui il comune di Ferrara è stato inserito nella OPCM 3274/2003.

Come si può notare a Ferrara, nel substrato roccioso, posto a profondità compresa tra 1000 e 2000 m, sono presenti sistemi di faglie dovute a sovrascorrimenti e a fronti di accavallamento, classificate come riattivate e come soggette a possibili riattivazioni.

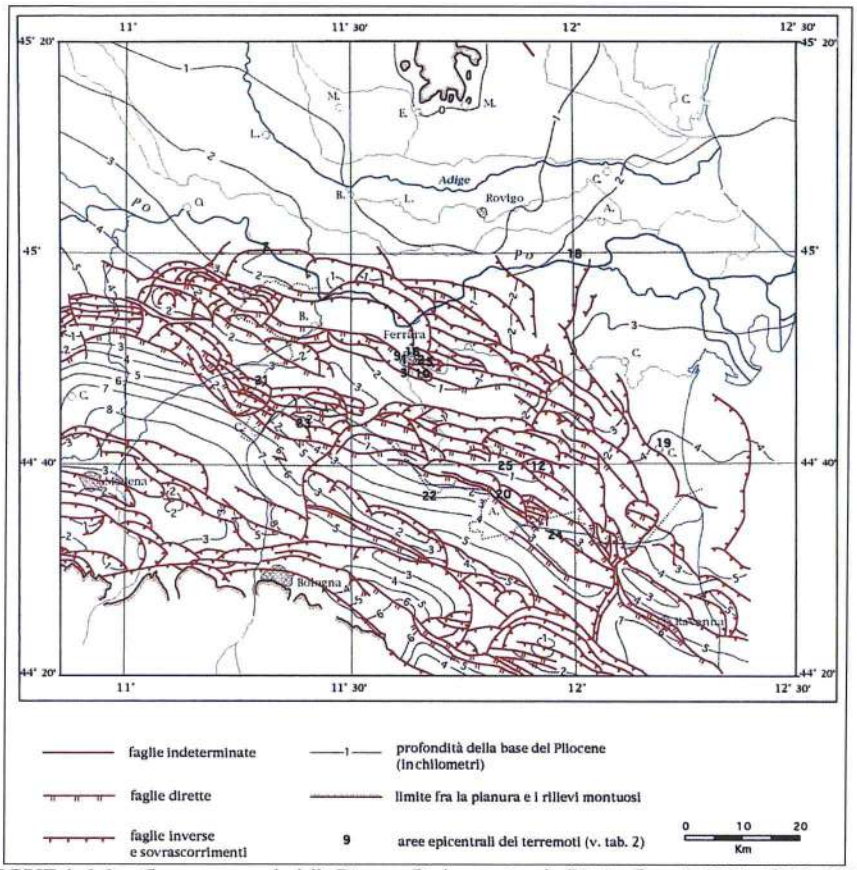


FIGURA 2.2 *– Carta strutturale della Pianura Padana orientale (Pieri e Groppi, 1981, CNR,1992)*

Si fa inoltre presente che il territorio comunale di Ferrara in cui è ubicato il sito allo studio, ricade all'interno della zona sismogenetica 912 (**FIGURA 2.3**), esso infatti è situato sulla Dorsale Ferrarese.

La zonizzazione sismica ZS9 pone come magnitudo attesa massima nella zona sismogenetica 912 il valore di M = 6,14.

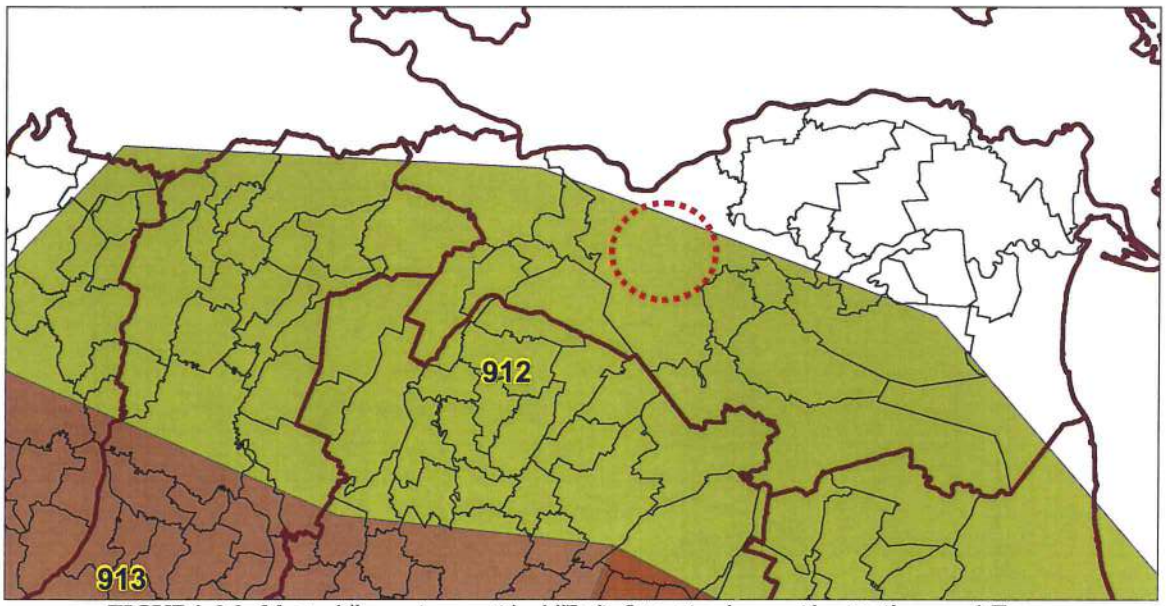


***FIGURA 2.3** - Mappa delle aree sismogenetiche dell'Italia Settentrionale, con evidenziato il comune di Ferrara.*

2.2. CARATTERI STRATIGRAFICI E LITOLOGICI

La formazione dell'ambiente, nella sua configurazione attuale, è relativamente recente e consegue a ripetute variazioni dei rapporti di equilibrio tra livello del mare, apporti solidi dei corsi d'acqua, entità di subsidenza e, non ultimo, l'intervento umano. Nell'attuale configurazione fisica del territorio sono riconoscibili le tracce sia della sua evoluzione naturale che quella operata dall'uomo. Tra le più evidenti e più importanti nel disegnare l'assetto morfologico si possono elencare i paleoalvei, i coni di esondazione, i cordoni dunari testimoni della veloce progradazione verso est della linea di costa, ed infine si individuano quelle aree particolarmente depresse che erano sede di bacini palustri. Per ogni struttura geomorfologica corrisponde, in linea di massima, una caratteristica classe litologica; la granulometria e la storia tensionale, strettamente legata alla storia geologica, ne condizionano le caratteristiche meccaniche ed idrauliche.

La topografia stessa dei nostri terreni è condizionata dalle strutture geomorfologiche. Le strutture geomorfologiche della pianura ferrarese sono molteplici ed oltre ad avere questa distribuzione così eterogenea in senso orizzontale sul territorio, ce l'hanno anche in senso verticale, cioè esistono nel sottosuolo strutture sepolte come possono essere depositi marini, deltizi, eolici, alluvionali, palustri, paleoalvei, ecc. con le tipiche caratteristiche granulometriche dei litotipi che costituiscono le strutture emerse che riconosciamo in campagna. Queste sono state ribassate e progressivamente ricoperte da sedimenti successivi per via della subsidenza.

Certo è che data l'estrema complessità dell'evoluzione ambientale di quest'area, questi tipi litologici si presentano per lo più frammisti, in miscele binarie o ternarie tra sabbie, limi e argille.

L'eterogeneità degli ambienti di deposizione dei sedimenti nella porzione di Pianura Padana ferrarese che si è formata in questi ultimi due millenni fa sì insomma che ai modelli geologici a grande scala vada di volta in volta affiancata una analisi puntuale locale dettagliata del suolo e sottosuolo ai fini di determinare situazioni vantaggiose che possano far risparmiare già dalla fase di progettazione sul costo della realizzazione dell'intervento, o svantaggiose che possano comunque far lavorare con preventivi realistici, che non siano vittime poi del cosiddetto "imprevisto geologico".

Per la validazione del modello geologico è stata eseguita in data 16 Novembre 2012 un indagine geognostica, consistente in due prove penetrometriche statiche con punta elettricae piezocono CPTU1 e CPTU2 spinte fino a -30,00 m.

Le stratigrafia della prova penetrometrica **CPTU1** rileva:

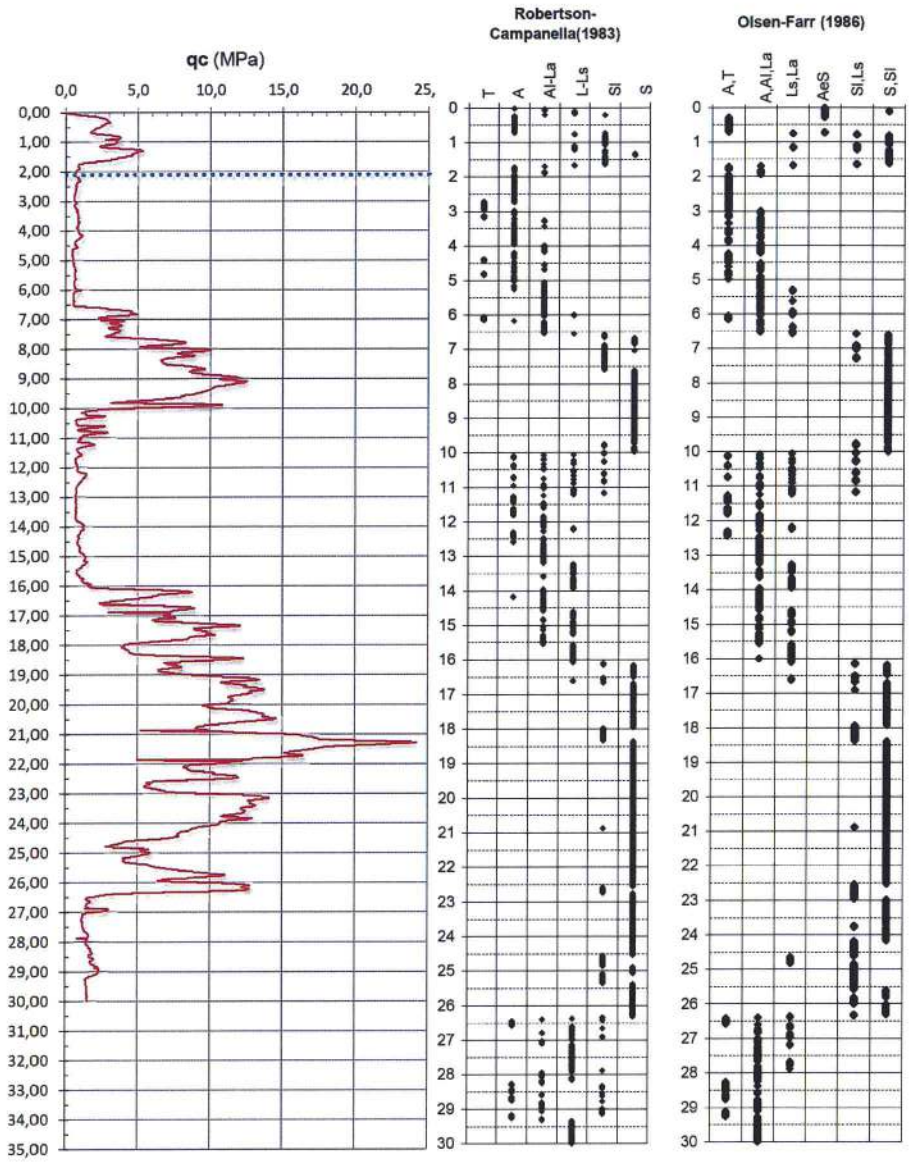
- da p.c. fino a -1,80 m da p.c. terreni di natura incerta probabilmente terreni prevalentemente coesivi sovraconsolidati,

- da -1,80 m fino a -6,50 m da p.c. terreni prevalentemente coesivi moderatamente consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 6,6 kg/cm²;
- da -6,50 m fino a -10,00 m da p.c. terreni prevalentemente granulari moderatamente addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 67,9 kg/cm²;
- da -10,00 m fino a -11,30 m da p.c. terreni prevalentemente granulari sciolti con un valore di resistenza alla punta medio di 14,7 kg/cm²;
- da -11,30 m fino a -16,00 m da p.c. terreni prevalentemente coesivi moderatamente consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 9,3 kg/cm²;
- da -16,00 m fino a -26,60 m da p.c. terreni prevalentemente granulari moderatamente addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 93,6 kg/cm²;
- da -26,60 m fino a -30,00 m da p.c., massima profondità di investigazione, terreni prevalentemente coesivi consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 15,9 kg/cm².

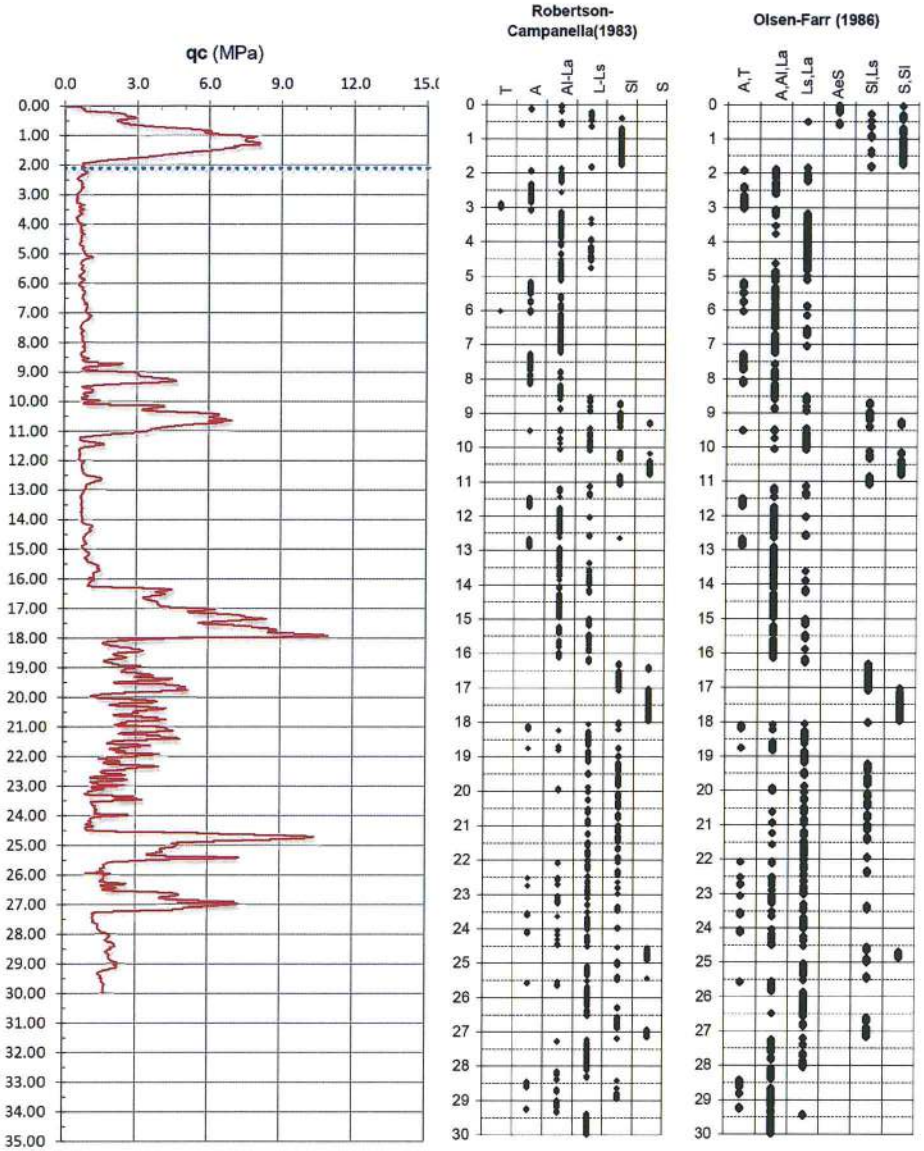
Le stratigrafia della prova penetrometrica CPTU2 rileva:
- da p.c. fino a -2,00 m da p.c. terreni di natura incerta probabilmente terreni prevalentemente coesivi sovraconsolidati,
- da -2,00 m fino a -8,60 m da p.c. terreni prevalentemente coesivi moderatamente consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 7,1 kg/cm²;
- da -8,60 m fino a -11,50 m da p.c. terreni prevalentemente granulari poco addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 27,0 kg/cm²;
- da -11,50 m fino a -16,30 m da p.c. terreni prevalentemente coesivi moderatamente consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 9,0 kg/cm²;
- da -16,30 m fino a -18,00 m da p.c. terreni prevalentemente granulari moderatamente addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 59,8 kg/cm²;
- da -18,00 m fino a -24,50 m da p.c. terreni prevalentemente granulari poco addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 24,6 kg/cm²;
- da -24,50 m fino a -27,20 m da p.c. terreni prevalentemente granulari poco addensati con un valore di resistenza alla punta medio di 39,8 kg/cm²;
- da -27,20 m fino a -30,00 m da p.c., massima profondità di investigazione, terreni prevalentemente coesivi consistenti con un valore di resistenza alla punta medio di 17,2 kg/cm²;

CPTU1

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



CPTU2



Da queste indagini e dalla fotointerpretazione aerea di immagini fotografiche in B/N del sito, si possono ricostruire i caratteri geomorfologici del sito.

2.3. CARATTERI GEOMORFOLOGICI

Generalmente la formazione dei terreni della zona di Ferrara è legata alla presenza di ambienti deposizionali fluviali dovuti al dosso storico del Fiume Po di Ferrara.

A ridosso e sopra i paleoalvei, prevalgono sedimenti di alta energia idrodinamica, caratterizzati da sabbie e limi. Nelle aree più distanti, prevalgono invece sedimenti di bassa energia idrodinamica, quali argille e argille limose.

Il sito allo studio ricade sul margine estreno del paleoalveo, come testimoniano le stratigrafie delle CPTU con sedimenti prevalentemente coesivi tipici di ambienti deposizionali di bassa energia idrodinamica fino a -14/-16 m da p.c. fatta esclusione per un banco sabbioso tra 6,00 e 10,0 m da p.c.

Si propone nella **FIGURA 2.3** uno stralcio della *Carta geomorfologica di Ferrara (Bondesan, Ferri, Stefani, 1995)*, dove si possono notare le forme geomorfologiche sopra citate, mentre in **FIGURA 2.4** si riporta una zoomata della *Carta geomorfologica della provincia di Ferrara* sull'area allo studio per meglio apprezzare la distanza dell'area dal paleo alveo del Po di Volano (area tratteggiata).

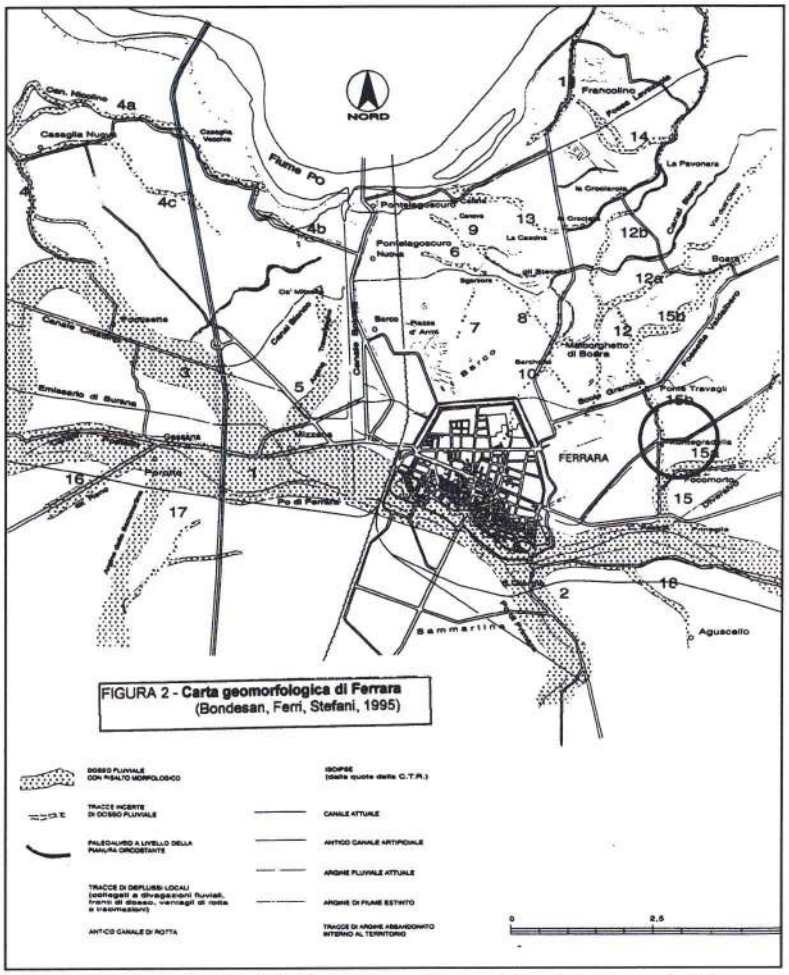


FIGURA 2.3 *– Stralcio della Carta Geomorfologica del territorio comunale di Ferrara*

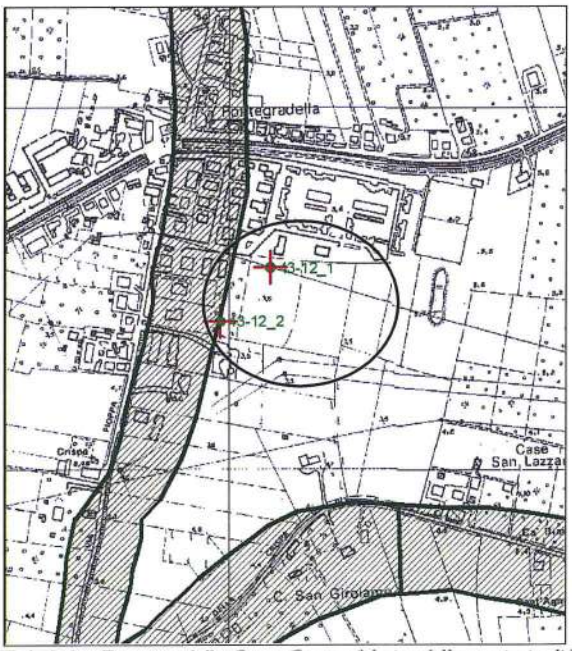


FIGURA 2.4 *– Zoomata della Carta Geomorfologica della provincia di Ferrara*

2.4. CARATTERI IDROGEOLOGICI

La superficie dlla falda freatica è stata rilevata in data 16/11/2013 all'interno dei fori delle prove penetrometriche statiche a -2,10 m da p.c..

Le acque meteoriche che precipitano all'interno dell'area che delimita il sito in esame vengono recapitate verso nord al canale Naviglio.

In **FIGURA 2.7** si riporta uno stralcio della Carta delle aree allagate in seguito a piogge intense negli anni 1995 e 1996 (Amministrazione provinciale di Ferrara), dove vengono evidenziati i tracciati dei canali di scolo. Da questa carta si può inoltre evincere che l'area in esame non è stata soggetta ad allagamenti persistenti (area tratteggiata).

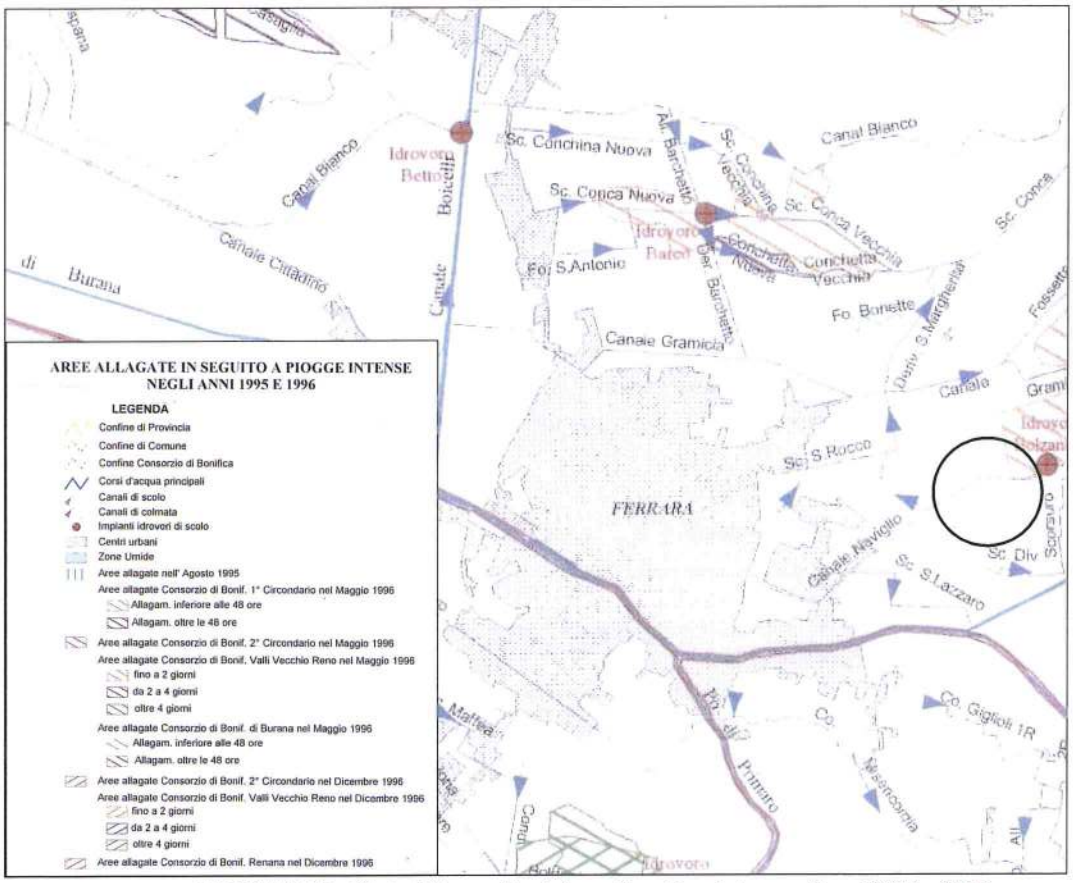


FIGURA 2.7 *- Carta delle aree allagate in seguito a piogge intense negli anni 1995 e 1996 (Amministrazione provinciale di Ferrara)*

3. DEFINIZIONE DEI PARAMETRI SISMICI

3.1 DATI DI AUSILIO PER LA PROGETTAZIONE SISMICA

"La Regione Emilia Romagna non è esente da attività sismo-tettonica. La sua sismicità può però essere definita media relativamente alla sismicità nazionale, poiché i terremoti storici hanno avuto magnitudo massima compresa tra 5,5 e 6 della scala Richter e intensità del IX-X grado della scala MCS. I maggiori terremoti (Magnitudo > 5,5) si sono verificati nel settore sud-orientale, in particolare nell'Appennino Romagnolo e lungo la costa riminese. Altri settori interessati da sismicità frequente ma **generalmente di minore energia (Magnitudo < 5,5)** sono il margine appenninico-padano tra la Val d'Arda e Bologna, l'arco della dorsale ferrarese e il crinale appenninico" (Note illustrative, Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna, 2004).

Gli eventi del maggio 2012 hanno dato magnitudo massime di 5,9.

Categoria di suolo

La categoria di suolo dipende dal valore di Vs_{30}. Il parametro Vs_{30} rappresenta la media ponderata dei valori delle velocità dell'onda di taglio "S" nei primi 30 m di sottosuolo indagato, matematicamente espressa da (eq. 1):

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum hi/vi}$$

dove,

Vs_{30} : velocità media ponderata delle onde di taglio "S",

hi : spessore dello strato iesimo,

Vi : velocità delle onde di taglio "S" nello strato iesimo.

In data 16 Novembre 2013 sono state eseguite due SCPTU all'interno del lotto in esame(**FIGURA 3.1**).
La prova consiste nell'inserire sulla punta elettrica della prova penetrometrica elettrica dei ricevitori (geofoni) che con opportuna strumentazione e una sorgente di onde in superficie possono essere misurati, a profondità diverse, in questo caso ogni uno (SCPTU1) e ogni due metri (SCPTU2), i tempi di arrivo delle onde sismiche fra la superficie (sorgente) ed i ricevitori (in profondità), analogamente a quanto avviene con il metodo geofisico cosiddetto "downhole". La punta utilizzata prende il nome di Piezocono G1-CPL2IN (**FIGURA 3.2**).

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 (Vs).

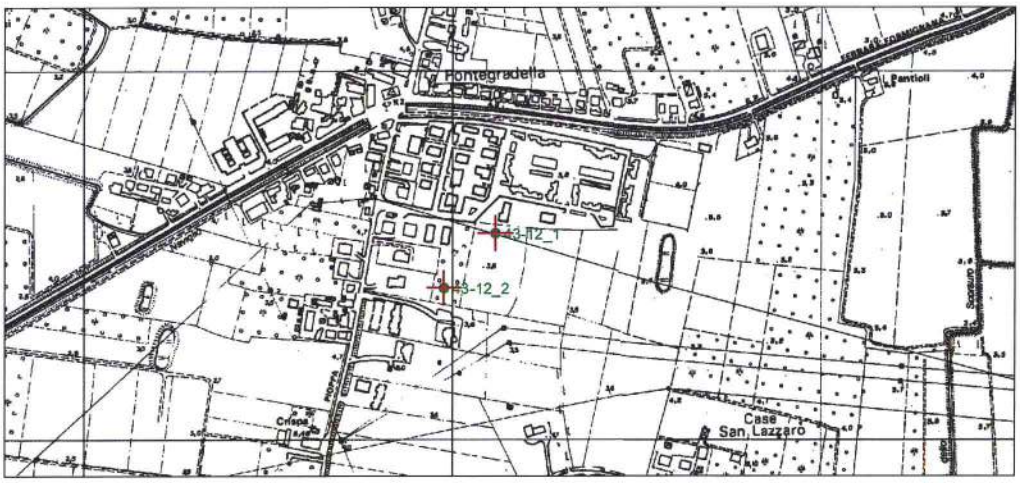


FIGURA 3.1 *– ubicazione indagine*

Attraverso questo strumento è possibile determinare la velocità di propagazione delle onde S alla profondità di 30 metri (V_{S30}).

La Vs30 rilevata con la SCPTU1 è pari a **180 m/s.**

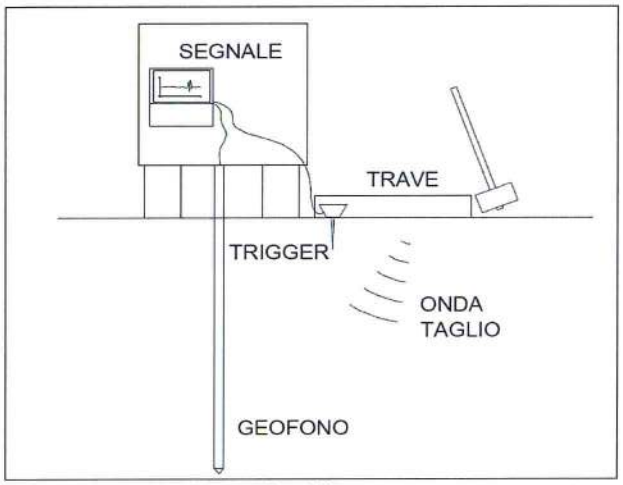


FIGURA 3.2 *– Rappresentazione grafica della prova penetrometrica con piezocono sismico*

PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PUNTA ELETTRICA
PROVA DOWN HOLE SCPTU

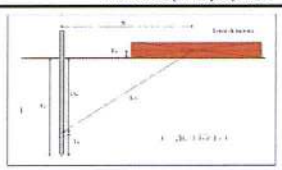
RIF. PROVA:	CPTU n°:
U43-12	SCPTU1

COMMITTENTE: Aldo Malano
CANTIERE: via della Zappa Pontegradella (Fe)
DATA: 11/16/2012

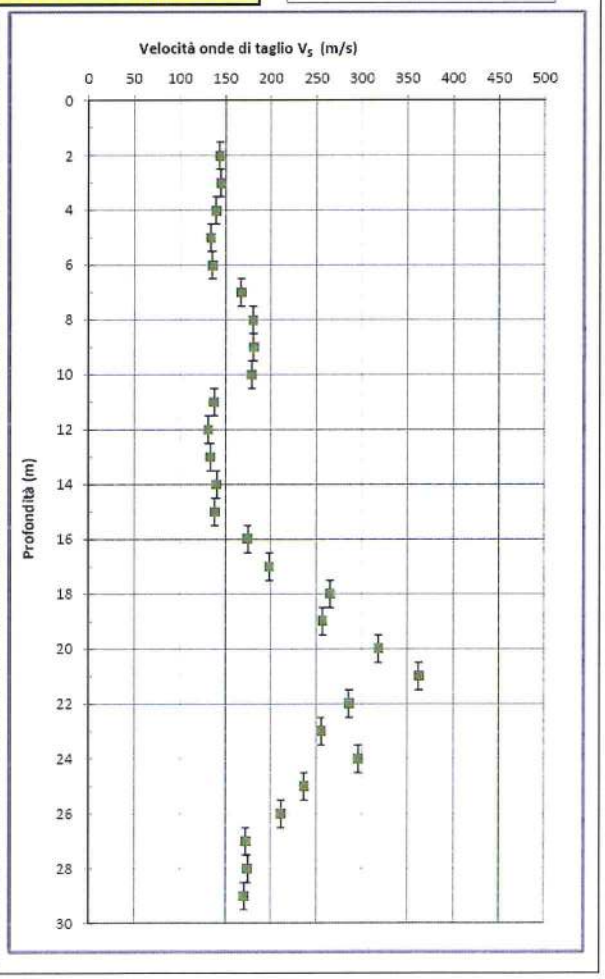
PROFONDITA' MASSIMA DELLA PROVA (m da p.c.): 30.00
PROFONDITA' FALDA (m da p.c.): 2.10
PREFORO (m da p.c.): 0.00

Peso mazza battente:	5Kg
Ricevitore Down Hole:	G1-cpl2IN
Equipaggiamento di registrazione:	D1-SISMI USB
Distanza centro sorgente-verticale X:	3.6 m
Distanza punta-accelerometro Y_2:	0.2 m

Vs_{30}= 180 m/sec Categoria suolo di fondazione = C



Profondità punta elettrica Y_1 (m)	Tempo di arrivo onda S (millisecondi)	Velocità onde S dello strato (m/sec)
0		
1		
2	22.535	143
3	28.57	145
4	31.232	139
5	36.724	134
6	42.904	135
7	49.313	167
8	54.564	180
9	59.78	181
10	64.941	179
11	70.225	137
12	77.183	131
13	84.495	133
14	91.735	140
15	98.652	138
16	105.694	174
17	111.295	198
18	116.236	265
19	119.936	257
20	123.763	318
21	126.856	363
22	129.676	266
23	133.026	255
24	136.696	296
25	140.236	236
26	144.426	211
27	149.115	172
28	154.674	174
29	160.5648	170
30	166.393	



La Vs30 rilevata con la SCPTU2 è pari a **181 m/s**.

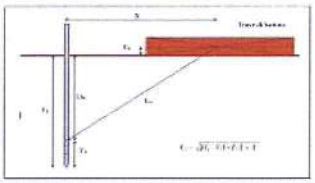
PROVA PENETROMETRICA STATICA CON PUNTA ELETTRICA
PROVA DOWN HOLE SCPTU

RIF. PROVA:	CPTU n°:
U43-12	SCPTU2

COMMITTENTE: Aldo Malano
CANTIERE: via della Zappa Pontegradella (Fe)
DATA: 11/16/2012

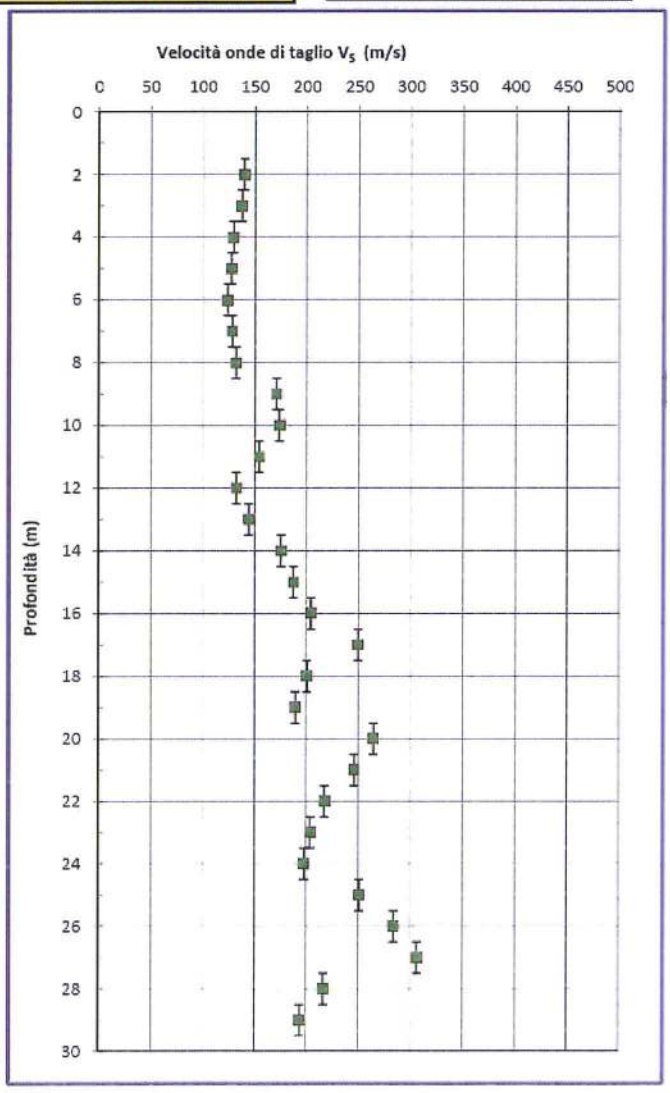
PROFONDITA' MASSIMA DELLA PROVA (m da p.c.): 30.00
PROFONDITA' FALDA (m da p.c.): 2.10
PREFORO (m da p.c.): 0.00

Peso mazza battente:	5Kg
Ricevitore Down Hole:	G1-cpl2IN
Equipaggiamento di registrazione:	D1-SISMI USB
Distanza centro sorgente-verticale X:	2.1 m
Distanza punta-accelerometro Y_2:	0.2 m



Vs_{30}= 181 m/sec Categoria suolo di fondazione = C

Profondità punta elettrica Y_1 (m)	Tempo di arrivo onda S (millisecondi)	Velocità onde S dello strato (m/sec)
0		
1		
2	11.805	139
3	17.563	137
4	23.205	129
5	30.148	127
6	37.454	124
7	45.123	128
8	52.637	132
9	59.995	171
10	65.71	174
11	71.356	184
12	77.732	132
13	85.195	144
14	92.359	175
15	97.705	187
16	103.003	204
17	107.863	249
18	111.844	200
19	116.603	169
20	122.053	264
21	126.826	246
22	129.676	217
23	134.456	264
24	139.344	158
25	144.386	251
26	148.361	264
27	151.569	305
28	155.123	216
29	159.736	193
30	164.691	



Azioni simiche "Delibera Assemblea Legislativa n°112/2007 della Regione Emilia Romagna"

L'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" fornisce i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g (a_{refg}) per ogni comune della regione Emilia Romagna.

Per il comune di Ferrara vengono previste **accelerazioni massime di 0.132g**.

Nel medesimo atto viene specificato che in ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti (**PIANURA 2**), come nel caso in esame, per suoli caratterizzati da valori di Vs_{30} fino a 300 m/s si dovrà adottare un fattore di **amplificazione sismica F.A.=1,50** per cui l'accelerazione diventerà Amax=**0,198**.

Vs30 = 180/181 m/s F.A.=1,5

Accelerazione di progetto = 0,198 g

In ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie (di spessore anche decine di metri), con substrato profondo (≥ 100 m da p.c.) (PIANURA 2) si devono usare le seguenti tabelle.

F.A. P.G.A.

Vs_{30}	200	250	300	350	400	450	500	600	700	800
F.A.	1.5	1.5	1.5	1.4	1.4	1.4	1.3	1.1	1.0	1.0

In **FIGURA 4.4** è riportato lo spettro di risposta secondo l'atto di indirizzo 112/2007.

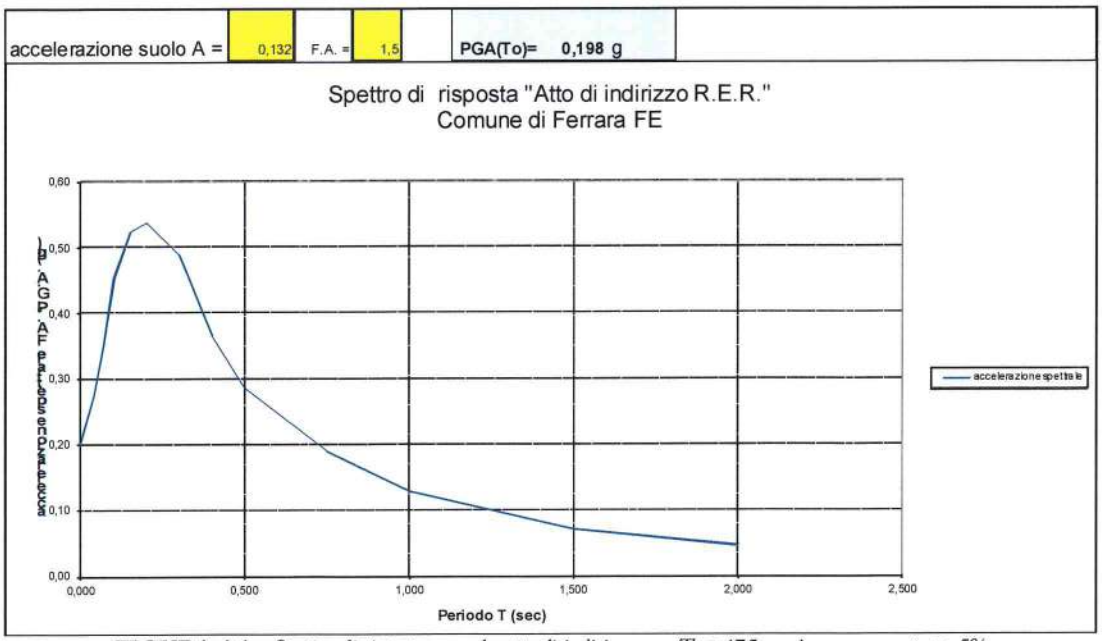


***FIGURA 4.4** – Spettro di risposta secondo atto di indirizzo con T_R=475 anni, smorzamento = 5%.*

Magnitudo di progetto Magnitudo di progetto

La zonizzazione sismica ZS9 pone come magnitudo attesa massima nella zona sismogenetica 912 il valore di M = 6,14. Nei tempi storici erano stati stimati eventi con magnitudo di 5,6.

Durante gli eventi del maggio 2012 si sono liberate energie sismiche sulla dorsale ferrarese con magnitudo di 5,9 (che è stato stimato da Picotti, 2013, come evento con T_R di 1000 anni).

Conservativamente lo scrivente adotterà per le analisi della liquefazione delle sabbie la magnitudo di 6,14.

Magnitudo di progetto
M ≤ 6,14 Mw

Nella **FIGURA 3.6** sono riportati i sismi che hanno colpito la provincia di Ferrara in tempi storici relativamente recenti.

Comune	Lat.	Lon.	Imax	Mw
ARGENTA	44.61459	11.83658	9	6,1
ARGENTA	44.61459	11.83658	9	6,1
BONDENO	44.88857	11.41666	8	5,6
CENTO	44.72685	11.28937	7	5,2
CODIGORO	44.83096	12.10568	<= 6	4,8
COMACCHIO	**44.69444**	**12.18290**	**7**	**5,2**
COPPARO	44.89391	11.82986	8	5,6
FERRARA	44.83559	11.61842	8	5,6
FORMIGNANA	44.84187	11.85894	8	5,6
JOLANDA DI SAVOIA	44.88518	11.97726	7	5,2
LAGOSANTO	44.76249	12.13965	7	5,2
MASI TORELLO	44.79369	11.79704	8	5,6
MASSA FISCAGLIA	44.80818	12.01334	7	5,2
MESOLA	44.92060	12.23033	<= 6	4,8
MIGLIARINO	44.77058	11.93149	8	5,6
MIRABELLO	44.82534	11.46031	8	5,6
OSTELLATO	44.74516	11.94085	8	5,6
POGGIO RENATICO	44.76571	11.48392	8	5,6
PORTOMAGGIOR	44.69759	11.80509	8	5,6
RO	44.94634	11.76146	8	5,6
SANT'AGOSTINO	44.79258	11.38519	8	5,6
VIGARANO MAINARDA	44.84191	11.49759	8	5,6
VOGHIERA	44.75737	11.75011	8	5,6
TRESIGALLO	44.81771	11.89393	8	5,6
GORO	44.85334	12.30076	<= 6	4.8
MIGLIARO	44.79835	11.97311	7	5.2
Mw=0,430Imax+2.182				

FIGURA 3.6 *- sismi che hanno colpito la provincia di Ferrara in tempi storici relativamente recenti*

3.2. VERIFICA DELLA RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE DELLE SABBIE

L'obiettivo della riduzione del rischio sismico passa anche per l'analisi delle componenti territoriali che possono innescare fenomeni negativamente impattanti con le strutture antropiche e la loro sicurezza. Vale comunque la pena evidenziare che laddove sono presenti i caratteri predisponenti, non è detto che si possano realizzare le condizioni di cause scatenanti; ovvero un terreno sabbioso può avere tutti i requisiti granulometrici e di addensamento per liquefarsi, ma nell'area non si verificherà un sisma con energia sufficiente ad indurre liquefazione.

In particolare vengono ritenuti motivi di esclusione dalla verifica a liquefazione, la verifica di almeno una di queste circostanze:

1. Eventi sismici attesi di magnitudo di momento Mw inferiore a 6 e durata inferiore a 15 sec. ("La Liquefazione del terreno in condizioni sismiche" – Crespellani, Nardi, Simoncini – Zanichelli 1988).
2. Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni *free-field* minori di 0,1g;

3. Accelerazioni massime al piano campagna in condizioni *free-field* minori di 0,15g e terreni con caratteristiche ricadenti in una delle tre seguenti categorie:
   - -frazione di fine, FC, superiore al 20%, con indice di plasticità PI>10;
   - FC ≥ 35% e resistenza $(N_1)_{60}>20$;
   - FC ≤ 5% e resistenza $(N_1)_{60}>25$

   Dove $(N_1)_{60}$ è il valore normalizzato della resistenza penetrometrica della prova SPT.
4. Distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella **FIGURA 3.7** da distinguere i materiali in funzione del coefficiente di uniformità $U_c<3,5$ o $U_c>3,5$.
5. Profondità media stagionale della falda superiore ai 15m dal piano campagna.
6. Copertura di strati superficiali non liquefacibili con spessore maggiore di 3m, oppure con spessore maggiore di 5m per magnitudo maggiori di M>7.
7. Un ulteriore motivo di esclusione dalla verifica di liquefazione è dato dal valore della **densità relativa** Dr del deposito. Gibbs ha eseguito diversi studi su risultati di vari autori stabilendo che una densità relativa pari a 70% è valore limite tra terreni liquefacibili e non liquefacibili (*Manuale di geotecnica per l'ingegneria civile*" di Nunziante Marino, Maggioli Editore, 2006), di conseguenza tutti i terreni con Dr > 70% vengono automaticamente esclusi dalla verifica alla liquefazione.

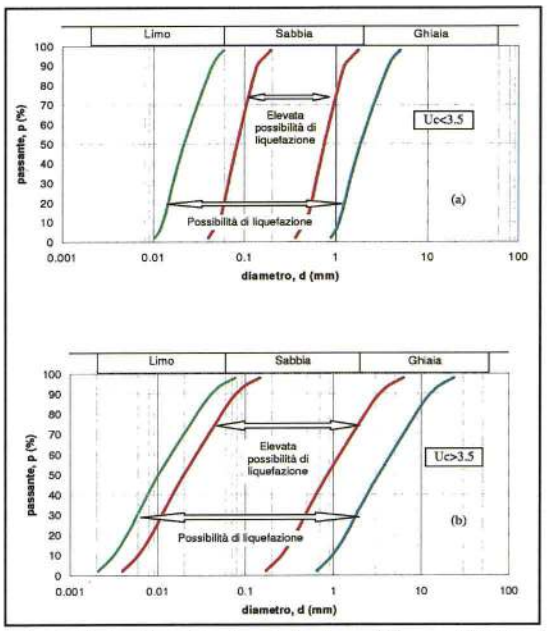


FIGURA 3.7 *- fasce granulometriche per la valutazione preliminare della suscettibilità alla liquefazione di un terreno*

Il D.M. 14/01/2008 ha riassunto in questi 5 punti i casi in cui non è prevista liquefazione:

> ***7.11.3.4.2 Esclusione della verifica a liquefazione***
>
> La verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:
>
> 1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
> 2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di 0.1g;
> 3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
> 4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
> 5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nella Figura 7.11.1(a) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ ed in Figura 7.11.1(b) nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

Per la verifica della liquefazione delle sabbie è stato utilizzato un software di calcolo che analizzando ogni strato individuato dalle prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTU1 e CPTU2 *rif. U43-13* ne verifica la potenzialità di liquefazione.

Per questo calcolo si è considerata una magnitudo di 6,14 e un'accelerazione di progetto *di 0,20g*

Utilizzando i dati di input visualizzati in **FIGURA 3.6**, se ne deduce che nell'area di studio il fenomeno della liquefazione è un effetto di sito atteso.

Dott. Geol. Thomas Veronese
via Roma 10 - 44021 Codigoro FE
tel/fax: 0533713798
mail: thomas.veronese@tin.it

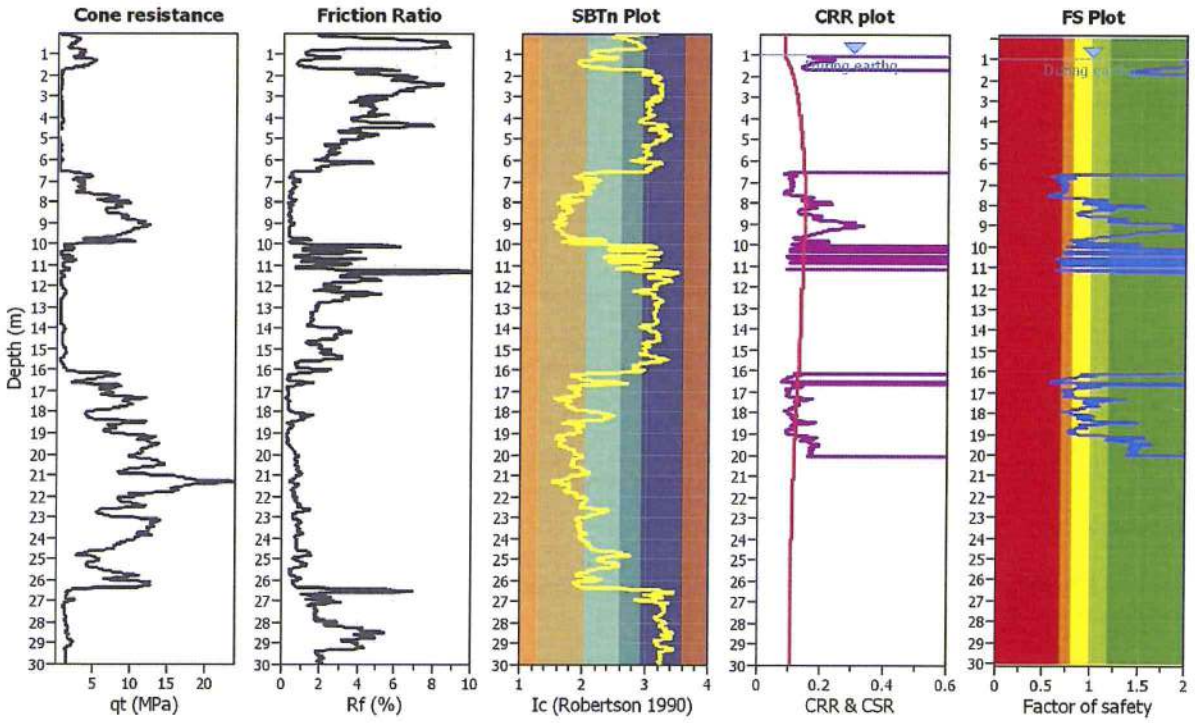
LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : PUA Pontegradella **Location : Pontegradella**

CPT file : rif.U 43-12 CPTU1 POC Ferrara

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes		



Dott. Geol. Thomas Veronese
via Roma 10 - 44021 Codigoro FE
tel/fax: 0533713798
mail: thomas.veronese@tin.it

LIQUEFACTION ANALYSIS REPORT

Project title : PUA Pontegradella **Location : Pontegradella**

CPT file : rif.U 43-12 CPTU2 POC Ferrara

Input parameters and analysis data

Analysis method:	NCEER (1998)	G.W.T. (in-situ):	1.00 m	Use fill:	No	Clay like behavior applied:	Sands only
Fines correction method:	NCEER (1998)	G.W.T. (earthq.):	1.00 m	Fill height:	N/A	Limit depth applied:	Yes
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	3	Fill weight:	N/A	Limit depth:	20.00 m
Earthquake magnitude M_w:	6.14	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	No	MSF method:	Method based
Peak ground acceleration:	0.20	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	Yes		

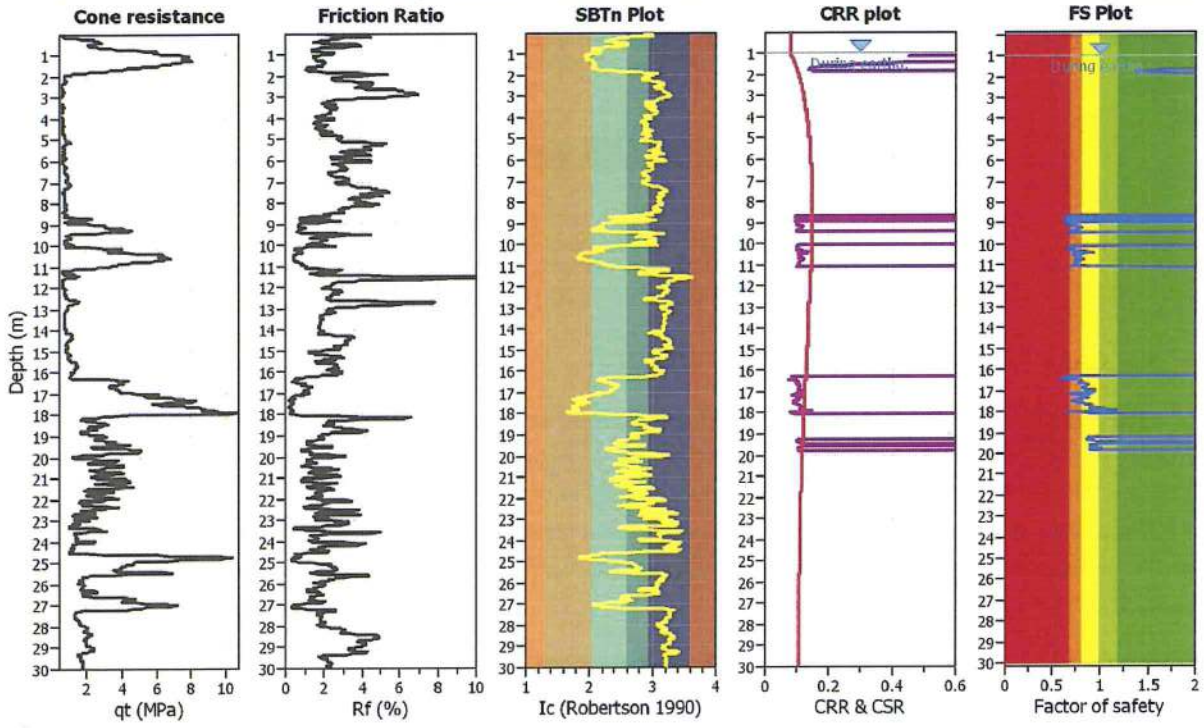


***FIGURA 3.6**: Dati input e metodi di calcolo adottati.*

Dei calcoli effettuati si riporta solo la sintesi dei risultati finali.

Inoltre è stato verificato l'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:

$$F = 1 - F_L \text{ se } F_L \leq 1.0$$

$$F = 0 \text{ se } F_L > 1.0$$

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

Con il software si calcola, per la CPTU1 e per la CPTU2, i primi -20,00 m da p.c. il valore del potenziale di liquefazione per tutti gli strati incoerenti (Metodo Iwasaki).

In base alla **Tabella 3.3** e **3.4** si può affermare che i terreni hanno un moderato potenziale di liquefazione.

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

***Tabella 3.3** – Classificazione indice potenziale liquefazione (Sonmez, 2003)*

CPTU	Potenziale Liquefazione I_{PL}
CPTU1	*3,66*
CPTU2	*2,63*

***Tabella 3.4** – Potenziale liquefazione*

3.4. CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI

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 prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTU1 e CPTU2 con *rif. U43-12* spinte fino alla profondità di -30,00 m da p.c..

Dalle elaborazioni informatiche, si ricava che con una Magnitudo di 6,14, alcuni dei livelli hanno il fattore di resistenza alla liquefazione inferiore a 1,00 (EC-8), determinando cedimenti post sismici riportati in **Tabella 3.5**.

CPTU	Cedimenti postsismici (cm) Mw=6,14 PGA= 0,20
CPTU1	*14,92*
CPTU2	*12,20*

***Tabella 3.5** – Cedimenti post-sismici*

Tali entità di cedimenti postsismici sembrano di entità sovrastimata. Durante gli eventi del maggio 2012 non vi è stata evidenza di cedimenti postsismici di tale entità.
Si ricordi poi che i più recenti studi sulla liquefazione (Ozocak e Sert – 2010) pongono la profondità critica per la liquefazione, i 10m dal p.c. e non i 20m, come fino ad ora disposto dall'Atto di indirizzo 112/2007.

3.5 CALCOLO CEDIMENTI POSTSISMICI NEI TERRENI COESIVI SOFFICI

Per l'Atto di Indirizzo nr.112/2007, nei depositi coesivi molto soffici (cu ≤ 70kPa) e plastici (Ip ≥ 30%) in cui si prevede un incremento delle pressioni interstiziali $\frac{\Delta u}{\sigma'_0} \geq 0.3$ durante il terremoto di riferimento deve essere stimato il cedimento di riconsolidazione conseguente alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulatesi durante il terremoto.

Tale rapporto può essere valutato dal grafico riportato in **FIGURA 3.7** in funzione della deformazione indotta dal terremoto di progetto negli strati di terreno.

Tale deformazione è valutabile utilizzando la seguente espressione:

deformazione (%) $$\gamma_{max} = 0.65 \cdot a_{g,rif} \cdot S \cdot \sigma_{v0} \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$ eq. (3.1)

Il significato dei termini che compaiono nella *eq. 3.1* è:

$a_{g\,rif}$= accelerazione di riferimento (NTC 2008)

S= fattore di amplificazione funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio Vs e dunque della stratigrafia dei terreni (NTC 2008);

σ_{vo}= carico litostatico in termini di tensioni totali;

rd= 1-0,00765z (Youd, et al., 2001) per z ≤ 9,15m;

G= valore ridotto di Go funzione dell'accelerazione a_{max};

Go= modulo di taglio alle piccole deformazioni.

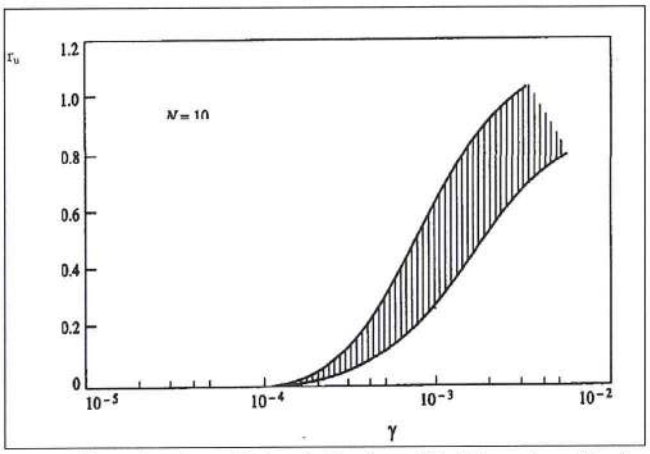
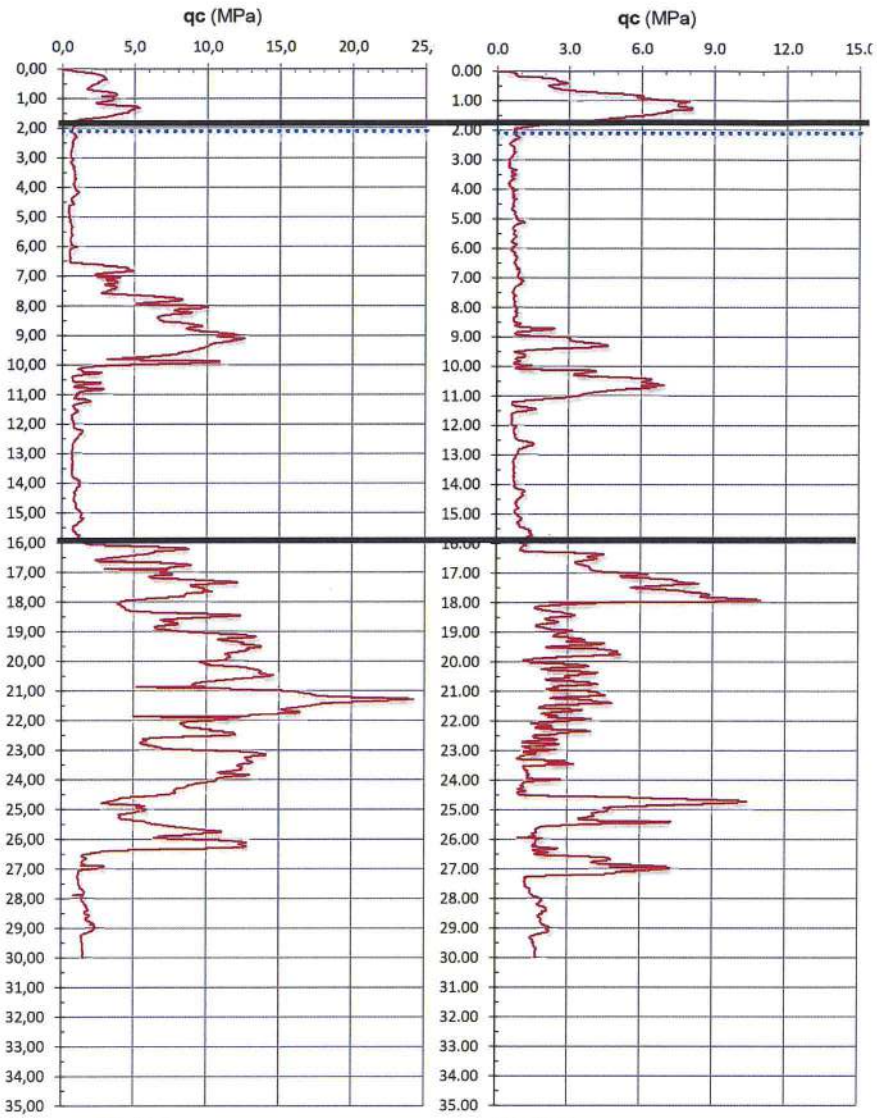


FIGURA 3.7: *Valore del rapporto di pressione interstiziale ru in funzione della deformazione di taglio massima indotta dal terremoto*

Per il calcolo dei cedimenti post-sismici per terreni coesivi soffici, si è fatto ricorso a dati bibliografici rinvenibili dalle CPTu realizzate per caratterizzare lo strato di argille moderatamente consistenti rilevate. per il calcolo si fa riferimento a scopo cautelativo alla CPTU2 dove lo spessore di argille è più potente.



CPTU1 CPTU2

Dott. Geol. Thomas Veronese

Identificativo	U43-13
Emissione	feb-14
Pagina	1 di 2

PROVA PENETROMETRICA STATICA

PARAMETRI GEOTECNICI

-Committente **Studio Malano**
-Cantiere **PUA Pontegradella**
-Quota p.c. **3,50** m s.l.m.
-Livello di falda **2,10** m da p.c.

-Prova n° **CPTU2**
-Data prova **16/11/2013**
-Prof. preforo **0,00** m
-Prof. finale **30,00** m

							MATERIALI COESIVI						MATERIALI GRANULARI						
DA	A	qcm	fsm	deltaU	litol.	Peso Vol.	Cu (qc)	OCR (qc)	OCR (U)	M_0	Eu50	CR	Dr	FI'_{DM}	FI'Schm.			E'25	M_0
m	m	MPa	MPa	MPa	(-)	kN/m3	KPa	(-)	(-)	MPa	MPa	(-)	(%)	(°)	(°)			MPa	MPa
0,0	2,0	4,11	0,08	0,00	A	18,15	100	18	-	5,59	17,48	0,06	-	-	-	-	-	-	-
2,0	8,6	0,71	0,02	0,17	A.T	20,00	36	4	5	3,14	14,9	0,19	-	-	-	-	-	-	-
8,6	11,5	2,70	0,03	0,09	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	29	30	30	33	36	39	8,48	13,57
11,5	16,3	0,90	0,03	0,38	AL	20,00	42	2	3	3,68	22,82	0,31	-	-	-	-	-	-	-
16,3	18,0	5,98	0,03	-0,02	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	33	31	32	35	38	41	14,94	23,85
18,0	24,5	2,46	0,05	0,29	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	26	27	31	34	38	6,90	11,05
24,5	27,2	3,98	0,05	0,13	LS	20,00	108	3	4	6,90	49,19	0,26	21	27	29	32	35	38	10,43	16,68
27,2	30,0	1,72	0,06	0,54	AL	20,00	77	2	3	5,36	43,3	0,32	-	-	-	-	-	-	-	-

Questi 2 strati immersi in falda presentano valori di coesione media rispettivamente pari a 36 kPa e 42 kPa per cui inferiori al valore di riferimento normativo (Cu ≤ 70kPa); supponendo di avere un indice di plasticità Ip superiore al 30% (valore di riferimento normativo) in via del tutto conservativa si procede al calcolo dei cedimenti post-sismici nei terreni coesivi soffici.

Pertanto, una volta soddisfatte le condizioni iniziali di calcolo (IP ≥ 30 e Cu ≤ 70 kPa), si necessita verificare che il valore di r_u sia maggiore o minore di 0,3.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per i terreni coesivi è stato determinato interpolando il valore di resistenza alla punta media dei 2 strati coesivi (strato 1 - 710 kPa e strato 2- 900 kPa) ed il valore di PGA (0,132g x 1,50 = 0,198g), per cui il rapporto G/G_0 è pari a 0,50 (**FIGURA 3.11**).

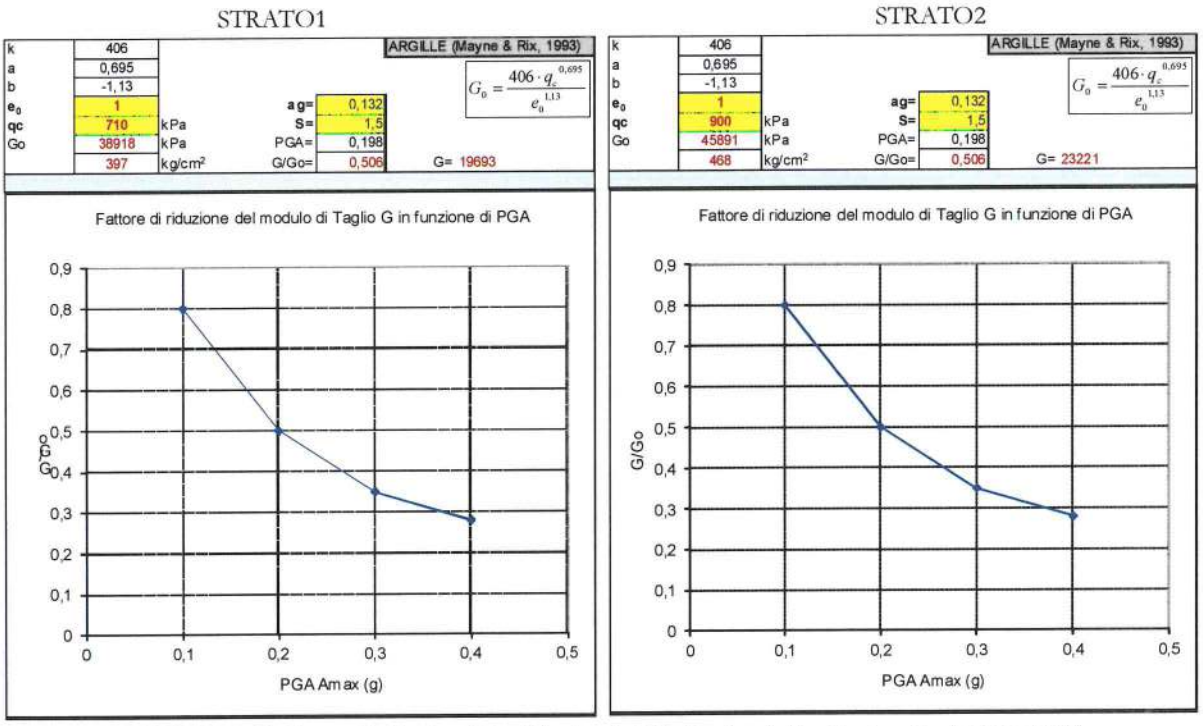
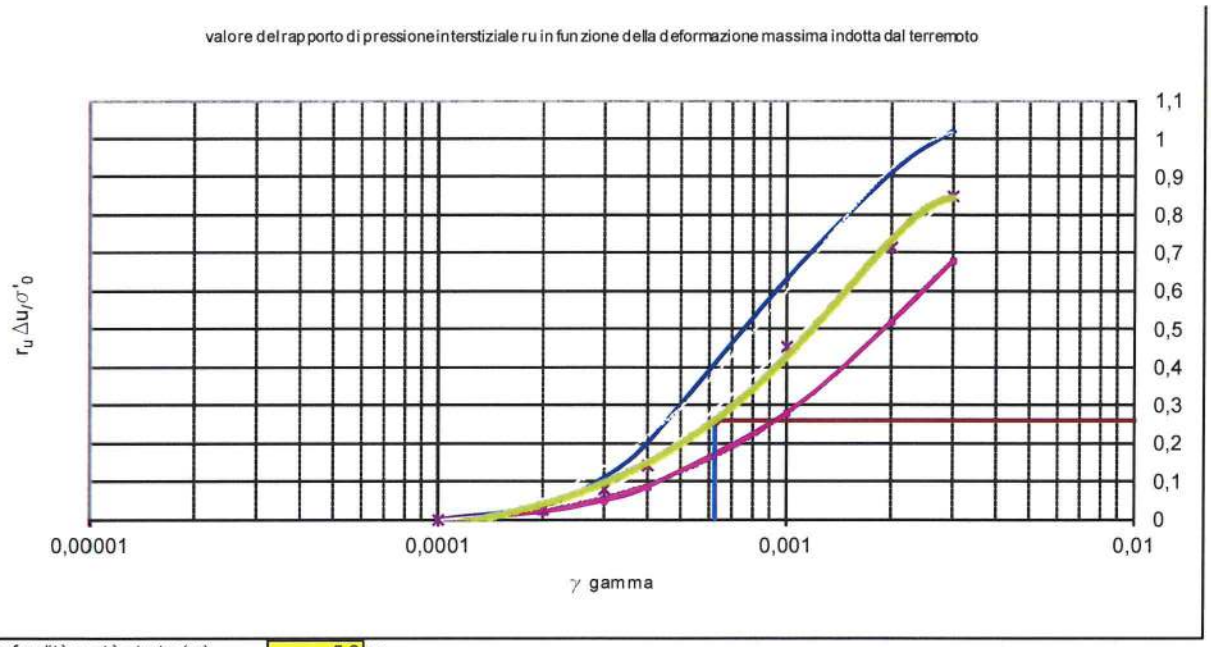


FIGURA 3.11 *- Fattore di riduzione del modulo di taglio G in funzione dell'accelerazione ($a_{g,rif}$) (AGI, 2005)*

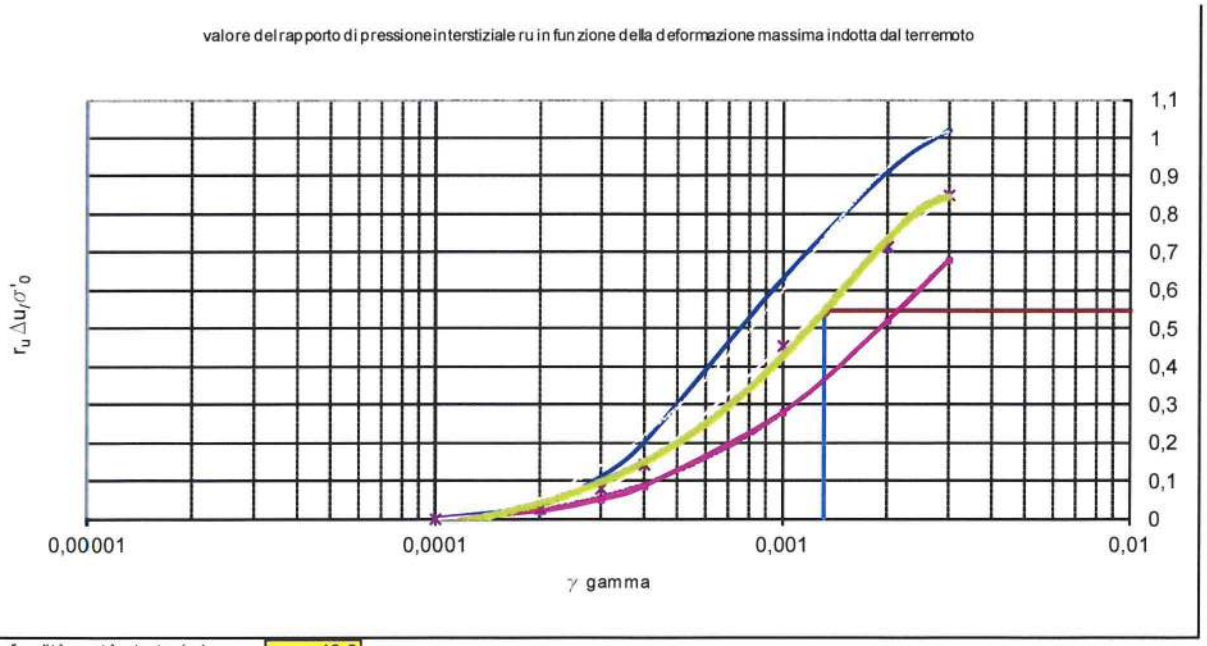
Il modulo di taglio alle basse deformazioni Go si ottiene con le correlazione da Rp e indice dei vuoti proposta da Mayne e Rix (1993). L'indice dei vuoti e_o è stato estrapolato attraverso edometrie di prove bibliografiche eseguite sulla medesima unità geologica a Pontegradella.

In **FIGURA 3.12** si ricava il valore finale del rapporto di pressione interstiziale r_u per i due strati analizzati.



Profondità metà strato (m):	5,3	m
carico litostatico efficace σ'_0	66,7	kPa
profondità falda da p.c. (m)	2	m
carico litostatico totale σ_0	99,7	kPa

	arif a/g	S	sigma vo kPa	Go kPa	G/Go	G kPa	rd	gamma max %	r_u medio $\Delta u/\sigma'_0$	r_u minimo $\Delta u/\sigma'_0$	r_u massimo $\Delta u/\sigma'_0$
Strato 1	0,132	1,5	99,7	38918,01	0,506	19693	0,959455	0,0006252	0,261	0,164	0,373



Profondità metà strato (m):	13,9	m
carico litostatico efficace σ'_0	147	kPa
profondità falda da p.c. (m)	2	m
carico litostatico totale σ_0	266	kPa

	arif a/g	S	sigma vo kPa	Go kPa	G/Go	G kPa	rd	gamma max %	r_u medio $\Delta u/\sigma'_0$	r_u minimo $\Delta u/\sigma'_0$	r_u massimo $\Delta u/\sigma'_0$
Strato 2	0,132	1,5	266	45890,69	0,506	23221	0,893665	0,0013175	0,545	0,362	0,666

FIGURA 3.12 – *Valori di r_u per i 2 strati*

Come si può notare, il rapporto di pressione interstiziale medio supera 0,3 solo per il secondo strato, per cui si valuta solo questo nella stima dei cedimenti.:

strato 2 $r_u = \Delta u / \sigma'_{v0} = 0{,}54$

in base alle condizioni descritte dall'Atto di indirizzo n°112/2007, occorre procedere al calcolo del cedimento post sismico nel solo secondo strato di terreno coesivo.

Per il calcolo del cedimento post-sismico si ricorre all'equazione 3.4:

$$\Delta H = H \cdot \frac{\alpha \cdot Cr}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{1}{1-\frac{\Delta u}{\sigma'_0}}\right) \qquad \text{eq. 3.4}$$

Sostituendo con i seguenti valori:

Strato 2

H = 4,80 m

α = 1,25 (valore compreso tra 1 e 1,5)

e_0 = 1,00

$(\Delta u/\sigma'_0)$ = 0,54 (**FIGURA 3.12**)

Sulla base di dati bibliografici si ricava il coefficiente di compressibilità del terreno Cc, da cui poi si ricava il Cr:

Cc=0,15 Cr = 0,225 x 0,15 = 0,033 (**FIGURA 3.13**)

Sostituendo, si ricava che il cedimento totale della curva media, dato dalla somma dei due strati è:

ΔH= 3,38 cm

CEDIMENTO POST-SISMICO IN TERRENI COESIVI SOFFICI CON Cu<70kPa e IP>30%

$$\Delta H = H \cdot \frac{\alpha \cdot Cr}{1+e_0} \cdot \log\left(\frac{1}{1-\frac{\Delta u}{\sigma'_0}}\right)$$

Strato 2

Spessore strato H =		480	cm		
Cc=		0,15			
Cr=		0,0330			
e_0=		1			
Calcolo del cedimento post-sismico nei terreni coesivi soffici					
minimo	ΔH=	**1,93 cm**		rapporto r_u=	0,362
medio	ΔH=	**3,38 cm**		rapporto r_u=	0,545
massimo	ΔH=	**4,71 cm**		rapporto r_u=	0,666

4. MODELLAZIONE GEOTECNICA SULLE INDAGINI

Uno dei motivi di pericolosità geologica del territorio, deriva in questi luoghi, dall'interazione tra opere di fondazione e terreni compressibili, su cui le costruzioni in elevazione possono creare condizioni di instabilità del complesso opera-terreno. Si rende quindi necessario fare alcune valutazioni per verificare le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione, utilizzando in via indicativa, i dati derivabili dalle indagini specifiche eseguite per la modellazione geologica.

Sono dunque state considerate le due prove penetrometriche statiche con punta elettrica CPTU1 e CPTu2, spinte fino alla profondità di -30,00 m da p.c., *rifer. U43-13* effettuate sul lotto in oggetto.

In **FIGURA 4.1** viene riportata una pianta generale con l'ubicazione delle prove penetrometriche eseguite.

FIGURA 4.1 *– Pianta generale con stato di fatto e di progetto e ubicazione prava*

Negli Allegati sono inserite, per le CPT eseguite, le seguenti schede: a) diagrammi di resistenza, b) valutazioni litologiche, c) tabelle parametri geotecnici.

4.1. ACQUISIZIONE DATI CON PROVE PENETROMETRICHE STATICHE

L'esecuzione della prova penetrometrica è avvenuta con un Penetrometro Statico con punta elettrica con piezocono.

Si allegano i *diagrammi delle resistenze* dal cui confronto si possono evincere le differenze di comportamento dei terreni nei vari strati incontrati; le *interpretazioni litologiche*, in base alle valutazioni stratigrafiche fornite da Douglas-Olsen (1981), Robertson-Campanella (1983) e Olsen-Farr (1986). Le caratteristiche geotecniche dei terreni ricavate dai risultati della penetrometria statica sono riportate in tabella *parametri geotecnici*. Nelle tabelle viene fatta distinzione fra i terreni di natura coesiva e quelli di natura granulare.

Per i terreni di natura coesiva vengono riportati, i valori di resistenza all'infissione della punta del penetrometro qc (Mpa), la resistenza laterale Fs (MPa), il peso di volume γ' (kN/m³), la coesione non drenata Cu (kPa), il grado di sovraconsolidazione OCR, dei moduli di deformazione non drenati Eu50 (MPa) corrispondenti rispettivamente ad un grado di mobilitazione dello sforzo deviatorico pari al 50 e 25 %, del modulo di deformazione edometrico Mo (Mpa). Per i terreni di natura granulare vengono riportati, i valori di resistenza all'infissione della punta del penetrometro qc (MPa), la resistenza laterale Fs (MPa), la densità relativa Dr (%), dell'angolo di attrito interno efficace ϕ' (°), i moduli di deformazione drenati E'25 (MPa) e del modulo di deformazione edometrico Mo (MPa).

Nella **Tabella 4.1** si riportano i parametri geotecnici medi per strati pseudomogenei rilevati con la prova penetrometrica statica CPTU1 con *rif. U43-13*:

Dott. Geol. Thomas Veronese

Identificativo	U43-13
Emissione	feb-14
Pagina	1 di 2

PROVA PENETROMETRICA STATICA

PARAMETRI GEOTECNICI

-Committente	**Studio Malano**	-Prova n°	**CPTU1**
-Cantiere	**PUA Pontegradella**	-Data prova	**16/11/2013**
-Quota p.c.	**3,50** m s.l.m.	-Prof. preforo	**0,00** m
-Livello di falda	**2,10** m da p.c.	-Prof. finale	**30,00** m

							MATERIALI COESIVI						MATERIALI GRANULARI							
DA	A	qcm	fsm	deltaU	litol.	Peso Vol.	Cu (qc)	OCR (qc)	OCR (U)	M_0	Eu50	CR	Dr	Fl'_{DM}	Fl'Schm.				E'25	M_0
m	m	MPa	MPa	MPa	(-)	kN/m3	KPa	(-)	(-)	MPa	MPa	(-)	(%)	(°)	(°)				MPa	MPa
0,0	1,8	2,80	0,08	0,00	A	18,15	122	19	-	6,49	20,85	0,06	-	-	-	-	-	-	-	-
1,8	6,5	0,66	0,03	0,12	A,T	20,00	35	4	6	2,80	11,73	0,20	-	-	-	-	-	-	-	-
6,5	10,0	6,79	0,03	0,05	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	51	34	35	37	40	42	17,26	27,25
10,0	11,3	1,47	0,03	0,16	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	27	27	30	34	37	4,63	7,41
11,3	16,0	0,93	0,03	0,34	AL	20,00	44	2	3	3,77	23,42	0,31	-	-	-	-	-	-	-	-
16,0	26,6	9,36	0,07	0,04	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	46	32	34	37	39	42	23,81	35,38
26,6	30,0	1,59	0,05	0,36	AL	20,00	70	1	4	5,07	40,32	0,36	-	-	-	-	-	-	-	-

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

Dott. Geol. Thomas Veronese

Identificativo	U43-13
Emissione	feb-14
Pagina	1 di 2

PROVA PENETROMETRICA STATICA

PARAMETRI GEOTECNICI

-Committente **Studio Malano** -Prova n° **CPTU2**

-Cantiere **PUA Pontegradella** -Data prova **16/11/2013**

-Quota p.c. **3,50** m s.l.m. -Prof. preforo **0,00** m

-Livello di falda **2,10** m da p.c. -Prof. finale **30,00** m

							MATERIALI COESIVI						MATERIALI GRANULARI							
DA	A	qcm	fsm	deltaU	litol.	Peso Vol.	Cu (qc)	OCR (qc)	OCR (U)	M_0	Eu50	CR	Dr	Fl'_{DM}	Fl'Schm.				E'25	M_0
m	m	MPa	MPa	MPa	(-)	kN/m3	KPa	(-)	(-)	MPa	MPa	(-)	(%)	(°)	(°)				MPa	MPa
0,0	2,0	4,11	0,08	0,00	A	18,15	100	18	-	5,59	17,48	0,06	-	-	-	-	-	-	-	-
2,0	8,6	0,71	0,02	0,17	A,T	20,00	36	4	5	3,14	14,9	0,19	-	-	-	-	-	-	-	-
8,6	11,5	2,70	0,03	0,09	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	29	30	30	33	36	39	8,48	13,57
11,5	16,3	0,90	0,03	0,38	AL	20,00	42	2	3	3,68	22,82	0,31	-	-	-	-	-	-	-	-
16,3	18,0	5,98	0,03	-0,02	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	33	31	32	35	38	41	14,94	23,85
18,0	24,5	2,46	0,05	0,29	SL	19,00	-	-	-	-	-	-	<20	26	27	31	34	38	6,90	11,05
24,5	27,2	3,98	0,05	0,13	LS	20,00	108	3	4	6,90	49,19	0,26	21	27	29	32	35	38	10,43	16,68
27,2	30,0	1,72	0,06	0,54	AL	20,00	77	2	3	5,36	43,3	0,32	-	-	-	-	-	-	-	-

La superficie dlla falda freatica è stata rilevata in data 16/11/2013 all'interno dei fori delle prove penetrometriche statiche a -2,10 m da p.c..

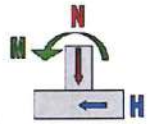
Tanto per avere qualche indicazione di massima sulla capacità portante di questi terreni si stima l'interazione tra fondazione e terreno nel caso di una trave rovescia larga 1,40m, profondità di posa a -0,80m e carico approssimativo tra permanente ed accidentale di circa 12 tonn/ml.

Si ricavano i seguenti valori di capacità portante in funzione delle combinazioni di riferimento.

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

CALCOLO DELLA CAPACITA' PORTANTE (HANSEN, 1970)

$$q_{ulr} = 5{,}14 \cdot c_u \cdot (1 + s' + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) \cdot z_c + \overline{q}$$



Dati del terreno	Φ=0°	
coesione non drenata cu=	5,00	t/m²
coesione non drenata cu corretta γ_M=	3,57	t/m²
profondità falda freatica da p.c. =	2,00	m
peso di volume sopra Df=	1,85	t/m³
γ x D_f =	1,48	t/m²
Dati della fondazione		
larghezza B =	1,40	m
lunghezza L =	12,00	m
profondità di posa Df =	0,80	m
k=D/B=	0,57	
carico normale permanente N=	110	tonn
carico normale accidentale N=	34	
carico orizzontale H=		tonn
momento M=		tonn/m
larghezza B'=	1,40	
lunghezza L'=	12,00	
angolo di inclinazione del piano di fondazione $\eta°$ =	0	°
angolo di inclinazione del pendio $\beta°$ =	0	°
Dati sull'azione sismica		
T=0 suolo cat. A Ag_{max}/g=	0,132	
Categoria di suolo =	C	
Ss=	1,5	
St=	1	
S=	1,5	
accelerazione massima attesa al sito=	**0,198**	g

Verifica della portata del complesso fondazione-terreno

s'_c fattore di forma =	0,023
d'_c fattore di profondità =	0,229
i'_c fattore di inclinazione del carico =	0,000
i'_c fattore di inclinazione del carico γ_M=	0,000
b'_c fattore di inclinazione del piano di fondazione =	0
g'c fattore di inclinazione del pendio =	0
z_c fattore correttivo per il sisma =	0,985
β coefficiente di riduzione di A_{max}/g =	0,24

q_{ult} = 33,16 t/m²

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan\varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_γ	1,0	1,0

Tabella 6.4.I *Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali.*

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante	γ_R = 1,0	γ_R = 1,8	γ_R = 2,3
Scorrimento	γ_R = 1,0	γ_R = 1,1	γ_R = 1,1

6.4.2.2 Verifiche agli stati limite di esercizio (SLE)

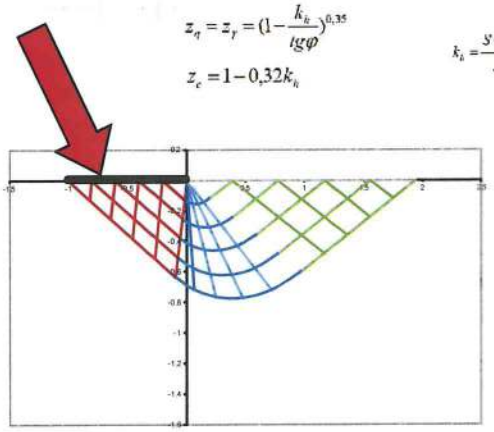
Si devono calcolare i valori degli spostamenti e delle distorsioni per verificarne la con i requisiti prestazionali della struttura in elevazione (§§ 2.2.2 e 2.6.2), nel rispetto del (6.2.7).

Analogamente, forma, dimensioni e rigidezza della struttura di fondazione devono c nel rispetto dei summenzionati requisiti prestazionali, tenendo presente che le verifi limite di esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli stati limite ultimi.

$0{,}1 < a_g(g) \le 0{,}2$	0,27	0,24
$a_g(g) \le 0{,}1$	0,20	0,20

$$z_q = z_\gamma = (1 - \frac{k_h}{tg\varphi})^{0,35} \qquad k_h = \frac{S \cdot a_g}{g}$$

$$z_c = 1 - 0{,}32 k_h$$



soluzione di Prandtl Nc=2+π=5,14

Approccio tradizionale F=3	**carico di sicurezza q.sic =**	**11,05 t/m²**	**Rd=**	**185,72**	**tonn**	**Ed= 144,00 tonn**	**VERIFICATO**
Approccio 1 combinazione A1+M1+R1							
γ_{cu}=1 γ_R=1	**capacità portante M1+R1=**	**33,16 t/m²**	**Rd=**	**557,17**	**tonn**	**Ed= 194 tonn**	**VERIFICATO**
combinazione A2+M2+R2							
γ_{cu}=1,4 γ_R=1,8	**capacità portante M2+R2=**	**13,40 t/m²**	**Rd=**	**225,04**	**tonn**	**Ed= 154,2 tonn**	**VERIFICATO**
Approccio 2 combinazione A1+M1+R3							
γ_{cu}=1 γ_R=2,3	**capacità portante M1+R3=**	**14,42 t/m²**	**Rd=**	**242,25**	**tonn**	**Ed= 194 tonn**	**VERIFICATO**

5. CONCLUSIONI

Generalmente la formazione dei terreni della zona di Ferrara è legata alla presenza di ambienti deposizionali fluviali dovuti al dosso storico del Fiume Po di Ferrara.

A ridosso e sopra i paleoalvei, prevalgono sedimenti di alta energia idrodinamica, caratterizzati da sabbie e limi. Nelle aree più distanti, prevalgono invece sedimenti di bassa energia idrodinamica, quali argille e argille limose. Per la validazione del modello geologico è stata eseguita in data 16 Novembre 2012 un indagine geognostica, consistente in due prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono CPTU1 e CPTU2 spinte fino a -30,00 m. Il sito allo studio ricade sul margine estreno del paleoalveo, come testimoniano le stratigrafie delle CPTU con sedimenti prevalentemente coesivi tipici di ambienti deposizionali di bassa energia idrodinamica fino a -14/-16 m da p.c. fatta esclusione per un banco sabbioso tra 6,00 e 10,0 m da p.c.

La superficie dlla falda freatica è stata rilevata in data 16/11/2013 all'interno dei fori delle prove penetrometriche statiche a -2,10 m da p.c..

Le acque meteoriche che precipitano all'interno dell'area che delimita il sito in esame vengono recapitate verso nord al canale Naviglio.

La prova penetrometrica è stata completata anche con il cono sismico per la lettura delle Vs.

La Vs30 rilevata con la SCPTU1 è pari a **180 m/s**, la Vs30 rilevata con la SCPTU1 è pari a **181 m/s**.

L'Atto di indirizzo e coordinamento tecnico ai sensi dell'art. 16, c. 1, della L.R. 20/2000 per "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica" fornisce i valori di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo, espressa in frazione dell'accelerazione di gravità g (a_{refg}) per ogni comune della regione Emilia Romagna.

Per il comune di Ferrara vengono previste **accelerazioni massime di 0,132g** e un fattore di **amplificazione sismica F.A.=1,50** per cui l'accelerazione diventerà Amax=**0,198**.

Dall'analisi della Risposta Sismica Locale riportata nel capitolo 6 di questa relazione, come allegato, si era ottenuta una accelerazione minore, quindi si sceglie, come prescritto quella maggiore.

Nell'ambito Pianura 2 tutti i valori di F.A. per i diversi intervalli di periodo sono riportati nella tabella seguente, stralciata dall'Atto di indirizzo 112/2007.