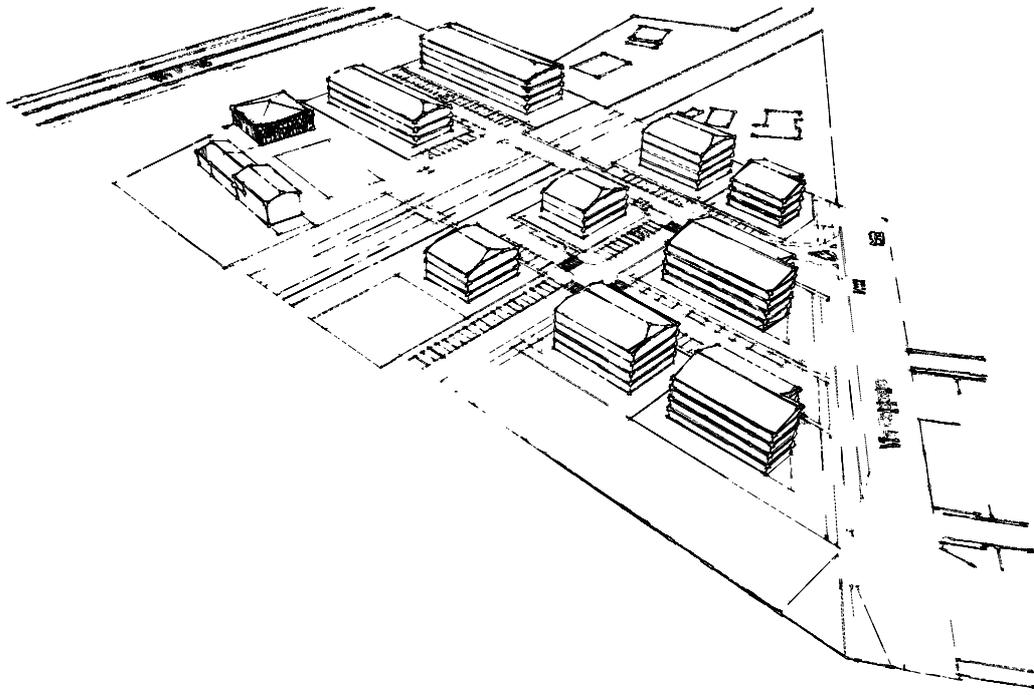


COMUNE DI FERRARA

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO PER NUOVI INSEDIAMENTI RESIDENZIALI COMPARTI 5ANS_01 e 5ANS_03 VIALE DAVIDE MARIA TUROLODO-VIA COPPARO



PROPRIETA':

OSTI LEILA

Via Assiderato, n° 14 - Ferrara

SARA COSTRUZIONI s.r.l.

Via Ferrarese, n° 3 - Bologna

ILTECNICO:

EDILGEO geologia sostenibile

Studio Tecnico Geologico Dr. Geol. MARILENA MARTINUCCI

Via Pontegradella, 11 - Ferrara

Cell. 335681543 - E.mail edilgeo.fe@email.it - marilena.martinucci@email.it

ELABORATO:

**RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA E GEOTECNICA
VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI
CON LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO**

SCALA:

DATA:

AGGIORNAMENTI:

14.06.2017

TAVOLA N°

28

COMUNE DI FERRARA
viale TUROLDO - via COPPARO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
PER NUOVI INSEDIAMENTI RESIDENZIALI
COMPARTI 5ANS_01 e 5ANS_03

RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA e GEOTECNICA
con
VALUTAZIONI DI VULNERABILITÀ E PERICOLOSITÀ
GEOLOGICA



Committente: OSTI LEILA via Assiderato n.14 Ferrara
SARA COSTRUZIONI s.r.l. via Ferrarese n.3 Bologna

Data: Ferrara, 4 aprile 2017

Rif. Rel. 01PUA/2017

EDILGEO *geologia sostenibile*

Studio Tecnico Geologico dr.geol.Marilena Martinucci
via Pontegradella 11- 44100 Ferrara tel 335681543
e.mail: edilgeo.fe@email.it marilena.martinucci@email.it

PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI FERRARA
VIALE TUROLDO - VIA COPPARO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO

RELAZIONE GEOLOGICA, SISMICA, GEOTECNICA

- 1. PREMESSA**
 - 1.1. Contenuti della Relazione Geologica
 - 1.2. Area di studio
- 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**
- 3. IL MODELLO GEOLOGICO**
 - 3.1. Assetto Strutturale
 - 3.2. Modello geomorfologico
 - 3.3. Nota Idrogeologica
 - 3.4. Quadro Sismico Locale
 - 3.4.1. Sismicità storica
 - 3.4.2. Classificazione sismica
 - 3.4.3. L'evento sismico del maggio 2012
 - 3.5. Risposta sismica Locale e effetto di sito
 - 3.5.1. Modello sismico del sottosuolo
 - 3.5.2. La microzonazione sismica di terzo livello del PSC
- 4. INDAGINI IN SITO**
 - 4.1. Indagine geognostica
 - 4.2. Indagine sismica
- 5. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO**
 - 5.1. Categoria di sottosuolo e parametri sismici e geotecnici
 - 5.1.1. Successione litologica
 - 5.1.2. Unità litotecniche
 - 5.1.3. Categoria di sottosuolo
 - 5.1.4. Parametri sismici
 - 5.2. Considerazioni Geotecniche Generali
 - 5.2.1. Pressione ammissibile per fondazione diretta
 - 5.3. Verifica di Stabilità ai Fenomeni di Liquefazione
- 6. CONSIDERAZIONI PER IL PIANO DELLE INFRASTRUTTURE**
 - 6.1. Strada
 - 6.2. Ponti sul canale Gramiccia
 - 6.3. Reti interrato
- 7. INVARIANZA IDRAULICA**
 - 7.1. Calcolo del bilancio idrologico
- 8. VINCOLI PAESAGGISTICI**

1. PREMESSA

1.1. *Contenuti della Relazione Geologica*

Il Piano Urbanistico Attuativo (PUA), quale strumento urbanistico di dettaglio per dare attuazione agli interventi di nuova urbanizzazione e riqualificazione come disposto dal POC, richiede una Relazione Geologica e Geotecnica. I contenuti dello Studio Geologico riguardano la visione della trasformazione temporale del territorio nei suoi componenti acqua, suolo e sottosuolo, delle interconnessioni fra risorse e attività antropica e quindi della valutazione delle pericolosità attive e passive.

Gli aspetti riguardanti quindi le opere di trasformazione dell'area e di progetto si riferiscono al rapporto con le acque superficiali nell'analisi della pericolosità da allagamento, nella caratterizzazione sismica della zona, nella valutazione di stabilità geotecnica, tenendo d'altro canto conto della salubrità e integrità della qualità delle acque superficiali e sotterranee, della qualità dell'aria, della qualità della vita in rapporto a tali parametri.

Per la progettazione di opere su grandi aree, fra le quali gli interventi per nuovi insediamenti civili ed industriali e la ristrutturazione di insediamenti esistenti, la normativa vigente prevede che prima della progettazione delle singole opere per le quali valgono le norme specifiche, sia verificata e documentata con relazione tecnica la fattibilità dal punto di vista geologico, sismico e geotecnico e, se necessario, individuati i limiti imposti al progetto dalle caratteristiche del sottosuolo.

La verifica di fattibilità geologica e geotecnica comprende l'accertamento delle modifiche che il sistema di opere in progetto può indurre nell'area e deve precisare se le condizioni locali impongono l'adozione di soluzioni e procedimenti costruttivi di particolare onerosità.

Per accertare la fattibilità dovranno pertanto essere definiti, secondo il D.M. 14 gennaio 2008, attraverso la Relazione geologica:

- i lineamenti geomorfologici e la loro tendenza evolutiva;
- i caratteri litostratigrafici e strutturali;
- la stabilità, anche in termini di subsidenza, compressibilità e consistenza dei terreni;
- il regime delle acque superficiali, lo schema idrogeologico e le caratteristiche delle falde idriche, relativamente alle opere;
- le proprietà fisico-meccaniche dei terreni anche in rapporto alle falde;
- la presenza di eventuali cavità o disomogeneità naturali o artificiali nel sottosuolo, significative ai fini del progetto.

L'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008, ha ribadito la necessità degli studi geologici e geotecnici nell'elaborazione dei Piani urbanistici e nel progetto di insiemi di manufatti e interventi che interessino ampie superfici specificando che tali studi devono essere estesi a tutta la zona di possibile influenza degli interventi previsti, al fine di accertare destinazioni d'uso compatibili del territorio in esame.

Attraverso il Modello Geologico si deve valutare inoltre la pericolosità sismica e le indagini devono essere finalizzate anche alla caratterizzazione del territorio per lo studio dei fenomeni di amplificazione locale.

La zona di intervento in seguito all' ORDINANZA 3274/2003 e 3316/2003 della Presidenza del Consiglio dei Ministri (PCM) 20 marzo 2003, ricade in zona sismica di terzo grado.

Trattandosi di un Piano Particolareggiato la normativa prevede anche una Relazione riguardante la "Valutazione di compatibilità" delle previsioni con la riduzione del rischio sismico e con le esigenze di protezione civile sulla base di pericolosità locale nonché di vulnerabilità ed esposizione urbana". Questa valutazione costituisce la seconda parte della Relazione.

1.2. Area di studio

L'area è sita a est della città di Ferrara, con accesso da viale Turoldo e dalla via Copparo.



E' compresa nel foglio catastale n.109, mapp. 826 e 982, e nel foglio n.111, mapp. 1029, 1030, 1031, 1032,



Planimetria di progetto

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito le leggi e norme di interesse sia nazionale che della regione Emilia-Romagna seguite nella esecuzione di tale studio e nella stesura della Relazione.

NORME URBANISTICHE ED EDILIZIE

- Legge 17 agosto 1942, n.1150 "Legge Urbanistica" e succ. mod.
- Legge 2 febbraio 1974, n.64 "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche"
- D.P.R. 6 giugno 2001, m.380 "Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"
- Ordinanza n.3274 P.C.M. del 20 marzo 2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"
- D.M. 14 gennaio 2008, "Norme tecniche per le costruzioni"
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n.617 del 2 febbraio 2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni" A.G.I. (Associazione Geotecnica Italiana) "Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche (giugno 1977)".

- L.R. 24 marzo 2000, n.20 "Disciplina generale sulla tutela e l'uso del territorio"
- L.R. 25 novembre 2002, n.31 "Disciplina generale dell'edilizia"
- L.R. 30 ottobre 2008, n.19 "Norme per la riduzione del rischio sismico"
- L.R. 6 luglio 2009, n.6 "Governo e riqualificazione solidale del territorio"
- Delibera GR E-R n.1373/2011 "Atto di indirizzo recante l'individuazione della documentazione attinente alla riduzione del rischio sismico necessaria per il rilascio del permesso di costruire e per gli altri titoli edilizi, alla individuazione degli elaborati costitutivi e dei contenuti del progetto esecutivo riguardante le strutture e alla definizione delle modalità di controllo degli stessi, ai sensi dell'art.12, comma 1, e dell'art.4, comma 1, della L.R. n.19 del 2008"
- Delibera G.R. 21 dicembre 2015 Atto di coordinamento tecnico ai sensi dell'art.16, comma 1 della L.R. 20/2000 "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.

- Piano Territoriale Paesistico Regionale dell'Emilia Romagna, approvato 08.09.93
- Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale di Ferrara, B.U.R. E.R. 12 marzo 1997
- Piano Strutturale Comunale di Ferrara, RUE, POC

NORME RELATIVE ALLE ACQUE

- R.D. 8 maggio 1904, n.368 "Disposizioni in materia di Polizia Idraulica"
- T.U. 25 luglio 1904, n.523 "Testo Unico di legge sulle opere idrauliche"
- R.D. 11 dicembre 1933, n.1775 "Testo Unico delle disposizioni di legge sulle acque e sugli impianti elettrici"
- D.lgs. 3 aprile 2006, n.152 "Norme in materia ambientale"
- Delibera G.R. E.R. n. 1053/2003 "Direttiva concernente indirizzi per l'applicazione del D. L.vo 11 maggio 99, n.152 recante disposizioni in materia di tutela delle acque dall'inquinamento".
- Delibera G.R. E.R. 14 febbraio 2005 n.286 "Direttiva concernente indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio delle aree esterne"

NORME PAESAGGISTICHE

- Convenzione Europea del Paesaggio Firenze, 20 ottobre 2000
- D.Lgs. 22 gennaio 2004, n.42 "Codice dei beni culturali e del paesaggio, ai sensi dell'art.10 della legge 6 luglio 2002, n.137".

3. IL MODELLO GEOLOGICO

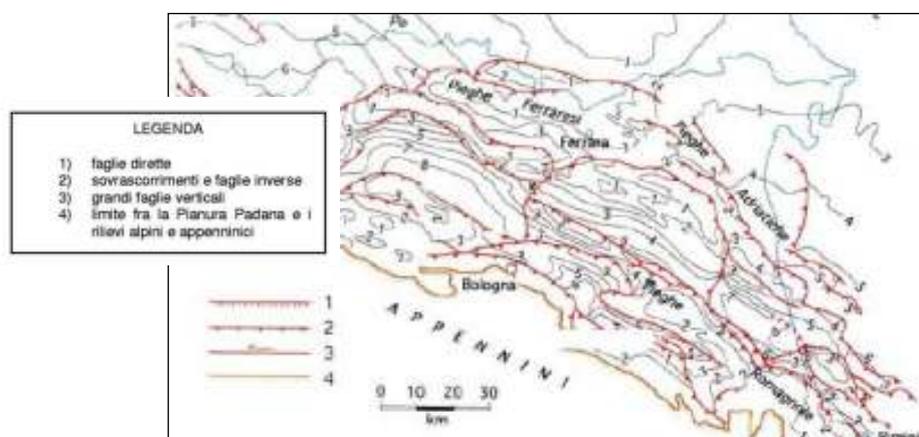
3.1. Assetto strutturale

Il territorio della provincia di Ferrara è parte dell'ampio bacino subsidente padano in cui, a partire dal periodo Cenozoico, si sono riversati i sedimenti provenienti dall'erosione della catena alpina e degli Appennini e il cui assetto deve essere visto nel suo complesso di substrato roccioso e coltre alluvionale.

Il substrato roccioso costituisce il margine della struttura nord-appenninica formatasi a partire dalla fine dell'era mesozoica con l'avvicinamento del Margine europeo a quello Insubro-appenninico e il formarsi delle prime catene montuose nel Cretaceo-Eocene consistente nella formazione di coltri dovute alla subduzione della crosta continentale con il suo successivo riaffioramento in superficie a causa della minore densità rispetto alla crosta oceanica e al mantello stesso.

Nell'Oligo-Miocene, con la completa consunzione della crosta oceanica, la deformazione interessa la crosta continentale. In questa fase si ha un trasporto del margine interno, tirrenico, verso quello esterno, adriatico, fino all'apertura, nel tardo Miocene, del Bacino Tirrenico.

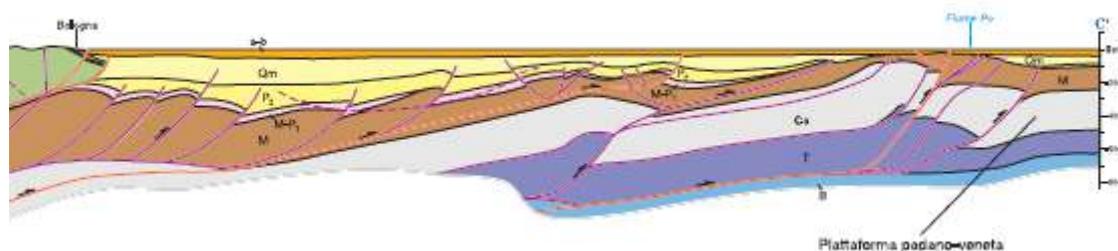
Il Sistema Nord-appenninico è contraddistinto, e si riconoscono ancora ora (Boccaletti et al., 1984), da una serie di strutture omogenee longitudinali: il margine interno tirrenico, il margine esterno adriatico, una parte sepolta sotto la coltre alluvionale padana, l'omoclinale pede-alpina.



Carta strutturale della Pianura Padana (Pieri e Groppi, 1992)

Queste strutture longitudinali hanno subito dislocazioni individuate in lineamenti trasversali.

Le strutture che interessano la provincia ferrarese appartengono alla catena esterna nella sua parte sepolta. Essa presenta sovrascorrimenti pede-appenninici attivi dal tardo Miocene fino ad ora, che si presentano come una tipica struttura da ambiente compressivo, a ventaglio embriciato, il cui scollamento principale si trova alla base delle successioni mesozoiche.



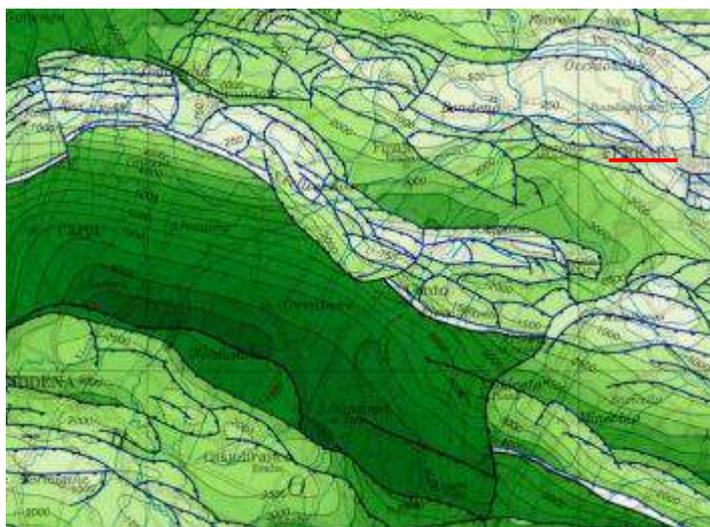
Sezione litostutturale con direzione Sud – Nord da Bologna al fiume Po

I cunei sinsedimentari ricoprono e fissano le strutture tettoniche permettendone la datazione. Risulta che le fasi tettoniche più accentuate si sono verificate tra il Messiniano e il Pliocene inferiore (5 ml di anni fa) e alla fine del Pliocene (2 ml di anni fa), mentre il Quaternario mostra ondulazione accentuata fino al Pleistocene medio superiore, non escludendo una attività olocenica (Castellarin et al.,1985).

La sedimentazione avvenuta contemporaneamente agli avvenimenti tettonici, è stata di ambiente marino nel Pleistocene medio e inferiore a causa della continua subsidenza seguita dal ritiro del mare a più riprese.

In seguito, per la regressione wurmiana dell'ultima era glaciale, si ha la conseguente sedimentazione continentale e quindi la trasgressione olocenica che interesserà la parte orientale della struttura, in subsidenza rispetto all'alto strutturale della dorsale.

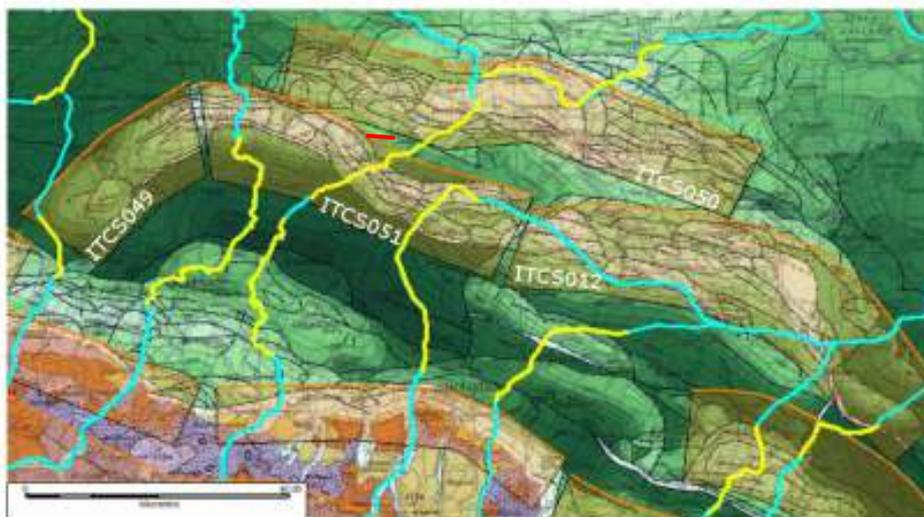
Ne consegue pertanto un assetto tettonico prepliocenoico molto vario, con profondità del substrato dai 2700 metri del sinclinorio di Ferrara sud, ai 202 metri del Pozzo Casaglia 1 della Dorsale Ferrarese.



Modello strutturale che evidenzia l'alto strutturale della Dorsale Ferrarese (Bigi e al. 1992)

Da livellazioni della rete altimetrica nazionale, è stato riscontrato un movimento di subsidenza generale e differenziale per cui l'alto di Casaglia si sarebbe ulteriormente sollevato rispetto alle fasce circostanti, in accordo con recenti studi neotettonici e dati sismici.

Una maggiore testimonianza dell'attività Quaternaria (Olocenica), è data senza dubbio dallo spostamento dell'alveo principale del Po verificatosi nel XII secolo d.C. con la rotta di Ficarolo. Prima di tale spostamento l'alveo attraversava la zona della dorsale tra Ficarolo e Ospitale di Bondeno (Burrato et al., 2003).



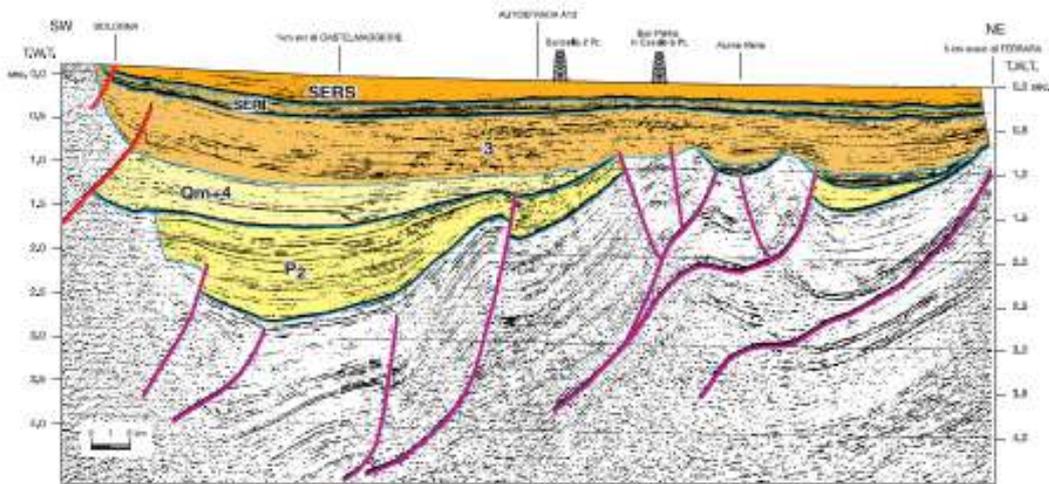
*Dal DISS (Database of Individual Seismogenetic Sources) dell'INGV
Sorgenti sismogenetiche ITCS050 Poggiorusco-Migliarino – ITCS051 Novi-Poggiorenatico
Corso dei fiumi: in azzuro corso regolare – in giallo corso anomalo*

Inoltre, dai confronti dei dati sulla neotettonica (Bondesan e Castellani) e da recenti studi sismici (Agip, carta dei riflettori), si deduce la presenza di una faglia trascorrente, a direzione NE-SW, probabilmente ancora attiva.

Infine, dall'analisi delle linee sismiche che attraversano la zona (Agip), gli accavallamenti più vecchi sono a Sud, mentre quelli più recenti sono a Nord del cuneo di accrezione, quindi una eventuale attività Quaternaria sarebbe logico aspettarsela proprio nella zona della dorsale.

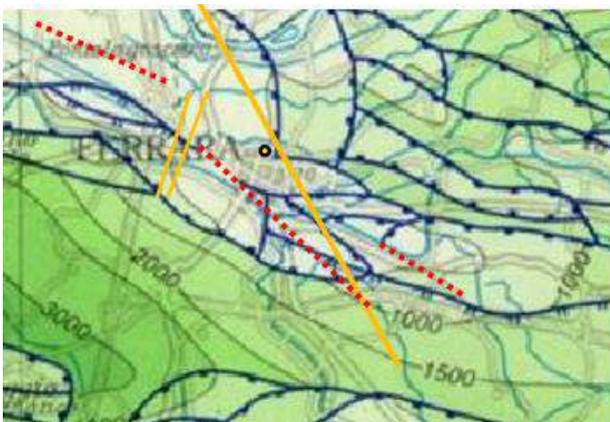
Per quanto riguarda i rigetti, il piano principale di sovrascorrimento fa registrare un rigetto di almeno 2800 m, in quanto si ritrova il Cretaceo sotto la Dolomia Principale (Trias); per quanto riguarda il Quaternario si trovano rigetti sensibilmente minori, ma comunque molto marcati: basti pensare che nel pozzo Casaglia 1 si hanno 200 m di potenza della coltre alluvionale, mentre nel Ferrara 1 si ha una potenza di 900 m.

L'alto strutturale di Casaglia, limitato da due faglie inverse, si inquadra in un ambiente tettonico di tipo compressivo, con piani di scollamento sempre più ripidi da nord a sud, situazione che conferma la successione temporale degli avvenimenti da sud a nord e quindi non esclude la possibilità di una eventuale attività quaternaria proprio nella zona nord del cuneo di accrezione.



AGIP – sezione sismica con direzione sud – nord da Bologna a Ferrara

A scala locale, dalla ricostruzione tettonica operata sulla base delle ricerche AGIP, la città di Ferrara è localizzata sull'anticlinale con asse NW-SE interessata da una linea di dilocazione che dalla zona di Cona si riporta verso il Parco Urbano, a est della città storica.



Stralcio della Carta strutturale con riportate le lineazioni tettoniche



Effetti della liquefazione del sisma del 1570 (triangoli rossi) e epicentro (stella gialla)

Rapporto EMERGE0 04.06.2012

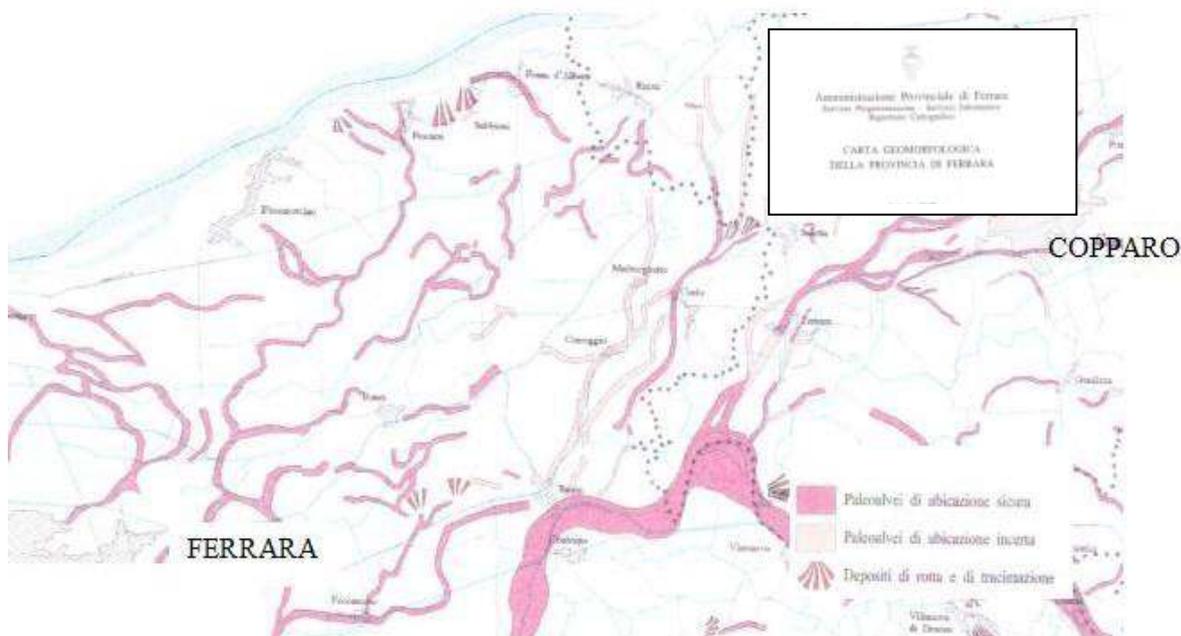


Dislocazione presunta

E' probabilmente in corrispondenza di tale dislocazione che si trova l'epicentro del sisma che ha colpito la città di Ferrara nel 1570.

3.2. Modello Geomorfologico

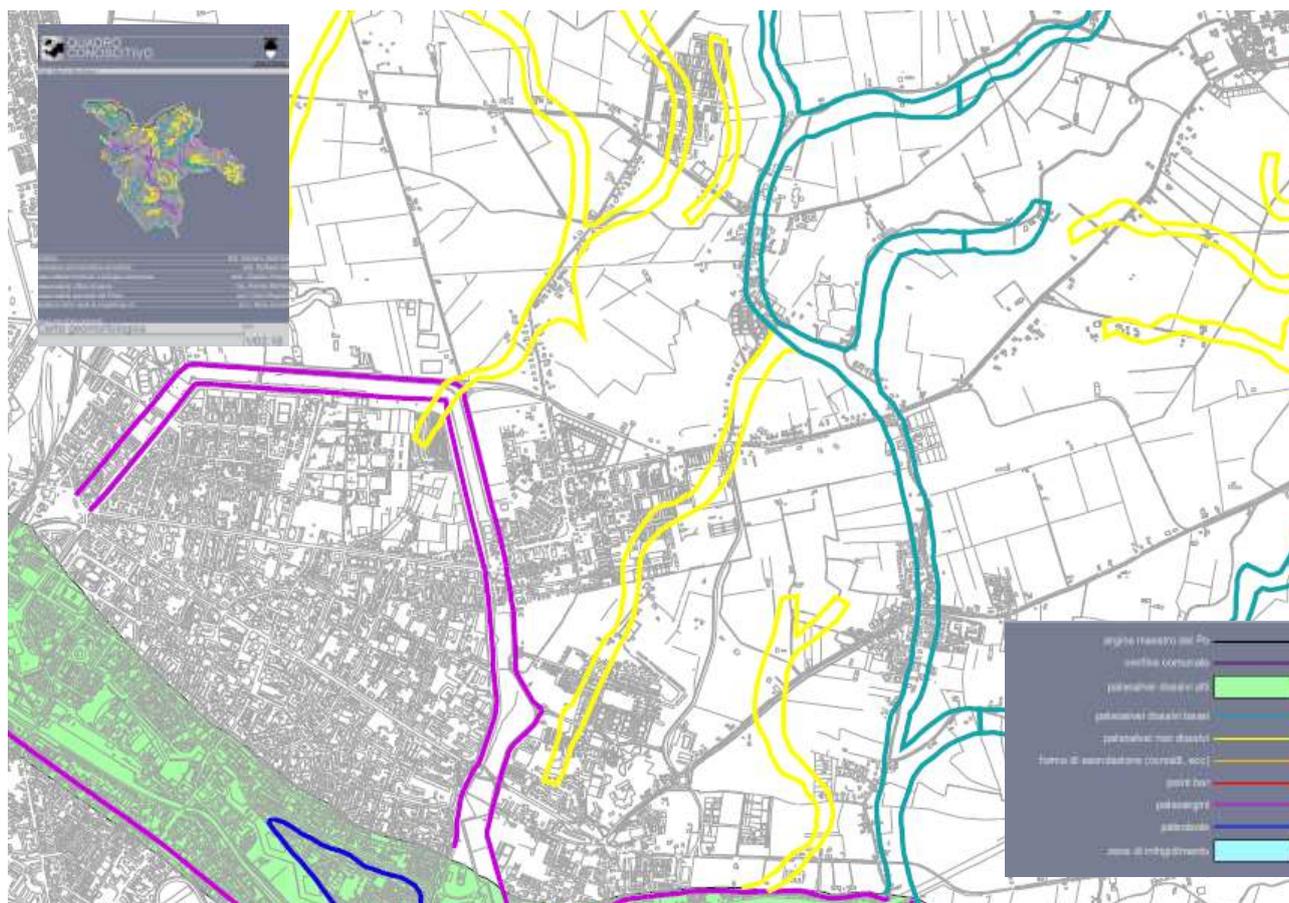
La zona est della città di Ferrara è superficialmente costituita da sedimenti olocenici di origine alluvionale legati all'azione di deposito dei rami secondari del Po.



Stralcio della Carta geomorfologica della Provincia di Ferrara

Il sottosuolo è pertanto costituito da alternanze di sabbie medio-fini, limo sabbioso e sabbie limose, corrispondenti ai sedimenti di alveo e argine dei corsi d'acqua, e argille con locali livelli di torba, sedimenti delle aree interbacinale.

Dalla Carta Geomorfologica, ricostruzione in superficie delle forme che caratterizzano il territorio, frutto di processi quali erosione e sedimentazione fluviale, uniti a fenomeni climatici e interventi antropici, si nota come la zona sia interessata da numerosi corsi d'acqua minori che indicano andamenti di sedimenti granulari; nelle zone interbacinale si potranno trovare argille più o meno organiche e torbe. La diversa compressibilità dei sedimenti da luogo ad un originario microrilievo che può ora essere alterato dalle pratiche agricole a altri interventi di urbanizzazione.



PSC Ferrara Stralcio Carta Geomorfologica

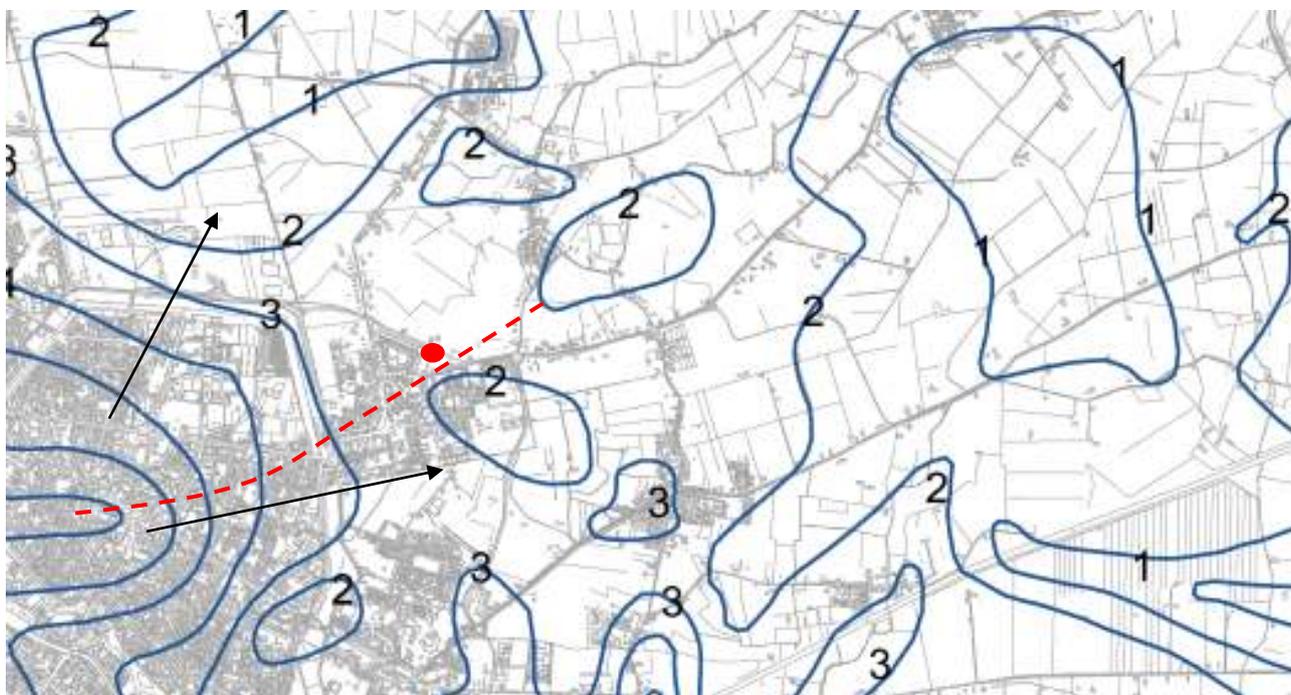
Un particolare della Carta Geomorfologica del Piano del comune di Ferrara mostra più nel dettaglio come l'area di studio sia intermedia fra il corso di due minori paleovalvei che presumibilmente si collegavano al corso principale del Po, identificabile a sud-ovest.

3.3. Nota idrogeologica

I fattori e i processi del Sistema Idrogeologico che riguardano la Variante in oggetto sono legati essenzialmente alle acque superficiali e alle acque sotterranee relativamente alla prima falda.

Il sistema delle acque superficiali è costituito dalla rete dei canali della Bonifica; l'area di studio è attraversata dal Canale Gramiccia, regolato dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara.

Riguardo la prima falda ne è rappresentata la superficie piezometrica nelle carte delle Isofreatiche, ricostruite in base a numerosi pozzi e piezometri censiti dal Comune di Ferrara per il PRG; è evidenziato uno spartiacque sotterraneo con direzione nord est – sud ovest e drenaggio della falda verso nord-nord est. L'area di studio è posizionata su quest'area di spartiacque, quindi di prevedibile infiltrazione per la falda superficiale.



Isofreatiche (metri sul medio mare) in autunno (ottobre) e primavera (maggio) dal PRG comune di Ferrara (73-74).

— Isofreatica e quota relativa
- - - Spartiacque sotterraneo

→ direzione di deflusso
● area PUA

3.4. Quadro sismico locale

3.4.1. Sismicità storica

La zona, interessata dalla sequenza sismica attuale iniziata il 20 maggio 2012, è caratterizzata da una modesta sismicità storica, così come riportata dai Cataloghi.

In realtà la cronaca del tempo (Giacomo da Marano, XIV sec.) riporta di un forte terremoto a Ferrara nel 1346, quando il 22 Febbraio “*cascarono molte case, palazzi e torri...e nelle ville casamenti, fenili, pieze et altri edifitii*”. L’evento fu risentito anche a Modena l’8 Febbraio (Giovanni da Bazzano, XV sec.) e forse in altre città della pianura padana per cui si potrebbe trattare di una sequenza protrattasi per diversi giorni.

Così è stato anche per il terremoto del 1570 di magnitudo calcolata pari a 5.5 che non è dovuto alle medesime due strutture interessate attualmente ma ad una struttura più orientale. L’evento principale del 17 novembre diede comunque inizio ad una sequenza sismica lunga quattro anni. La documentazione storica, oltre agli effetti distruttivi su edifici e monumenti, ricorda, riguardo quegli eventi sismici, una brusca variazione nel livello del Po a Stellata e fenomeni di liquefazione dei terreni.

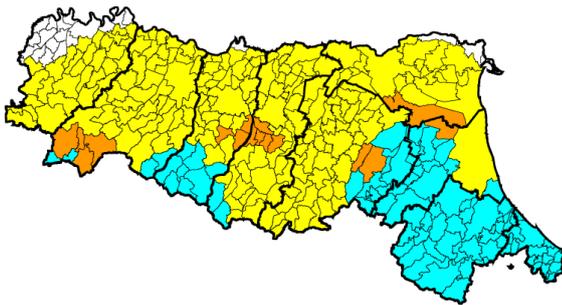
Si ricordano gli eventi successivi del 1695 (M=4), del 1743 (M=4.6) e del 1787 (M=4) a Ferrara e del 1908 e 1922 nella zona di Cento. Maggiormente interessata da eventi sismici è l’area modenese colpita dal terremoto dell’8 maggio 1987 di magnitudo M = 4.6.

Anno	Epicentro	Intensità epicentro
1234	FERRARA	7.0
1285	FERRARA	6.5
1346	FERRARA	7.5
1410	FERRARA	6.5
1425	FERRARA SUD	6.0
1508	FERRARA SUD	6.0
1561	FERRARA	5.5
1570	FERRARA	7.5
1574	FINALE EMILIA	7.0
1695	FERRARA	5.5
1743	FERRARA	6.5
1780	BOLOGNESE	5.5
1834	BOLOGNA	5.5
1922	CENTO	3.5
1986	BONDENO	6.0
1996	CORREGGIO	7.0

Dall’ elenco dei terremoti riportati nel catalogo parametrico dei terremoti italiani (Scala Mercalli-Càncani-Sieberg)

3.4.2. Classificazione sismica

Il territorio dell’Emilia-Romagna è classificato sismico nella sua interezza dal 24 ottobre 2005.

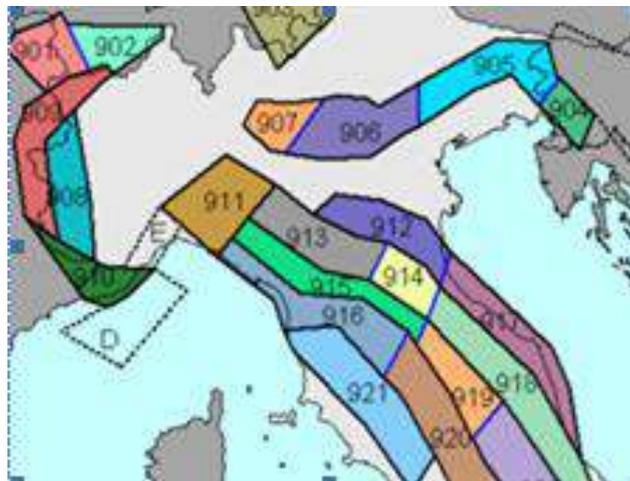


Classe	sismicità	PGA
2	media	0,15-0,25 g
3	bassa	0,05-0,15 g
4	molto bassa	< 0,15 g

I comuni della provincia di Ferrara appartengono per la maggior parte alla classe 3, con esclusione di Argenta classificata in classe 2 e i comuni di Berra, Mesola e Goro inseriti in classe 4.

La classificazione è operata dalle Regioni sulla base della Mappa MPS04 di riferimento di tutto il territorio nazionale in base all'OPCM 3519/2006. Questa Mappa della Pericolosità sismica indica la probabilità che un certo valore di scuotimento si verifichi in un dato intervallo di tempo. Essa si basa sia sulla storia dei terremoti avvenuti riportati negli Elenchi, che sulla geologia delle zone di sorgente (zone sismogenetiche) e sulla propagazione-attenuazione delle onde.

Nella zonazione nazionale ZS9 la zona di riferimento sismogenetica è la n°12, la porzione più esterna della fascia in compressione dell'arco dell'Appennino settentrionale, con le zone-sorgente longitudinali rispetto all'asse della catena appenninica. La profondità efficace, cioè la profondità alla quale avviene il maggior numero di terremoti, e che determina la pericolosità della zona, corrispondente allo strato sismogenetico, per la zona S912 è valutato, con calcolo probabilistico, intorno a 7 Km.



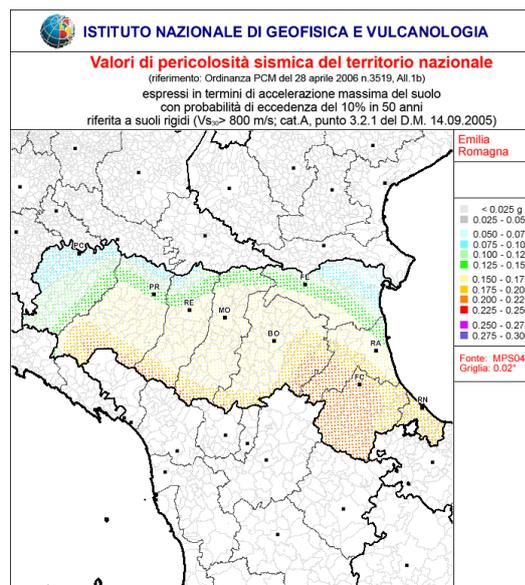
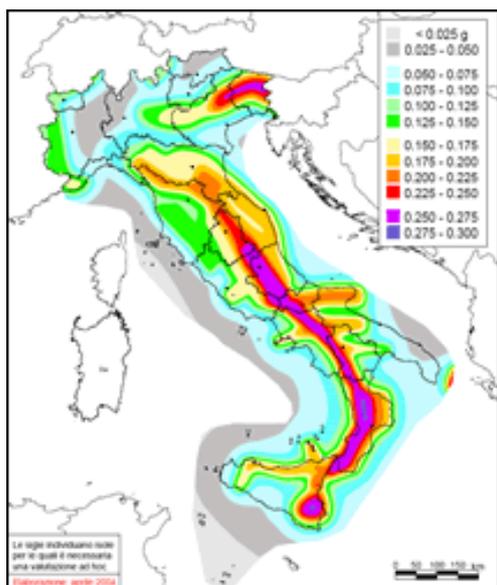
INGV: Zonazione Sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto conclusivo marzo 2004

La carta della Pericolosità sismica del territorio nazionale è stata redatta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (I.N.G.V.) sulla base dei valori di accelerazione massima al suolo (a_g), con probabilità di superamento in 50 anni del 10%, riferiti a suoli rigidi caratterizzati da $V_{s30} > 800$ m/s (V_{s30} è la velocità media delle onde sismiche di taglio entro i primi 30 metri di sottosuolo).

In base a questi valori il sottosuolo del territorio nazionale è stato suddiviso in quattro zone caratterizzate da valori diversi di a_g .

zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g/g)	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico (a_g/g)
1	> 0,25	0,35
2	0,15 – 0,25	0,25
3	0,05 – 0,15	0,15
4	< 0,05 g	0,05

Tabella – valori di accelerazione per le quattro zone sismiche



Le mappe di pericolosità sismica dell'I.N.G.V.

3.4.3. L'evento sismico del maggio 2012

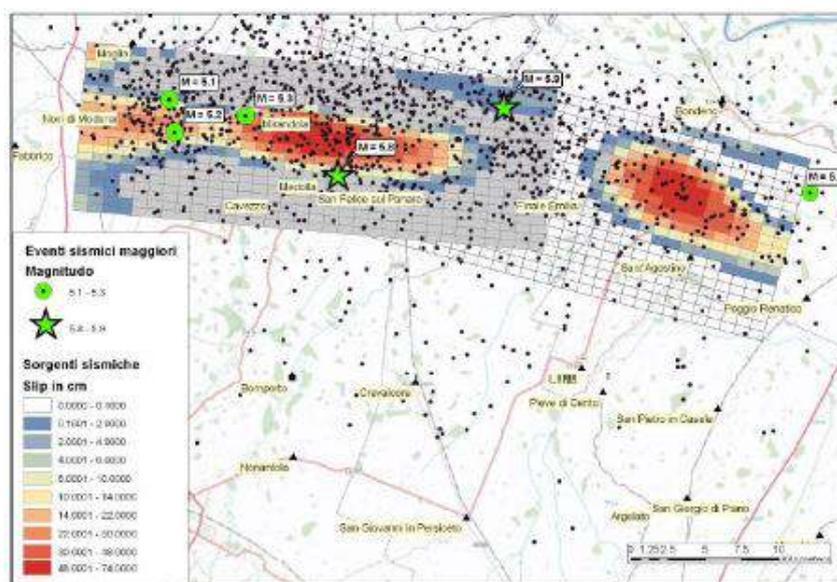
Un terremoto di Magnitudo (MI) 5.9 è avvenuto il giorno 20 maggio 2012 alle ore 4.03 con epicentro nei pressi di Finale Emilia, Lat. 44,89°N, Long. 11,23°E, alla profondità di Km 6,3, preceduto da un episodio di MI = 4.1 alle ore 1.13.

Sono seguite numerose repliche fra cui una scossa di MI = 4.9 alle ore 7.30 e una di MI 5.1 alle ore 15.18. Le due scosse principali di magnitudo 5.9 e 5.1 hanno epicentri allineati NW-SE, distanti c.a 10 Km e la sismicità è distribuita lungo un'area allungata per c.a 40 Km con direzione simile.

Il 29 maggio alle ore 9.30 una scossa MI = 5.8 con epicentro alla profondità di Km 10,2 si è verificata in provincia di Modena nel comune di Medolla, Lat. 44.85°N, Long. 11.09°E, con replica alle ore 12.55 con MI = 5.3 ed epicentro alla profondità di 6,8 Km, seguita il 3 giugno alle ore 21.20 da una scossa MI = 5.1 con epicentro alla profondità di Km 9,2, Lat. 44.90°N, Long. 10.94°E, con spostamento quindi del fenomeno verso ovest.

tabella dei terremoti con M>5 (aggiornata al 13 luglio 2012)						
data	ora UTC (ora locale)	latitudine	longitudine	profondità	magnitudo	fonte
20/05/2012	02:03:52 (04:03:52)	44.889	11.228	6.3	5.9	iside.rm.ingv.it
20/05/2012	02:07:31 (04:07:31)	44.863	11.370	5.0	5.1	iside.rm.ingv.it
20/05/2012	13:18:02 (15:18:02)	44.831	11.490	4.7	5.1	iside.rm.ingv.it
29/05/2012	07:00:03 (09:00:03)	44.851	11.086	10.2	5.8	iside.rm.ingv.it
29/05/2012	10:55:57 (12:55:57)	44.888	11.008	6.8	5.3	iside.rm.ingv.it
29/05/2012	11:00:25 (13:00:25)	44.879	10.947	5.4	5.2	iside.rm.ingv.it
03/06/2012	19:20:43 (21:20:43)	44.899	10.943	9.2	5.1	iside.rm.ingv.it

La sequenza sismica è continuata con più di 2000 repliche.



Sorgenti sismiche (da Atzori et al. 2012)

Le due sequenze sono legate a due strutture compressive del margine appenninico. Per ambedue le sequenze di eventi il meccanismo focale è di tipo compressivo con direzione di massima compressione NS e orientazione dei piani di faglia EW.

3.5. La risposta sismica locale e effetto di sito

Studiare la Risposta sismica locale vuol dire definire la Funzione di trasferimento o la Funzione di amplificazione rappresentativa della situazione geologico-strutturale al di sotto della zona esaminata.

In generale la forma della Funzione Amplificazione o Trasferimento è legata alla modalità di trasmissione delle onde all'interno dello strato superficiale e, in particolare, alle interferenze che si generano tra queste onde.

Nel caso di basamento rigido (bedrock) ricoperto da sedimenti soffici l'onda sismica proveniente dal basso rimane intrappolata all'interno dello strato sedimentario a causa della presenza di forti contrasti di impedenza alla base (interfaccia basamento-copertura) e alla superficie (interfaccia sedimenti-aria). Le onde intrappolate tra forti contrasti di impedenza interferiscono fra loro

portando alla amplificazione. Se il contrasto di impedenza è piccolo l'amplificazione riguarda solo alcune frequenze, sulla base del rapporto V_s/H .

All'interno dello strato sedimentario la velocità delle onde S cambia con la profondità e naturalmente cambia anche l'amplificazione. Il processo di propagazione dipende dalle proprietà meccaniche del terreno, proprietà come la rigidità e lo smorzamento.

Attraverso codici di calcolo, tenendo conto di quattro parametri: spessore dello strato, densità dei terreni, modulo di taglio e smorzamento, per ciascuno strato, si esegue la valutazione dell'amplificazione stratigrafica. L'amplificazione viene calcolata in funzione della frequenza (o del periodo) scelta come il rapporto fra gli spettri di risposta del moto di input (al basamento) e quello di output (al di sopra del sedimento) di un terremoto di riferimento (condizioni 1D).

Oltre allo spettro di risposta del terremoto di riferimento, per il calcolo della RSL è necessario riferirsi ad un idoneo gruppo di accelerogrammi (NTC 2008) ricavati da Banche Dati.

Tale studio è stato eseguito per il territorio comunale di Ferrara per la Microzonazione Sismica di terzo Livello del PSC. Nella zona nord-est è confermato un fattore di amplificazione FA pari a 1,5. Tale valore è infatti quello indicato dalla Regione E-R per i terreni di tali caratteristiche nella zona denominata Pianura 2.

3.5.1. Modello sismico del sottosuolo

Nel territorio comunale di Ferrara e più specificatamente nella zona est gli studi eseguiti distinguono due frequenze caratteristiche, un massimo a bassissima frequenza pari a 0,25 Hz e l'altro a bassa frequenza pari a 0,7-1,1 Hz.

Questi valori evidenziano la presenza di due interfacce risonanti a diversa profondità, indicate negli studi della Regione E-R (Martelli et al., 2013) come il tetto delle sabbie marine del Quaternario inferiore a elevata profondità e la base delle alluvioni del Pleistocene medio che sono posizionate nella zona della città intorno ai 100 metri di profondità.

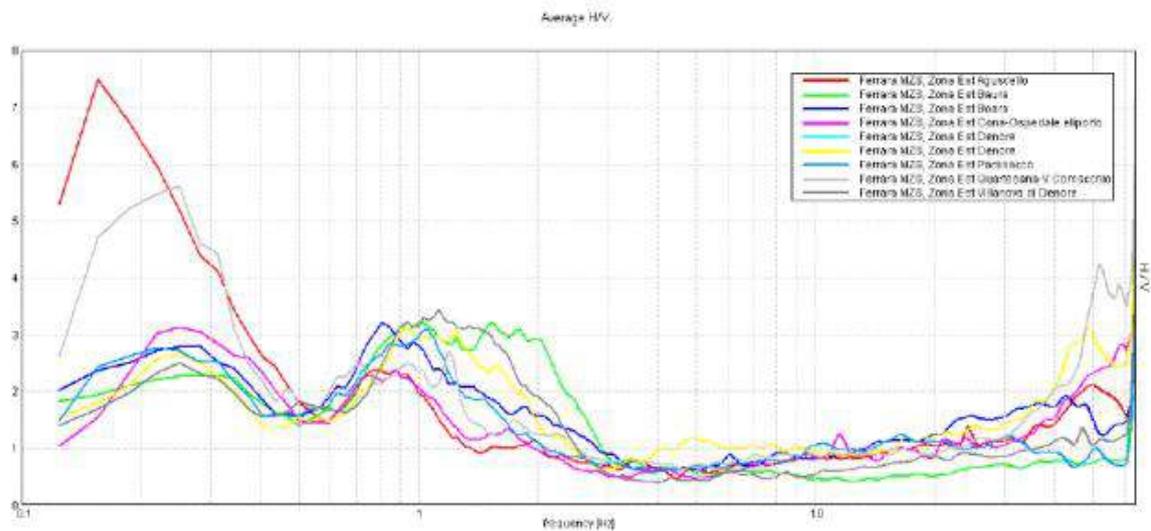
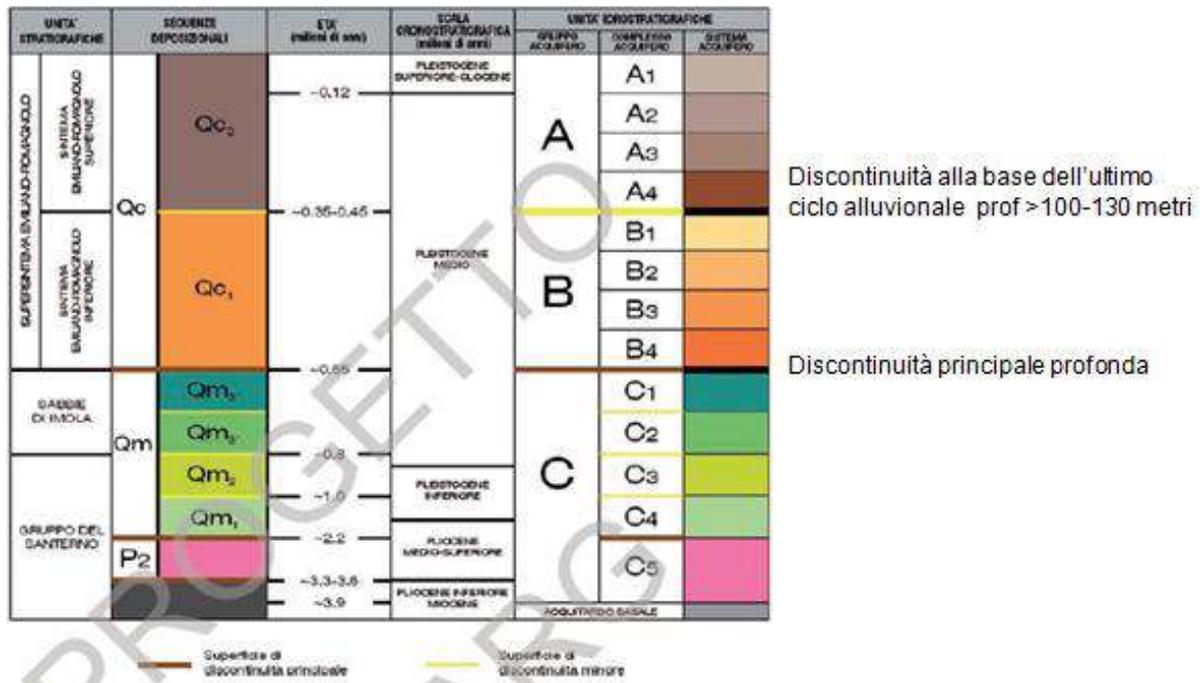


Figura 5.3 Curve HVSR Zona Est.

Dalla Relazione per il PSC di Ferrara

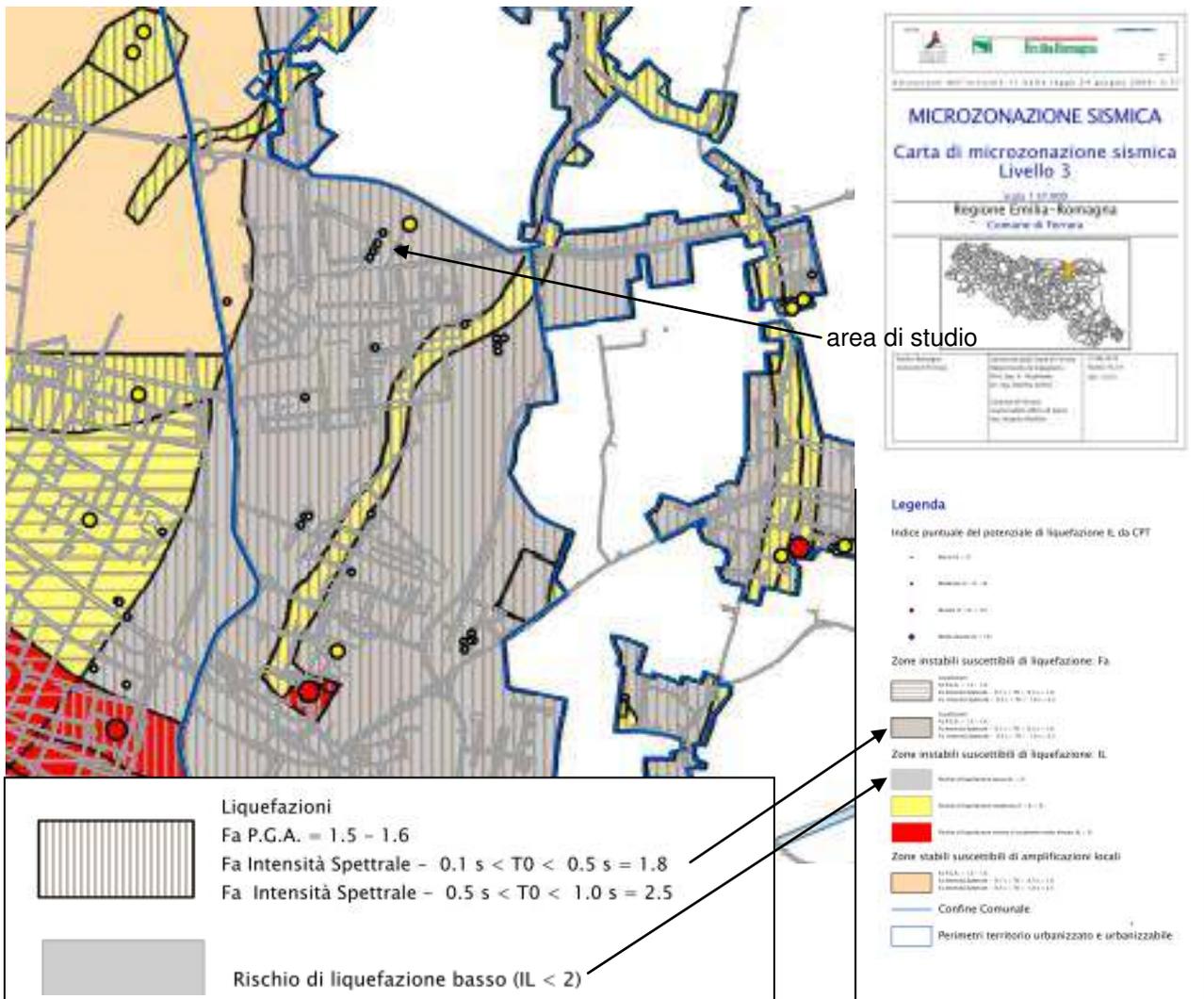
La frequenza di risonanza (F_0) tipica dei terreni investigati, compresa tra 0,76 Hz – 0,79 Hz ($T=1,27$ sec - 1,32 sec) conferma la discontinuità presente a profondità superiori a 130 m (130 m-150 m).

3.5.2. Microzonazione sismica di terzo livello del PSC

Il comune di Ferrara è dotato di Piano Strutturale aggiornato ed integrato nella parte sismica e geotecnica con l'approvazione del Regolamento Urbanistico Edilizio del 15 maggio 2012 e successivamente, a seguito degli eventi sismici posteriori, con indagini per la Microzonazione sismica di terzo livello e Relazione del 28.10.2013.

Si fa pertanto riferimento, come richiede la normativa, alla Relazione Q.C. 1.1.1. "Studio di Microzonazione sismica di terzo livello" del POC di Ferrara, a firma degli Ingegneri Fioravante e Giretti dell'Università di Ferrara – Consorzio Ferrara Ricerche.

Le ipotesi di cui si è tenuto conto nelle valutazioni della microzonazione sismica di terzo livello del territorio comunale di Ferrara (PSC e POC) sono di Massima Magnitudo attesa $M = 6,14$ e accelerazioni massime attese su suolo rigido (PGA_0) di $0,132g$ come valori di input. Questo ha portato al calcolo di fattori di amplificazione FA_{PGA} variabili da 1,3 a 1,9, con un valore medio di 1,5.



Sono poi possibili fenomeni di liquefazione delle sabbie, questo in funzione della presenza di acqua e quindi delle condizioni idrogeologiche del momento

4. INDAGINI IN SITO

4.1. Indagine geognostica

Per le verifiche stratigrafiche e di consistenza sono state eseguite in tutto il comparto complessivamente n.2 SCPTU a m 30 di profondità, n.6 sondaggi stratigrafici a m 20,00, e nelle aree adiacenti già edificate n.15 prove penetrometriche statiche spinte a profondità compresa fra 12 e 15 metri e n. 5 sondaggi a piccola profondità.

La prova penetrometrica statica con piezocono sismico CPTU consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piezocono solidale a un modulo sismico, mediante una batteria di aste coassiali.

Alla punta penetrometrica elettrica con elemento poroso e trasduttore di pressione (piezocono) è associato un modulo sismico con due geofoni a distanza di 1 metro l'uno dall'altro, che registrano le onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie. Mediante la misurazione del ritardo di arrivo delle onde di taglio fra i due geofoni nello strato di terreno compreso, eseguito ad ogni metro, si misura la velocità di propagazione delle onde S.

Le caratteristiche geometriche del piezocono rispettano le norme standard internazionali.

Caratteristiche del Piezocono			
Canali di misura:		Dimensioni:	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

Caratteristiche del Piezocono

Durante il movimento continuo di spinta, si acquisiscono le grandezze qc (resistenza di punta) ed fs (attrito laterale) ad ogni centimetro di profondità. Il sistema acquisisce inoltre il valore della U (Pressione Idrostatica nei Pori), l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta).

La prova penetrometrica statica di tipo meccanico consiste essenzialmente nella misura della Resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/s} \pm 0,5 \text{ cm/s}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta opportunamente ancorato al suolo, che agisce su di una doppia batteria di aste, alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di un opportuno sistema di misura.

La punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta tipo Begemann).

Le dimensioni della punta sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\phi = 35,7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\beta = 60^\circ$
- superficie laterale del cono $A_m = 150 \text{ cm}^2$

4.2. Indagine sismica

E' stata eseguita una Indagine geofisica dalla Ditta IND.A.G.O. di Rovigo, per la stessa Committenza, in area limitrofa nel gennaio 2010, per la valutazione delle Onde di taglio Vs.

Si è optato per l'analisi delle onde di superficie dal momento che tale tecnica ha dimostrato ampiamente la sua affidabilità e la capacità risolutiva. Il metodo prevede l'utilizzo di strumentazione classica per sismica a rifrazione ad elevata dinamica (24 bits di conversione A/D), con geofoni a bassa frequenza (preferibilmente da 4,5 Hz).

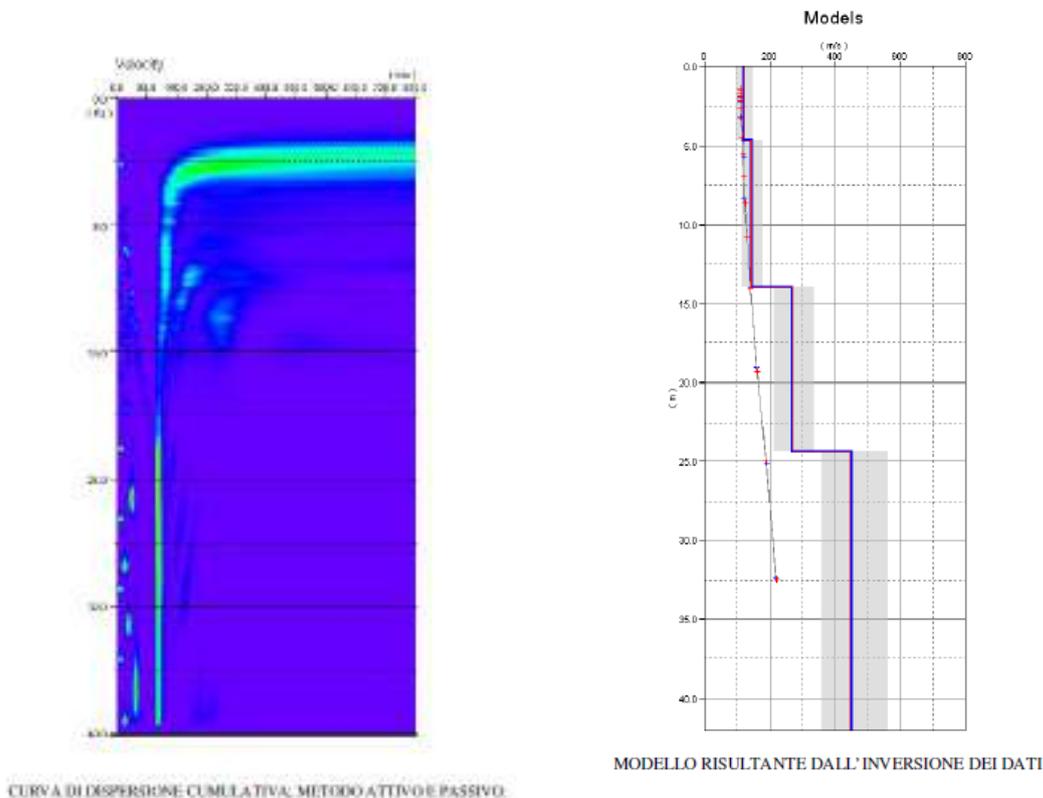
Nella fattispecie per le misure è stato utilizzato un sismografo a 24 canali mod. RAS24 a 24 bits con scarico dei dati direttamente su p.c..

Sono state effettuate 10 registrazioni da 30 secondi ciascuna, per il metodo passivo e 2 registrazioni da 2 secondi ciascuna, per il metodo attivo. I geofoni usati sono di tipo verticale da 4.5 Hz e grazie alla dinamica dello strumento (24 bits, range dinamico 117 dB), consentono la registrazione delle onde di superficie con contenuto in frequenza fino a circa 2 Hz. I dati acquisiti in campagna sono stati quindi elaborati e, grazie ai dati di taratura forniti, è stato possibile ricostruire un modello Vs/profondità attendibile.

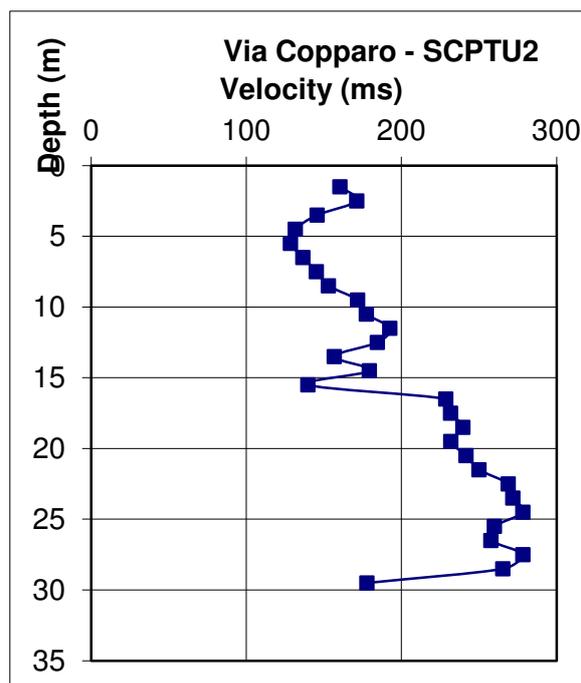
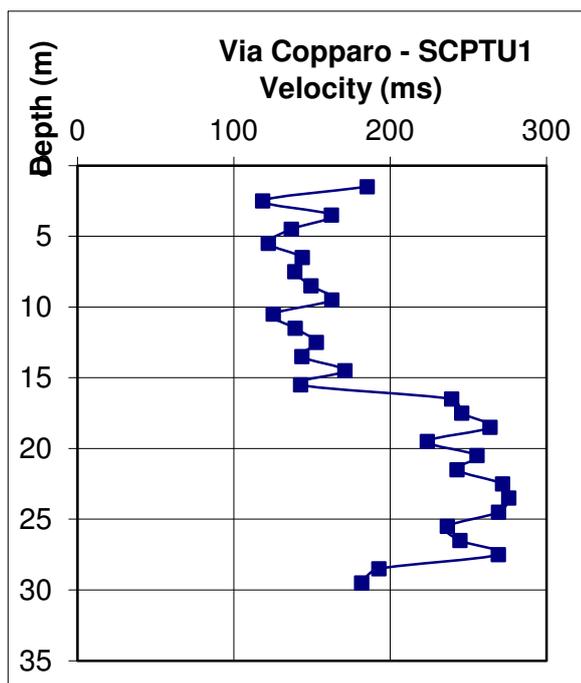
La Vs30 è stata ricavata dalla formula:

$$V_{s30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}}$$

Nel caso specifico è risultato: $V_{s30} = 193 \text{ m/s}$



Una ulteriore Indagine sismica per la valutazione della velocità delle onde di taglio è stata eseguita tramite l'esecuzione delle prove SCPTU, descritte sopra.



Dai grafici si nota come i terreni fino a 15 metri mostrino valori compresi fra 100 e 200 m/s, mediamente inferiori al limite di 180 m/s.

5. MODELLO GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Riguarda la caratterizzazione e la modellazione geotecnica basata sui risultati delle indagini effettuate per rappresentare le condizioni stratigrafiche, il regime delle pressioni interstiziali e la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo

5.1. Categoria di sottosuolo e parametri sismici e geotecnici

5.1.1. Successione stratigrafica

Si sono ricostruite le sezioni stratigrafiche in base alle indagini eseguite. La sezione nel comparto 03 ha andamento NW-SE ed è ricostruita in base ai sondaggi S3-S5, mentre nel comparto 1 ha andamento NS ed è ricostruita in base ai sondaggi 1 e 2.

Mostrano una certa variabilità litologica, in eteropia di facies, con terreni limosi in superficie con argille e torbe e banchi sabbiosi e limosabbiosi a profondità superiori ai 15 metri.



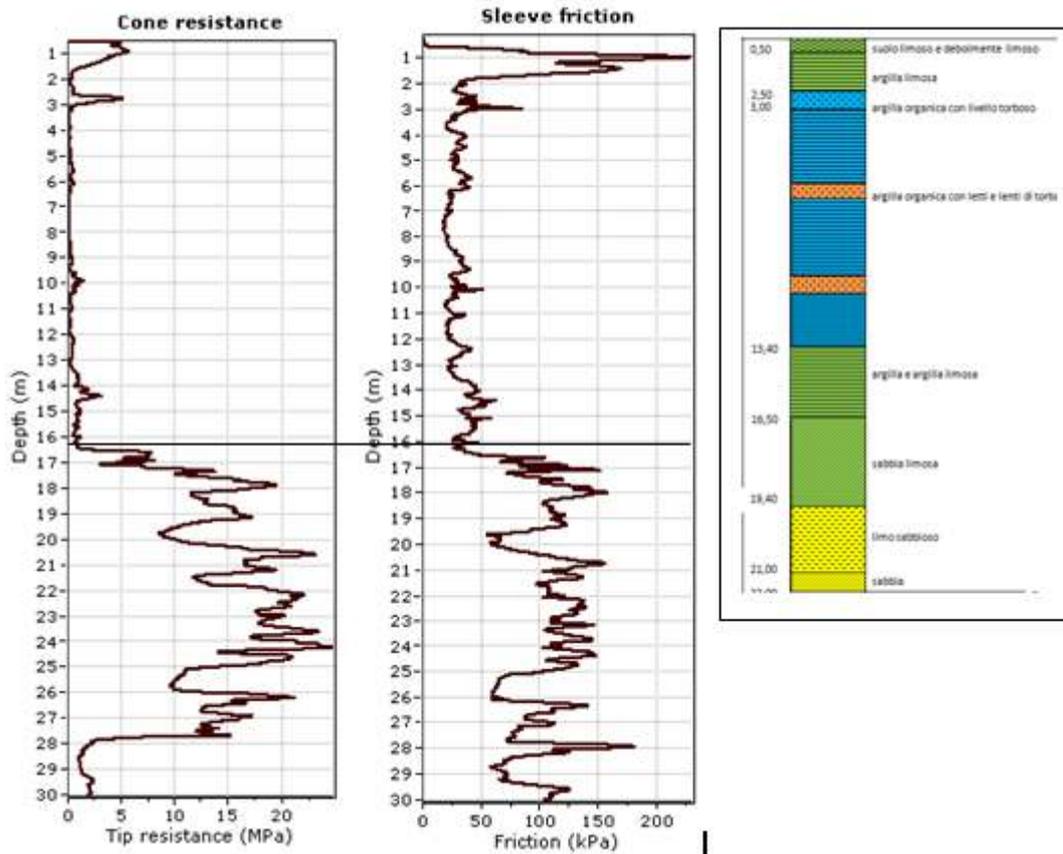
Sezione Nord-Sud



5.1.2. Unità litotecniche

La successione delle Unità litotecniche può essere riassunta come segue. Le profondità sono indicative perché riferite al piano campagna di riferimento della prova, quindi hanno valore relativo.

Per i parametri geotecnici, dato il volume significativo interessato, si assumono **valori caratteristici** pari ai **valori medi**.



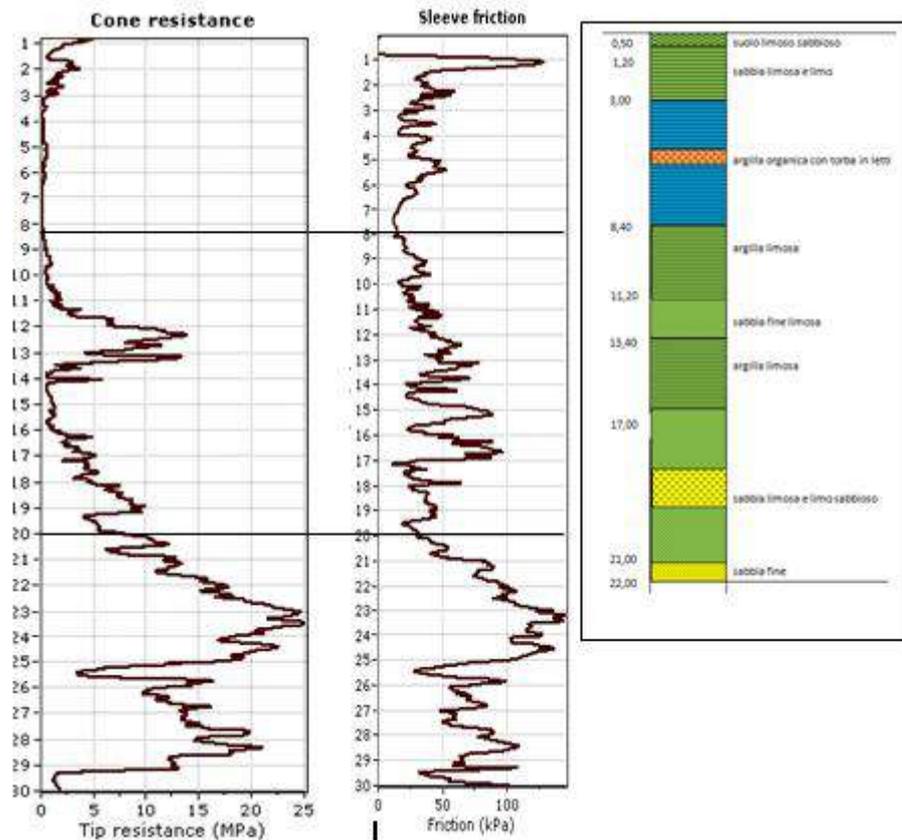
EDILGEO
 dr. geol. Marilena Martinucci
 via Pontegradella 11- 44123 FERRARA
 edilgeo.fe@gmail.it
Project: PUA SARA costr. & OSTI Lella
Location: Ferrara via Copparo

CPT: CPT-01
 Total depth: 30.00 m, Date: 21/11/2016
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coord: X:0.00, Y:0.00
 Case Type: Unknown
 Case Operator: Unknown

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₆₀ (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G _s (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00	3.00	1.73E-06	8.1	61.5	0.0	0.0	28.5	46.2	93.3	1.0	0.8	19.0
3.00		(+/-14E-06)	(+/-3)	(+/-1.4)	(+/-0.8)	(+/-0.0)	(+/-5.8)	(+/-3.5)	(+/-10.4)	(+/-1)	(+/-3)	(+/-0.0)
0.00	2.00	1.59E-06	10.2	58.7	50.1	38.9	37.2	55.6	0.0	0.0	0.0	19.0
2.00		(+/-3.0E-06)	(+/-3)	(+/-1.6)	(+/-5.5)	(+/-1.3)	(+/-6.4)	(+/-3.2)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)
2.00	1.00	1.59E-06	10.2	58.7	50.1	38.9	37.2	55.6	0.0	0.0	0.0	19.0
3.00		(+/-3.0E-06)	(+/-3)	(+/-1.6)	(+/-5.5)	(+/-1.3)	(+/-6.4)	(+/-3.2)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)
3.00	13.00	1.82E-09	4.0	0.0	0.0	0.0	2.1	26.5	23.9	0.2	1.0	19.0
16.00		(+/-0.4E-09)	(+/-0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-4.4)	(+/-18.1)	(+/-7.0)	(+/-1.0)	(+/-1.0)	(+/-0.0)
16.00	12.00	2.32E-05	35.4	112.9	49.1	38.6	130.9	136.7	0.0	0.0	0.0	19.0
28.00		(+/-3.5E-05)	(+/-0.2)	(+/-14.8)	(+/-3)	(+/-1.7)	(+/-36.1)	(+/-28.7)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)
28.00	2.00	4.56E-10	12.8	0.0	0.0	0.0	5.6	93.8	86.3	0.3	1.4	19.0
30.00		(+/-2.14E-10)	(+/-1)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-0.0)	(+/-3.4)	(+/-14.8)	(+/-20.0)	(+/-1)	(+/-0.4)	(+/-0.0)

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



EDILGEO
di dr.geol. Marilena Martinucci
via Pontegradella 11 44123 FERRARA
edilgeo.fe@email.it

Project: PUA SARA costr. & OSTI Leila
Location: Ferrara via Copparo

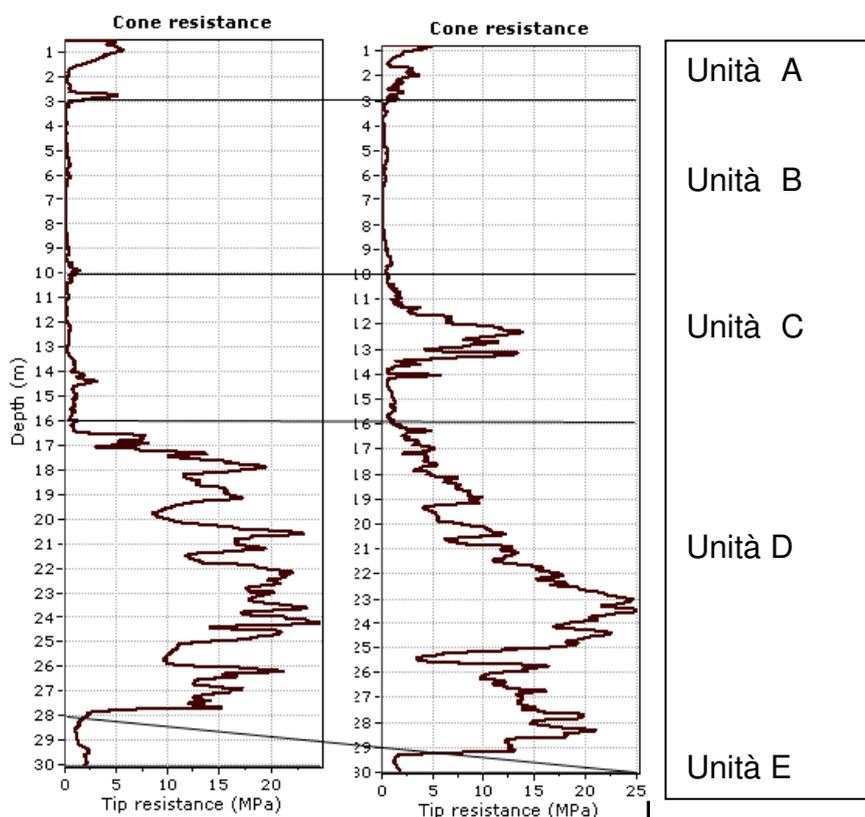
CPT: CPT-02

Total depth: 30.00 m, Date: 21/11/2016
Surface Elevation: 0.00 m
Coords: X:0.00, Y:0.00
Cone Type: Unknown
Cone Operator: Unknown

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₁₀₀ (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00	3.00	2.33E-06	6.9	32.8	0.0	0.0	24.8	39.3	92.1	1.8	8.4	19.0
3.00		(±1.00E-05)	(±2.3)	(±6.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±12.3)	(±9.9)	(±39.7)	(±0.8)	(±3.6)	(±0.0)
0.00	3.00	2.33E-06	6.9	32.8	0.0	0.0	24.8	39.3	92.1	1.8	8.4	19.0
3.00		(±1.00E-05)	(±2.3)	(±6.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±12.3)	(±9.9)	(±39.7)	(±0.8)	(±3.6)	(±0.0)
3.00	7.00	8.30E-10	3.0	0.0	0.0	0.0	1.4	22.7	18.9	0.2	1.1	19.0
10.00		(±3.86E-09)	(±1.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±1.7)	(±9.8)	(±14.1)	(±0.2)	(±0.8)	(±0.0)
10.00	4.00	1.14E-05	14.5	64.3	41.1	36.8	47.5	65.6	0.0	0.0	0.0	19.0
14.00		(±1.98E-05)	(±8.1)	(±11.3)	(±10.2)	(±2.6)	(±36.3)	(±20.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)
14.00	2.00	7.39E-08	7.4	0.0	0.0	0.0	6.2	53.1	53.7	0.3	1.5	19.0
16.00		(±4.31E-07)	(±1.9)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±11.5)	(±10.9)	(±20.7)	(±0.1)	(±0.6)	(±0.0)
16.00	4.00	2.48E-06	16.8	63.4	30.9	34.2	62.2	80.3	0.0	0.0	0.0	19.0
20.00		(±3.25E-06)	(±3.8)	(±7.8)	(±5.1)	(±1.5)	(±22.9)	(±10.4)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)
20.00	9.00	3.08E-05	36.9	109.7	47.7	38.3	134.7	136.3	0.0	0.0	0.0	19.0
29.00		(±2.83E-05)	(±8.7)	(±17.0)	(±8.9)	(±1.9)	(±26.7)	(±22.5)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)
29.00	1.00	1.61E-06	16.1	0.0	0.0	0.0	29.8	93.4	86.9	0.3	1.4	19.0
30.00		(±3.65E-06)	(±8.3)	(±0.0)	(±0.0)	(±0.0)	(±48.9)	(±22.3)	(±43.7)	(±0.2)	(±0.7)	(±0.0)

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



Unità A limo debolmente sabbioso - sopra il livello medio di falda strato da m 0,00 a m 3,00
 $\gamma_a = 18 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 0 \text{ Kpa}$
 $Dr = 20-45\%$
 $\Phi = 26^\circ-27^\circ$
 $Mo = 3.000-5.000 \text{ Kpa}$

Unità B comprende limi e argilla limosa con la presenza di torba fra m 3,00 e m 10,00
 $\gamma_a = 18,5 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 35 -50 \text{ Kpa}$
 $\Phi = 0^\circ$
 $Mo = 4.000-5.500 \text{ Kpa}$

Unità C limi e argille con livello sabbioso fra m 10,00 e m 16,00
 $\gamma_a = 17,5 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 20-40 \text{ Kpa}$
 $\Phi = 0^\circ$
 $Mo = 2.000 - 5.000 \text{ Kpa}$

Unità D sabbia medio-fine con intercalazioni sabbioso limose da m 16,00 a m 28,00-30,00
 $\gamma_a = 18,0 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 0 \text{ Kpa}$
 $Dr = 40-60\%$
 $\Phi = 28^\circ- 31^\circ$

$M_o = 12.000 - 30.000 \text{ Kpa}$

Unità E a profondità maggiore di 30,00 metri terreni coesivi
ove

Rp	resistenza alla punta del pen. statico
$\gamma\alpha$	peso di volume naturale del terreno
cu	coesione non drenata
Dr	densità relativa
M _o	modulo edometrico
ϕ°	angolo attrito

5.1.3. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'effetto della risposta sismica basandosi sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento.

Questa classificazione si basa sui valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità.

Dai risultati dell'Indagine sismica effettuata dalla Ditta IND.A.G.O. (§ 4.1) è risultato un valore di V_{s30} di 193 m/s, identificando quindi terreni di categoria "C" *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*, al limite con la categoria "D"

Anche i valori ottenuti dalla prova SCPTU confermano tale classificazione ma dai grafici si nota come i terreni fino a 15 metri mostrino valori inferiori al limite di 180 m/s.

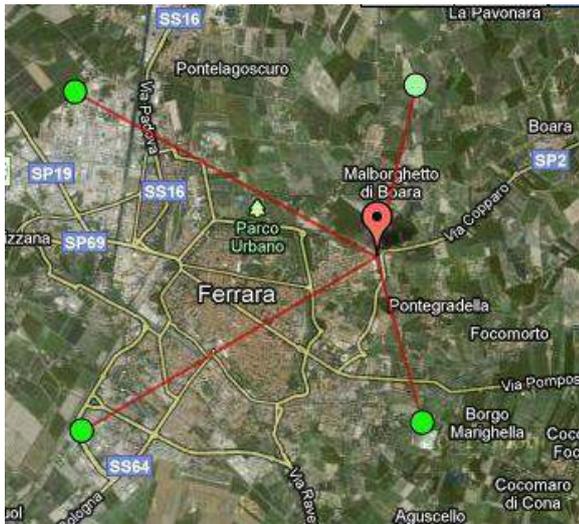
Considereremo quindi i terreni come appartenenti alla categoria di sottosuolo D *"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s"*

5.1.4. Parametri sismici

La classificazione sismica introdotta dall'OPCM 3519/2006, recepita dal D.M. 14.01.08, attribuisce al Comune di Ferrara un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo appartenente agli intervalli 0,125 g - 0,150 g, con $T=0$, su suolo rigido ($V_{s30}>800 \text{ m/sec}$), con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

I parametri sismici necessari alla progettazione sono

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_C	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale



Coord. Punto Target

Latitudine 44.845403 [deg]
 Longitudine 11.648941 [deg]
 Ag (Tr=475anni, 50° perc.) 0.129 [g]

Vertici della maglia del reticolo di riferimento

Vertice 1 (ID=15403) $d_1=2.84$ [km]
 Vertice 2 (ID=15402) $d_2=5.58$ [km]
 Vertice 3 (ID=15181) $d_3=2.90$ [km]
 Vertice 4 (ID=15180) $d_4=5.61$ [km]

Costruzione: Classe d'uso e vita nominale

Classe d'uso II
 Vita nominale V_N 50

Spettro di progetto Accelerazione Se

Tipo elastico anelastico (SLU)
 Direzione Orizzontale Verticale

Spettro elastico Spostamento SDe

Direzione Orizzontale

Tipo terreno A B C D E

Amplificazione suolo T1 T2 T3 T4

punto e reticolo di riferimento

TARGET POINT	Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Lat: 44.845403 Lng: 11.648941	Operatività (SLO)	30	0.036	2.547	0.252
	Danno (SLD)	50	0.045	2.509	0.276
	Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.129	2.596	0.275
	Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.173	2.560	0.281

Le verifiche vengono fatte allo stato limite ultimo di salvaguardia alla vita SLV, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari a $P_{VR} = 10\%$, nell'ipotesi di categoria topografica T1 (terreno pianeggiante), per categoria di sottosuolo D, si ha:

vita nominale $V_N = 50$ anni
 tempo di ritorno $T_R = 475$ anni

accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A $a_g = 0,138$ g
 coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,5$
 coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$
 coefficiente di amplificazione sismica $S = S_S S_T = 1,5$

accelerazione orizzontale massima al suolo

$$a_{max} = S a_g = 0,20 \text{ g}$$

5.2. Considerazioni Geotecniche Generali

5.2.1. Pressione ammissibile per fondazione diretta

Ipotizzando l'adozione di fondazione diretta, si danno alcune indicazioni preliminari per la pressione ammissibile da utilizzare per le future progettazioni.

Si procede pertanto alla verifica della pressione limite al piano di fondazione, utilizzando la relazione proposta da Brinch - Ansen,.

Tale espressione rappresenta la estensione della relazione di Buisman e Terzaghi con la introduzione dei casi particolari (forma, inclinazione carico - base fondazione - piano campagna , profondità del piano di posa).

Per condizioni drenate

$$Q \text{ lim.} = 1/2 \gamma' B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Per condizioni non drenate

$$Q \text{ lim} = c_u' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q'$$

essendo:

γ	= peso di volume del terreno (γ' p.vol.t. immerso)
B	= dimensione minore della fondazione
$q' = \gamma \cdot H$	= carico preesistente al piano fondazione
c'	= coesione
c_u	= coesione non drenata
N_{γ}, N_q, N_c	= fattori capacita' portante , legati all'ang. di res. al taglio φ
s_{γ}, s_q, s_c	= fattori di forma della fondazione
i_{γ}, i_q, i_c	= fattori correttivi per inclin. del carico
b_{γ}, b_q, b_c	= fattori correttivi per inclinazione base della fondazione
g_{γ}, g_q, g_c	= fattori correttivi per piano campagna inclinato
d_q, d_c	= fattori dipendenti dalla profondita' del piano di posa

trascurando i fattori correttivi per

- inclinazione del carico
- inclinazione base della fondazione
- piano campagna inclinato

Per le seguenti ipotesi:

- fondazione diretta continua B = 1,50 m
- profondità di posa metri 1,50 dal piano campagna attuale
- carico centrato e verticale

e trascurando infine i fattori di profondità a favore della sicurezza la relazione generale assume la forma

$$Q \text{ lim.} = 1/2 \gamma' B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q + c' \cdot N_c \cdot s_c$$

essendo

$$s_c = 1 + 0,2B/L \cdot X N_q/N_c$$
$$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \varphi$$
$$s_{\gamma} = 1 - 0,4x B/L$$

e per le caratteristiche geotecniche dei terreni fini saturi (condizione non drenata)

- $c_u = 32,5$ KPa (valore medio nei primi 10 m circa)
- $\varphi' = 0$ °
- $\gamma = 18$ KN/mc
- $s_c = 1,03$

la relazione generale sopra scritta assume la forma (condizione non drenata)
e per i minimi valori di coesione non drenata

$$Q_{lim.} = c_u \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad (\text{per } \phi = 0^\circ)$$

Trascurando a favore della sicurezza il fattore di forma, risulta:

$$Q_{lim} = 32,5 \times 5,14 + 19 \times 1,50 = 195,55 \text{ KPa}$$

ed assumendo un coefficiente di riduzione minimo di $F = 3$

$$Q_{amm} = 195,55 / 3 = 65,18 \text{ KPa}$$

5.2.2. Prima verifica della sicurezza e delle prestazioni

Le opere devono essere inoltre verificate con riferimento ai meccanismi di rottura per carico limite e scorrimento come previsto da Norme Tecniche per le costruzioni 2008.
Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione

$$E_d < R_d$$

essendo

E_d il valore di progetto dell'azione

R_d il valore di progetto della resistenza del terreno

La resistenza del terreno (R_d) va valutata in riferimento ai coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici del terreno secondo l'approccio 1 e le seguenti combinazioni di carico

- ◆ combinazione 1 "A1 + M1 + R1" STR
- ◆ combinazione 2 "A2 + M2 + R2" GEO

per le azioni (A1 e A2)

per i parametri geotecnici (M1 e M2)

per le resistenze (R1, R2, R3)

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dello stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico (GEO) per

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

La verifica di stabilità globale dovrà essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali

- per le azioni o i loro effetti (tab. 6.2.I N.T.C.)
- per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II N.T.C.)
- per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (6.8.I N.T.C.)

Non essendo disponibili i valori di sollecitazione legati alle strutture in elevazione (onde valutare A1 e A2) si procede alla verifica per le combinazioni M1 + R1 e A2 + M2

Sulla base delle prove penetrometriche statiche (CPTU) risulta come siano presenti sabbie fini limose a medio addensamento fra 11 e 12,50 m di profondità (CPT 1), e oltre metri 15÷16 m (CPT2).

Per questi strati si procede alla “verifica di stabilità in relazione ai fenomeni di liquefazione”, possibili in terreni sabbiosi e sabbioso-limosi presenti entro la profondità di 15÷20 m.

Un terreno incoerente durante un evento sismico, viene interessato da sollecitazioni cicliche di taglio. Si ha liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tali che la pressione interstiziale raggiunga il valore della pressione di confinamento. In definitiva per liquefazione si intende il quasi totale annullamento della resistenza al taglio e un comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si rappresenta la resistenza al taglio con la relazione di Coulomb

$$\tau = c + (\sigma_{vo} - u) \tan \varphi$$

essendo

c = coesione del terreno

σ_{vo} = pressione litostatica totale alla profondità di indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

φ = angolo di resistenza al taglio

si avrà

$$\tau = 0$$

solamente se “ $c = 0$ ”⁽¹⁾ e “ $(\sigma_{vo} - u) = 0$ ”⁽²⁾

- quindi inesistente per terre coesive o incoerenti con abbondante frazione coesiva

- e solo per $\sigma_{vo} = u$ la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale litostatica

Il fenomeno interessa quindi essenzialmente depositi sciolti non coesivi immersi in falda ed in occasione di eventi sismici è legato a:

- caratteristiche delle vibrazioni sismiche
- proprietà geotecniche dei terreni
- fattori ambientali

Dalle osservazioni sui casi reali di liquefazione si è notato che:

- maggiore è la pressione di confinamento maggiore è il numero di cicli di carico richiesto per il collasso
- tanto più è bassa la densità relativa del deposito (D_r) , tanto maggiore è il rischio di liquefazione
- la dimensione, la distribuzione , il grado di uniformità e la forma delle particelle solide influenzano sensibilmente la liquefazione dei depositi

La valutazione del potenziale di liquefazione viene eseguito secondo le indicazioni di Seed e Idriss, verificando gli sforzi al taglio indotti alle varie profondità del terreno in esame dal terremoto di progetto, e confrontandoli con la resistenza al taglio ciclica offerta dal terreno alle sollecitazioni indotte dal Sisma. La resistenza al taglio ciclica viene valutata utilizzando correlazioni empiriche che legano questo parametro ai valori di resistenza penetrometrica (statica o dinamica) e alla V_s

La resistenza dei terreni alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione “F” espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR) e la sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (Cyclic Stress Ratio – CSR)

$$F = CRR / CSR$$

Per questi terreni si è valutato il valore di CSR di progetto ed il corrispondente valore di CRR dal cui rapporto risulta il grado di sicurezza per una data intensità di Sisma .

Dati: zona di 3° categoria

- - accelerazione massima al suolo $a_{max}/g = 0,132 g$ (Ferrara)
- - Categoria di suolo C
- - Coeff amplificativo per il tipo di suolo $S = 1,5$
- - forze tangenziale medio ciclico di progetto $\tau_{av} = 0,65 \cdot (S \cdot a_{max}/g) \cdot \sigma_{vo} \cdot rd$
- - Cyclic Stress Ratio $CSR = \tau_{av} / \sigma'_{vo}$

Le verifiche sono state eseguite considerando una magnitudo di riferimento $M = 6,14$, una accelerazione massima orizzontale $A_{max} = 0,2 g$ e la falda a 2,20-2,80 metri dal piano campagna.

Il rapporto $F = CRR / CSR$ definisce pertanto il rischio di liquefazione e per $F > 1$ non esiste pericolo di liquefazione.

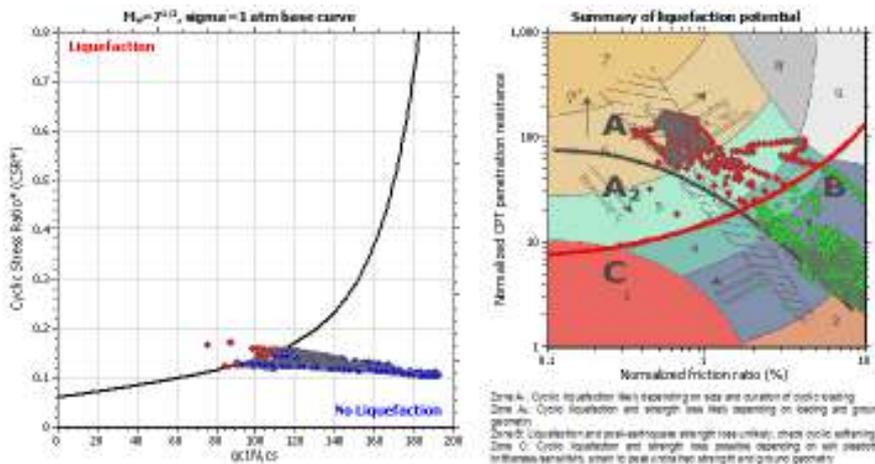
I terreni sono liquefacibili se il Fattore di sicurezza F_s è minore di uno.

Strato fra m÷ m	Prof med. (m)	CRR Media	CSR	CM Andrus e Stokoe	$F=(CRR/CSR) \times CM$
11,0 ÷ 12,50	11,75	0,141	0,201	2	1,3
15,0 ÷ 20,0	17,50	0,181	0,177	2	1,7

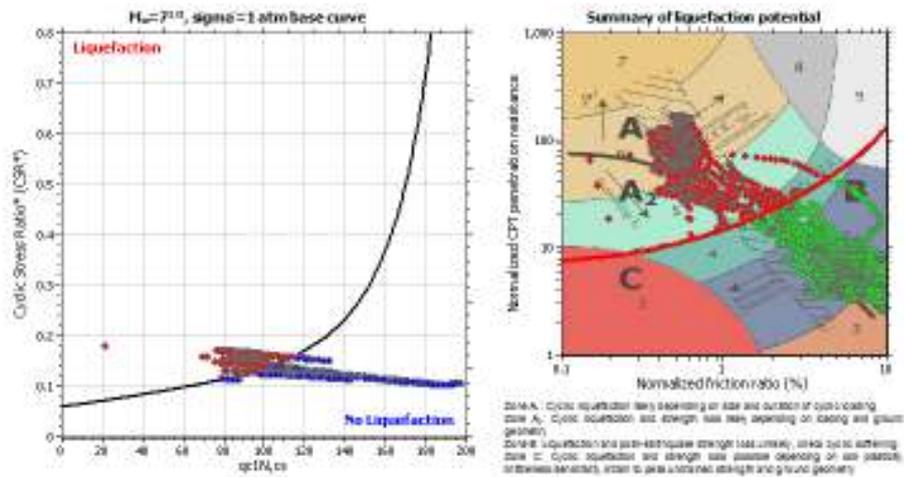
Per l'area è minimo il rischio del fenomeno di liquefazione essendo risultato un valore del rapporto CRR/CSR compreso fra minimi di 1,3 e 1,7.

Attraverso l'interpretazione di Boulanger & Idriss 2014 risulta al limite della possibilità di liquefazione il livello granulare superficiali, sabbioso limoso, saturo ma di modesto spessore, e le intercalazioni sabbiose profonde.

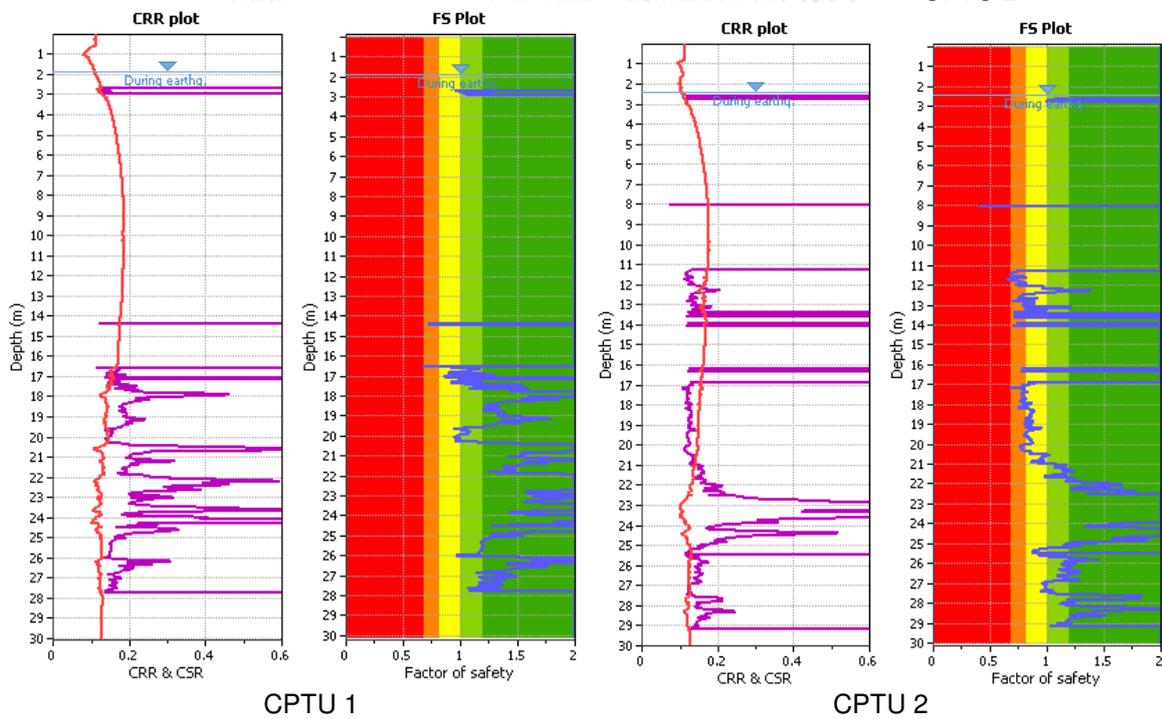
Tutto questo è confermato dal calcolo automatico effettuato in base alle SCPTU.



CPTU 1

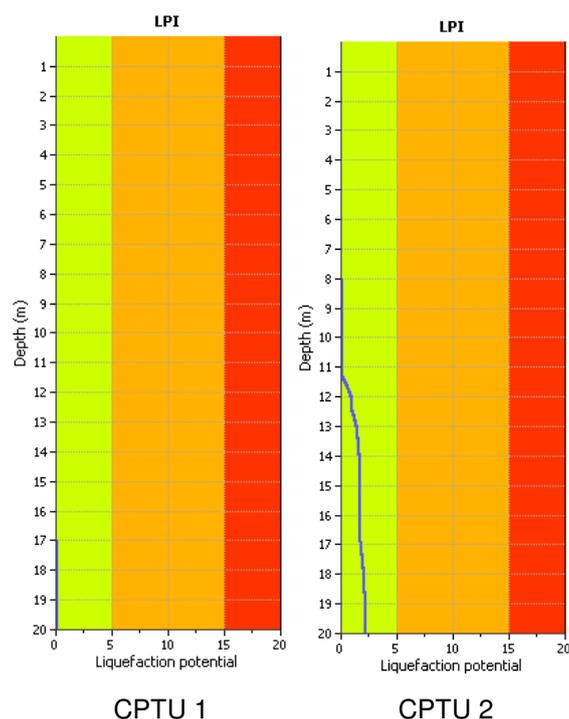


CPTU 2



E' valutato l'Indice di potenziale liquefazione che definisce classi di pericolosità (Sonmez, 2003).

- | | |
|-------------------|-----------------------|
| $I_L = 0$ | non liquefacibile |
| $0 < I_L \leq 2$ | potenziale basso |
| $2 < I_L \leq 5$ | potenziale moderato |
| $5 < I_L \leq 15$ | potenziale alto |
| $15 < I_L$ | potenziale molto alto |



6. CONSIDERAZIONI PER IL PIANO DELLE INFRASTRUTTURE

Un Piano Particolareggiato prevede infrastrutture in superficie (strade e piazzali) e nel sottosuolo (rete fognaria, acquedotto, gas e altro).

6.1. Strade

materiali

I materiali costituenti il pacchetto della pavimentazione sono caratterizzati dal modulo dinamico di elasticità E e dal modulo di Poisson. ν .

Il controllo del grado di addensamento potrà essere eseguito attraverso prove su piastra diametro 30 cm , al primo ciclo di carico, per i seguenti valori:

strato	Natura	Intervallo di carico (Mpa)
Sottofondo	Terra costipata	0.05÷0.15
Rilevato	Riporto (A1, A3 ...)	0.05÷1.5
Fondazione	Misto granulare stabilizzato	0.05÷0.15

Sottofondo

Per la determinazione del modulo di sottofondo si possono utilizzare le relazioni sperimentali:

$$E_o = 10 \text{ CBR} = 2,5 \text{ Md} \quad (\text{MPa})$$

per terreni coesivi vale la relazione

$$\text{CBR} = \text{Coesione non drenata } c_u / 0,025 \quad (\text{KPa})$$

E quindi : $E_o = (10/0.025) \times c_u$ (MPa)

$$E_o = 400 \times 0,05 = 20 \text{ MPa}$$

$c_u = 0,05 \text{ MPa}$

Il sottofondo adeguatamente scoticato (15./30 cm) dovrà essere adeguatamente compattato

Geotessuto

Sul piano di posa fra riporto sabbioso e terreno in sito è opportuno prevedere la posa di un telo di geotessuto, nontessuto e/o tessuto, del peso di circa 200 ./350 g/m² con funzione ripartitrice di carico e anti intasamento.

Fondazione

Lo strato di fondazione è previsto con riporto, di uno o più strati, dello spessore variabile in relazione alla quota del terreno scoticato, con spessore minimo di cm 20.. Questo strato dovrà essere costituito da materiale appartenente secondo norma UNI 10006/2002 ai gruppi A1,A3,A2-4 oppure A4 e/o A6 corretti o granulometricamente o con miscelazione a calce/cemento.

I materiali sciolti (sabbiosi) potranno essere miscelati con cemento, i terreni limo argillosi con calce.

Il riporto dovrà essere steso in strati dello spessore reso prossimo a 20 cm, adeguatamente compattato ad umidità prossima a quella ottimale,(previo controllo umidità ottimale in laboratorio con Prove di consolidazione Proctor). Se troppo umido sarà adeguatamente aerato se troppo secco adeguatamente umidificato. La deumidificazione potrà essere ottenuta attraverso l'apporto di calce viva

Nel caso di riporto di materiali limo-argillosi si dovrà eseguire una miscelazione con calce (circa 3./5 % in peso del materiale secco) con Pulvimixer .

Seguirà il controllo dell' addensamento con prova su piastra 30 cm di diametro – $M_d > 40./70$ MPa.

Tenuto conto di un coefficiente di Poisson ν di 0,4 per questo terreno si ammettono valori di modulo elastico prossimi a

$$E_1 = 100./150 \text{ MPa } \nu = 0,40$$

Misto granulare stabilizzato granulometricamente (Il strato di fondazione)

Per il secondo strato di fondazione si considera l'utilizzo di un misto granulare stabilizzato ben gradato (0÷50 mm), adeguatamente compattato con una umidità prossima a quella ottimale.

Per il controllo del grado di addensamento si dovrà raggiungere un modulo di deformazione con prova su piastra 30 cm prossimo a $M_d = 80 ./100$ MPa

Lo spessore reso dovrà essere non inferiore a 20 cm

Per questo strato si adottano valori di $E_2 = 200 \text{ MPa } \nu = 0,3$

6.2. Ponti sul canale Gramicia

Per il passaggio sul canale consortile Gramicia è prevista la costruzione di un nuovo ponte carrabile e la ristrutturazione dell'esistente ad uso pedonale-ciclabile.

Per il nuovo ponte sarà necessario in fase di progettazione la verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione per le due sponde del canale.

6.3. Reti interrate

Per la progettazione e posa delle reti tecnologiche interrate in fase progettuale si dovranno eseguire le verifiche geologiche e geotecniche dirette, come richiede la normativa (DM 12.12.85), che analizzeranno le caratteristiche dei terreni interessati e i rapporti con la prima falda.

7. INVARIANZA IDRAULICA

La Direttiva della Regione Emilia-Romagna concernente "Indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne" in ottemperanza all'art.39 del D. Lgs 11 maggio 1999, n.152, disciplina lo smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento delle superfici impermeabili quali strade, piazzali, suscettibili di essere contaminate e delle acque meteoriche dalle coperture di fabbricati e superfici impermeabili non suscettibili di essere contaminate.

La stessa direttiva suggerisce per la scelta dei diversi sistemi di drenaggio (3.4) nelle aree di nuova urbanizzazione la realizzazione di impianti che permettano di raccogliere le acque meteoriche dei tetti, o da altre superfici impermeabili scoperte non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, e di convogliarle con brevi reti esclusivamente pluviali aventi recapito su suoli permeabili o in vicini corpi ricettori superficiali ovvero recuperate per usi non pregiati. Inoltre specifica che con tale separazione a monte delle reti fognarie si possono ottenere notevoli vantaggi sia idraulici che ambientali e al fine di limitare il carico idraulico sul sistema fognario degli agglomerati, nel caso di nuove urbanizzazioni ed in presenza di un corpo idrico ricettore superficiale per il recapito delle acque meteoriche, si prevederà di norma la realizzazione di sistemi di tipo separato.

Sulla base di quanto già previsto dall'art.29 lett.e) del D. Lgs 152/99 per gli scarichi delle reti bianche che recapitano sul suolo o negli strati superficiali del sottosuolo si applicano le prescrizioni e le modalità di scarico previste dalla deliberazione del Comitato dei Ministri per la tutela delle acque dall'inquinamento del 4 febbraio 1977 – Allegato 5, punti 1 e 2.

Riguardo le acque di dilavamento della strada, che saranno raccolte nelle cunette di bordo strada, non è permesso il loro scarico diretto nel suolo/sottosuolo ma dovranno essere raccolte ed adeguatamente trattate.

Il principio dell'Invarianza Idraulica sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area.

Lo studio di un bilancio idrologico deve essere eseguito per bacino e a questo si deve fare riferimento per un intervento di urbanizzazione parziale o per un intervento diretto di edificazione. Le componenti del bilancio in un bacino idrologico sono in effetti numerose e variabili, dalle diverse

componenti del deflusso, alla variabilità della capacità di infiltrazione e, non ultimo per importanza, alle diverse modalità di manifestarsi degli eventi meteorici e degli afflussi.

7.1. Calcolo del bilancio idrologico

Per un'area di nuova urbanizzazione è necessario verificare che l'intervento proposto non aggravi l'esistente livello di rischio idraulico nè possa pregiudicare la possibilità di una futura riduzione di tale livello. In pratica è necessario verificare che, modificando le caratteristiche e l'uso del suolo, sia verificata la compatibilità dei deflussi con i corpi recettori.

Come dispone l'art.75 del RUE "Raccolta e smaltimento acque meteoriche" del comune di Ferrara, il progetto prevede la raccolta delle acque meteoriche, nel comparto 01 tramite una vasca di laminazione e nel comparto 03 con un fossato che afferisce al canale Gramicia.

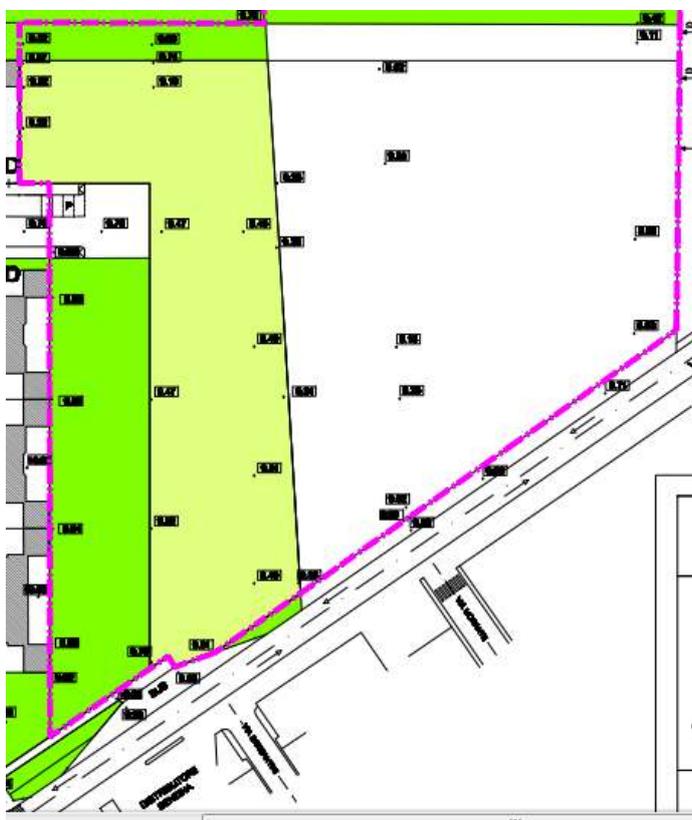
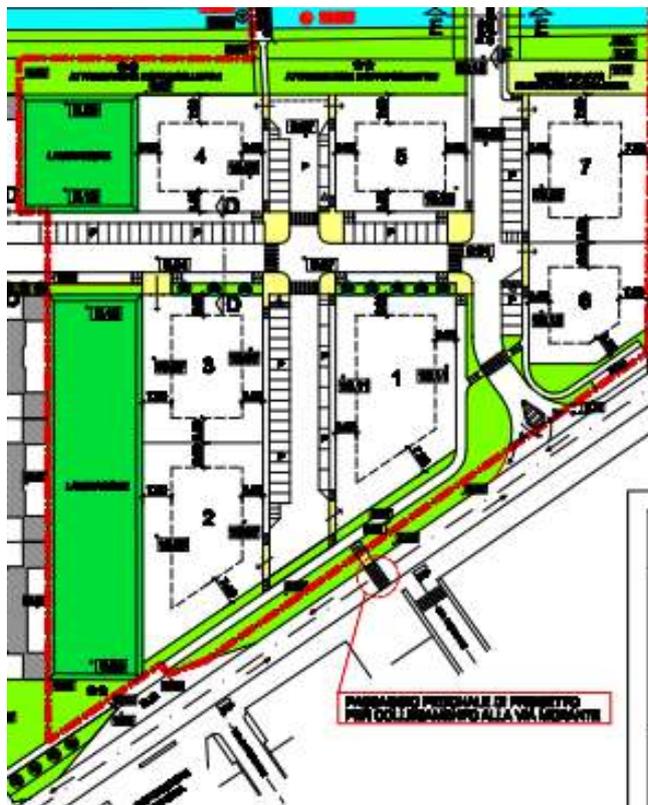
Secondo i commi 1 e 2 del presente articolo tali acque dovranno essere raccolte in una rete separata dalla rete di raccolta dei reflui, oppure, se possibile secondo le caratteristiche dei terreni e delle falde sotterranee, essere infiltrate.

Riguardo la sicurezza idraulica del territorio, il comma 3 prescrive la necessità di valutazione dell'Invarianza Idraulica, principio cui il progetto dovrà essere adeguato.

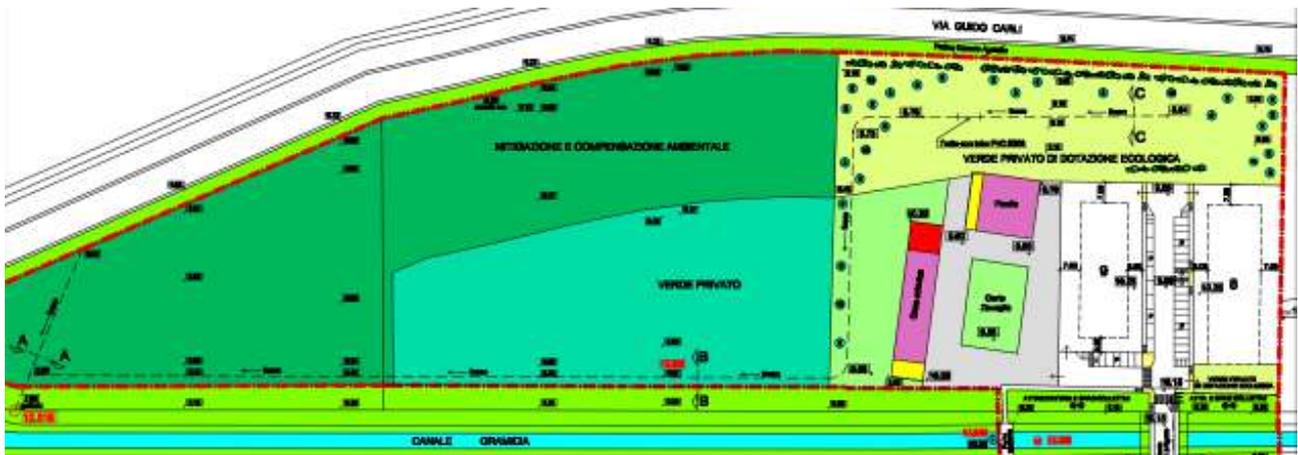
Ogni intervento che diminuisce la superficie permeabile per un'area superiore a 2.000 mq, dovrà predisporre adeguati presidi per evitare l'allagamento delle aree, calcolati sulla base della condizione idraulica di fossi e canali e idrogeologica. A questo proposito si richiede una valutazione in base alle condizioni della prima falda sotterranea, tenendo conto dell'andamento stagionale della stessa, che però non è monitorata nel Piano.

Si fa il calcolo con le superfici di progetto per i due comparti e un valore di precipitazione massima di 55 mm giornalieri, che per evento eccezionale possono essere considerati 55 mm/ora. Il dato è ricavato dal sito ARPAE per le stazioni di Ferrara.

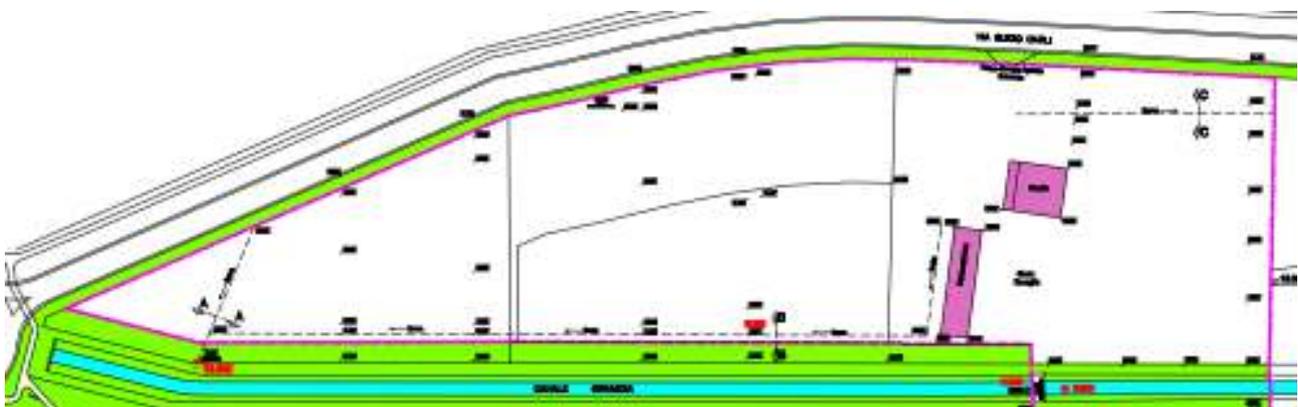
Comparto 01



Comparto 03



Stato di progetto



Stato di fatto

VALUTAZIONE DEFLUSSI SUPERFICIALI AREA SUD							
		progetto			esistente		
		Superficie mq	Coeff deflusso	Totale	Superficie mq	Coeff deflusso	Totale
edifici	impermeabile	2.935	0,9	2.641,50			
Strade e parcheggi pubblici	impermeabile	4.590	0,85	3.901,50			
Aree esterne private	Semi permeabile	4.355	0,5	2.177,50			
Aree verdi	permeabile	2.660,75	0,3	798,22			
Area laminazione	permeabile	2.951,25	0	0			
Terreno agricolo	permeabile				17.392	0	0
Superficie totale		17.392	0,59	7.452,85			
	prec mm/ora	superficie tot.		Infiltraz mc/ora	Da smaltire		
prima intervento	55	17.392,00		956,56	0		
dopo intervento	55	7.452,85			409,90		

VALUTAZIONE DEFLUSSI SUPERFICIALI COMPARTO 03							
		progetto			esistente		
		Superficie mq	Coeff deflusso	Totale	Superficie mq	Coeff deflusso	Totale
edifici	impermeabile	1.761	0,9	1.584,90			
Aree esterne private	semipermeabile	1.773	0,5	886,50			
Strade e parcheggi pubblici	impermeabile	1.665	0,85	1.415,25			
Casa colonica e fienile	impermeabile	924	0,9	831,60	924	0,9	
corte	semipermeabile	2.104	0,3	631,20			
ex aia	permeabile	589	0,3	176,70			
Area dotazione ecologica	permeabile	6.443	0	0			
Superficie totale		15.259	0,36	5.526,15	15.259	15.166,6	
	prec mm/ora	superficie tot.	coeff deflusso	Infiltraz mc/ora	Da smaltire		
prima intervento	55	15.166,60	0,09	834,163	530,23		
dopo intervento	55	5.526,15	0,36	303,930			

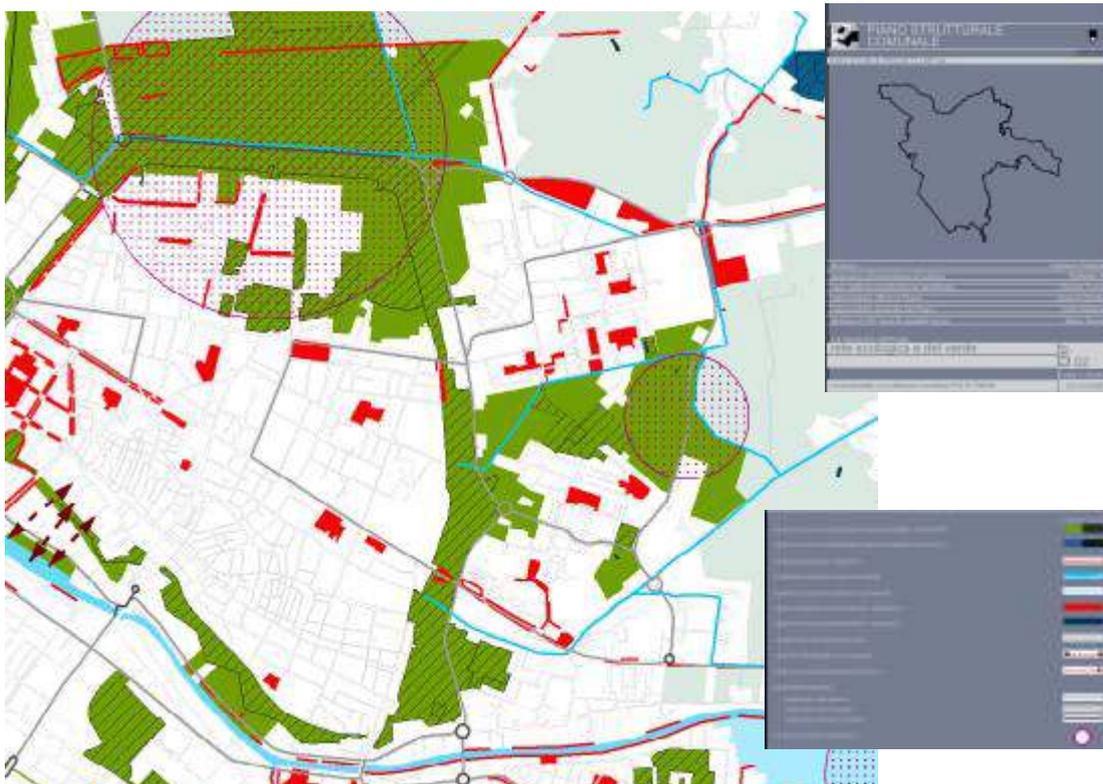
Si ha un incremento di acque meteoriche da smaltire, considerando una massima piovosità di 55 mc/ora, di c.a

- 385 mc/ora per il comparto 01
- 530 mc/ora per il comparto 03.

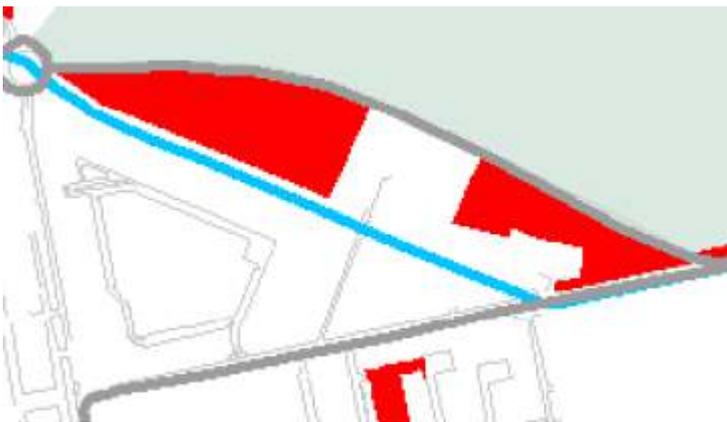
8. VINCOLI PAESAGGISTICI

Riguardo le tutele ambientali, si fa riferimento principalmente al PSC del Comune di Ferrara che ha recepito le indicazioni del Piano Territoriale di Coordinamento Provinciale, approvato con delibera regionale n. 20 del 20 gennaio 1997, adeguato alla L.R. 20/2000, a sua volta integrata con il Titolo III bis Tutela e valorizzazione del paesaggio dalla L.R. 23/2009, prevede la definizione degli indirizzi e le direttive per le realizzazioni di dotazioni ecologiche ed ambientali negli ambiti urbani e periurbani, di reti ecologiche e di spazi di rigenerazione e compensazione ambientale, con la Rete Ecologica Provinciale di 1° livello e il Piano Territoriale Paesistico, definito dal D.Lgs. 42/2004 "Codice dei beni culturali e del Paesaggio" come lo strumento garante della tutela dinamica e globale del territorio.

La Regione Emilia-Romagna, già in base alla legge 431/85 che lo prevedeva si è dotata di P.T.P.R., piano urbanistico territoriale con specifica considerazione dei valori paesistici e ambientali, considerando e disciplinando i vincoli paesaggistici presenti nel territorio regionale.

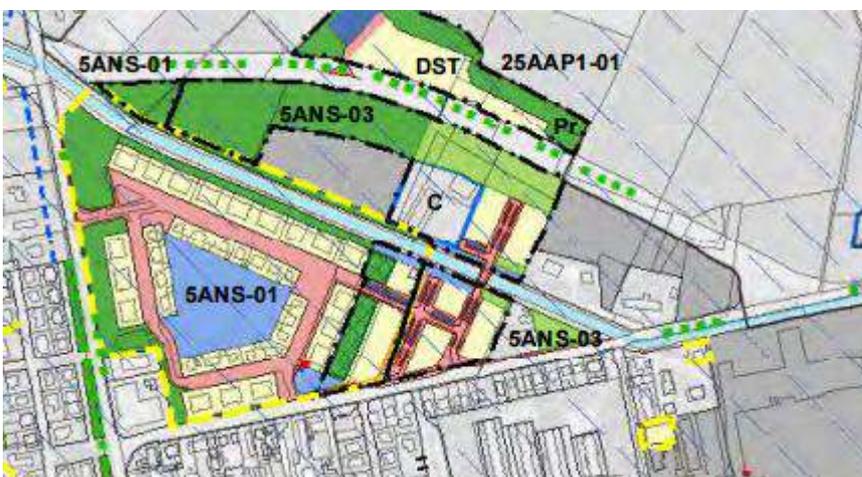


stralcio PSC Rete ecologica e del verde



area di interesse

AREE DI APPOGGIO AD ECOSISTEMA TERRESTRE



POC Ferrara - RUE

Art. 123 RTA - PROGETTO URBANISTICO

1. Prescrizioni spazi urbani verdi
2. Impianti verdi nel territorio urbano: Vg, V, C, B, Bg
3. Aree verdi in comuni con parcheggio pubblico
4. Edifici a verde ecologico
5. Verde privato di dotazione ecologica
6. Verde pubblico da densificare
7. Aree verdi per la laminazione delle acque meteoriche

- Il RUE all'art. 120 Progetto Urbanistico comprende:
- comma 5. Verde privato di dotazione ecologica
 - comma 6. Verde pubblico da densificare
 - comma 7. Aree verdi per la laminazione delle acque meteoriche

Oltre alle aree per la laminazione di cui si è già detto, il PUA comprende il verde privato di dotazione ecologica e il verde pubblico da densificare.

Tutte le prescrizioni di tutela sono recepite nel Piano Attuativo e nel Progetto.

Dr.geol. Marilena Martinucci

Ferrara, 4 aprile 2017

**PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI FERRARA
VIALE TUROLDO - VIA COPPARO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

**VALUTAZIONE DI COMPATIBILITA' DELLE PREVISIONI
CON LA RIDUZIONE DEL RISCHIO SISMICO E CON LE ESIGENZE DI PROTEZIONE
CIVILE SULLA BASE DI PERICOLOSITA' LOCALE NONCHE' DI VULNERABILITA' ED
ESPOSIZIONE URBANA**

- 1. PERICOLOSITA' E VULNERABILITA' GEOLOGICA**
- 2. VULNERABILITA' AMBIENTALE ALL'INQUINAMENTO**
- 3. PERICOLOSITA' E VULNERABILITA' SISMICA**
 - 3.1. Prime indicazioni per la sicurezza al rischio sismico
- 4. RISCHIO IDROGEOLOGICO**
 - 4.1. Vulnerabilità idrogeologica
 - 4.2. Invarianza idraulica
 - 4.3. Pericolosità da allagamento
- 5. STABILITÀ GEOTECNICA**
- 6. ALTRI RISCHI**

1. PERICOLOSITA' E VULNERABILITA' GEOLOGICA

Pericolosità geologica: presenza o entità degli elementi geologici capaci di compromettere la sicurezza provocando un evento dannoso

Vulnerabilità geologica: suscettibilità a subire un danno

Rischio geologico: si coordina la pericolosità geologica con la vulnerabilità del sito e l'esposizione di persone o cose

Lo studio geologico ha la finalità di indicare le pericolosità e le vulnerabilità di tipo geologico del sito dove è o sarà ubicato l'edificio.

La pericolosità geologica è l'insieme dei fenomeni geologici e dei loro effetti tesi a generare incidenti su una particolare porzione di territorio.

Esistono situazioni di pericolosità geologica che agiscono sulle attività umane e situazioni di pericolo che agiscono sulle risorse naturali geologiche o a queste collegate, ad opera delle attività antropiche.

Queste pericolosità sono gestite dalla Pianificazione territoriale.

La vulnerabilità è la suscettibilità a subire un danno per cui la vulnerabilità geologica è legata a fattori geologici quali:

- Le caratteristiche morfologiche e geotecniche del suolo/sottosuolo
- La permeabilità dell'acquaclude e delle aree di ricarica

Non ci occupiamo delle pericolosità idrogeologica/idraulica, legata alla presenza del fiume Po a nord della città e del Po di Volano che attraversa la città

e si riconduce a

- vulnerabilità sismica
- vulnerabilità idrogeologica/idraulica
- vulnerabilità geotecnica

2. VULNERABILITA' AMBIENTALE ALL'INQUINAMENTO

In fase di inserimento nel POC, come da regolamento comunale si sono eseguite le indagini per le verifiche di qualità del terreno e della prima falda.

Le analisi effettuate su campioni di acque risultavano per alcuni parametri superiori ai limiti tabellari di legge riguardo le concentrazioni per cui la società Sara Costruzioni ne ha dato comunicazione in data 27.11.2013 ai sensi dell'art.245 del D. lgs. 152/2006. La provincia di Ferrara, in data 11.12.2013, con nota P.G. 89323 ha dato avvio al procedimento di bonifica e ripristino ambientale. Dopo il campionamento dei piezometri con ARPA dai quali è risultata la conformità ai parametri tabellari del D. lgs. 152/2006 la Provincia di Ferrara ha chiuso il procedimento in data 10.12.2015.

3. PERICOLOSITÀ E VULNERABILITÀ SISMICA

Il terremoto è un fenomeno geologico, naturale, che può manifestarsi per varie cause. I sismi di origine tettonica sono i più numerosi e catastrofici, per di più è impossibile prevederli nel contesto temporale.

Le indicazioni di base, scaturite da seri studi strutturali e geofisici, portano come strumento alla Carta della Pericolosità sismica, cioè alla conoscenza di quegli elementi geologici che possono provocare un sisma e quindi un evento che può compromettere la sicurezza del sito.

La Carta dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) riporta i Valori di pericolosità sismica del territorio italiano, secondo il reticolo di riferimento i cui nodi hanno un passo pari a 10 Km. Per ogni nodo è dato il valore di accelerazione sismica orizzontale massima al sito a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni, riferita a suoli rigidi.

Questo riferimento a suoli rigidi deriva dal fatto che l'onda sismica si propaga in modo diverso a seconda dei terreni che incontra, passando attraverso i quali può essere anche amplificata. E' per questo che è fondamentale la conoscenza della Risposta Sismica Locale, definita per ogni zona a diverse caratteristiche geologiche.

La Pericolosità sismica di un luogo è riportata nella Pianificazione Territoriale e nello specifico nello Studio di Microzonazione sismica, sulla base della Carta INGV e della Risposta Sismica Locale.

Si aggiunge poi l'effetto dell'onda sismica quando giunge presso la superficie, dove le variabilissime condizioni geologiche pongono l'area in condizioni di vulnerabilità sismica dipendenti dall'Effetto di sito. E' l'Effetto di sito quindi che ci rappresenta la Vulnerabilità sismica dell'area che relazionata alla Pericolosità sismica ci porta alla valutazione del Rischio sismico sitespecifico.

La Pericolosità sismica quindi è legata innanzitutto alla possibilità che possa manifestarsi un evento sismico. Questo è certificato dalla classificazione in zona 3 con accelerazione orizzontale a_g/g pari a 0,15. Lo studio di Microzonazione nella Pianificazione Comunale ha indicato un indice di amplificazione locale pari a 1,5 quindi con un valore di accelerazione di 0,225.

La Vulnerabilità, cioè le condizioni che possono indurre al danno, è data dall'effetto di sito che nel territorio è stato evidenziato soprattutto con il pericolo di liquefazione per le sabbie.

Successivamente può essere valutato il Rischio sismico sulla base dell'Esposizione, cioè del valore dei beni e delle risorse presenti nel sito, confrontata con Pericolosità e Vulnerabilità.

1.1. Prime indicazioni per la sicurezza al rischio sismico

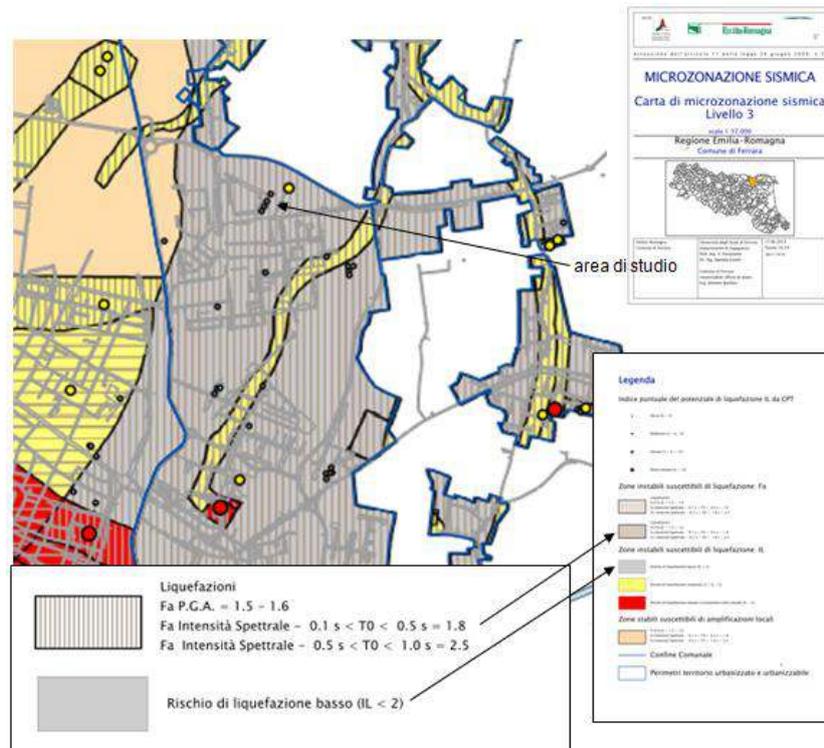
Con l'Ordinanza PCM 3274/2003 "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica", si è dato il via alla riclassificazione sismica del territorio nazionale e alle conseguenti normative riguardanti gli usi e le attività sul territorio.

Il Comune di Ferrara è inserito in zona 3. La Pericolosità sismica quindi è considerata media.

Il Piano Urbanistico Attuativo ha valutato l'effettivo Grado di Vulnerabilità sismica attraverso l'analisi della Risposta sismica locale (RSL) con

- valutazione dei fattori di amplificazione sismica
- categoria del suolo e profondità del bedrock

- spessore della copertura
- velocità delle onde di taglio fino a 30 metri Vs30.



Dallo Studio di Microzonazione sismica di terzo livello del PSC del comune di Ferrara, l'area è compresa in Zona instabile suscettibile di liquefazione, ma con rischio basso ($IL < 2$).

Per sisma di $M = 6,14$, accelerazione massima al suolo $0,2\text{ g}$, per l'area vi è il rischio basso per il fenomeno della liquefazione, per le sabbie a profondità superiore agli 11 metri.

4. RISCHIO IDROGEOLOGICO

4.1. Vulnerabilità idrogeologica

La Direttiva della Regione Emilia-Romagna concernente "Indirizzi per la gestione delle acque di prima pioggia e di lavaggio da aree esterne" in ottemperanza all'art.39 del D. Lgs 11 maggio 1999, n.152, disciplina lo smaltimento delle acque meteoriche di dilavamento delle superfici impermeabili quali strade, piazzali, suscettibili di essere contaminate e delle acque meteoriche dalle coperture di fabbricati e superfici impermeabili non suscettibili di essere contaminate.

La stessa direttiva suggerisce per la scelta dei diversi sistemi di drenaggio (3.4) nelle aree di nuova urbanizzazione la realizzazione di impianti che permettano di raccogliere le acque meteoriche dei tetti, o da altre superfici impermeabili scoperte non suscettibili di essere inquinate con sostanze pericolose, e di convogliarle con brevi reti esclusivamente pluviali aventi recapito su suoli permeabili o in vicini corpi ricettori superficiali ovvero recuperate per usi non pregiati.

Inoltre specifica che con tale separazione a monte delle reti fognarie si possono ottenere notevoli vantaggi sia idraulici che ambientali e al fine di limitare il carico idraulico sul sistema fognario degli agglomerati, nel caso di nuove urbanizzazioni ed in presenza di un corpo idrico ricettore superficiale per il recapito delle acque meteoriche, si prevederà di norma la realizzazione di sistemi di tipo separato.

E' auspicabile pertanto che sia permesso alle acque meteoriche di dilavamento di tetti e piazzali di infiltrarsi nel terreno tramite un progetto che ne permetta la naturale depurazione, se non ci fossero le condizioni per progettare una raccolta e un riuso di tali acque per usi non pregiati.

Tutte le indicazioni della norma regionale sono riportate nel Regolamento Urbanistico Edilizio del comune di Ferrara, all'art.75 Raccolta e smaltimento acque meteoriche.

4.2. Invarianza idraulica

Il principio dell'Invarianza Idraulica sancisce che la portata al colmo di piena risultante dal drenaggio di un'area debba essere costante prima e dopo la trasformazione dell'uso del suolo in quell'area.

Il Piano Particolareggiato interessa, con la costruzione di edifici, parcheggi, piazzali impermeabilizzati, un'area per lo più agricola e a verde, mantenendo ampie porzioni a verde nelle aree indicate nella convenzione di POC, così come riportato nelle NTA-RUE del comune di Ferrara all'art. 120 Progetto Urbanistico, relativamente a i commi 5. Verde privato di dotazione ecologica, 6. Verde pubblico da densificare e 7. Aree verdi per la laminazione delle acque meteoriche.

La valutazione dell'Invarianza Idraulica è stata effettuata per i due comparto 01, a sud del Canale Gramicia e 03 a nord dello stesso canale. I metodi di gestione e smaltimento delle acque sono diversi e studiati per le caratteristiche delle due aree.

Nel comparto sud 01 è prevista la vasca di laminazione che dovrà regolare, nel caso di precipitazioni massime, un volume di acqua meteorica da smaltire di 385 mc.

Nel comparto 0.3 l'acqua meteorica continuerà ad essere raccolta nel fossato che sarà rimodellato e modificato nelle pendenze. Verrà smaltita una massima piovosità di 55 mm pari a 530 mc.

Non essendoci problemi di allagamento non se ne prevede l'insorgere per la trasformazione urbanistica.

4.3. Pericolosità da allagamento

I fattori e i processi del Sistema Idrogeologico che riguardano la Variante in oggetto sono legati essenzialmente alle acque superficiali e alle acque sotterranee per quanto riguarda la prima falda.

Il sistema delle acque superficiali è costituito dalla rete dei canali della Bonifica, regolata dal Consorzio di Bonifica Pianura di Ferrara.

L'area è attualmente priva di problemi di scolo, drena nel canale Gramicia del sistema idraulico della Bonifica.

Il calcolo dell'Invarianza idraulica fa ritenere che non vi saranno pericolosità di allagamento anche dopo la trasformazione prevista.

Dal punto di vista idraulico, la normativa prevede che "sono vietati in modo assoluto dall'art.133 del R.D. 8 maggio 1904, n.368:

- a) le piantagioni di alberi o siepi, le fabbriche e lo smovimento del terreno dal piede dell'argine e loro accessori o dal ciglio delle sponde dei canali non muniti di argini o dalle scarpate delle strade, a distanza minore di metri 2 per le piantagioni, di metri 1 a 2 per le siepi e smovimento del terreno, e di m 4 a 10 per i fabbricati, secondo l'importanza del corso d'acqua.
- b) L'apertura di canali, fossi e qualunque scavo nei terreni laterali a distanza minore della loro profondità dal piede degli argini e loro accessori o dal ciglio delle sponde e scarpate sopra dette, una tale distanza non può essere mai minore di metri 2, anche quando l'escavazione del terreno sia meno profonda.

Anche le piantumazioni previste si adegueranno alle normative vigenti e saranno progettate in conformità con le norme di sicurezza idraulica.

5. STABILITÀ' GEOTECNICA

Le considerazioni geotecniche a livello di Piano Particolareggiato sono di carattere generale e devono dare unicamente le indicazioni per la compatibilità dell'area alla urbanizzazione o trasformazione urbanistica, mettendo in rilievo eventuali aspetti da approfondire nella progettazione, e per la fattibilità e progettazione delle opere di urbanizzazione.

In fase di progettazione si dovranno eseguire valutazioni geotecniche specifiche in funzione delle costruzioni in elevazione, della presenza o meno di vani interrati e della scelta del tipo di fondazione.

Il Modello geologico ha messo in evidenza la variabilità laterale della litologia e delle caratteristiche geotecniche dei terreni su cui insistono gli edifici.

Inoltre sarà valutato con l'azione sismica il rischio da liquefazione sitospecifico.

6. ALTRI RISCHI

Non è prevedibile che l'area possa essere interessata dal rischio di incendio. Non ci sono aree industriali con attività a rischio rilevante.

Dr.geol. Marilena Martinucci

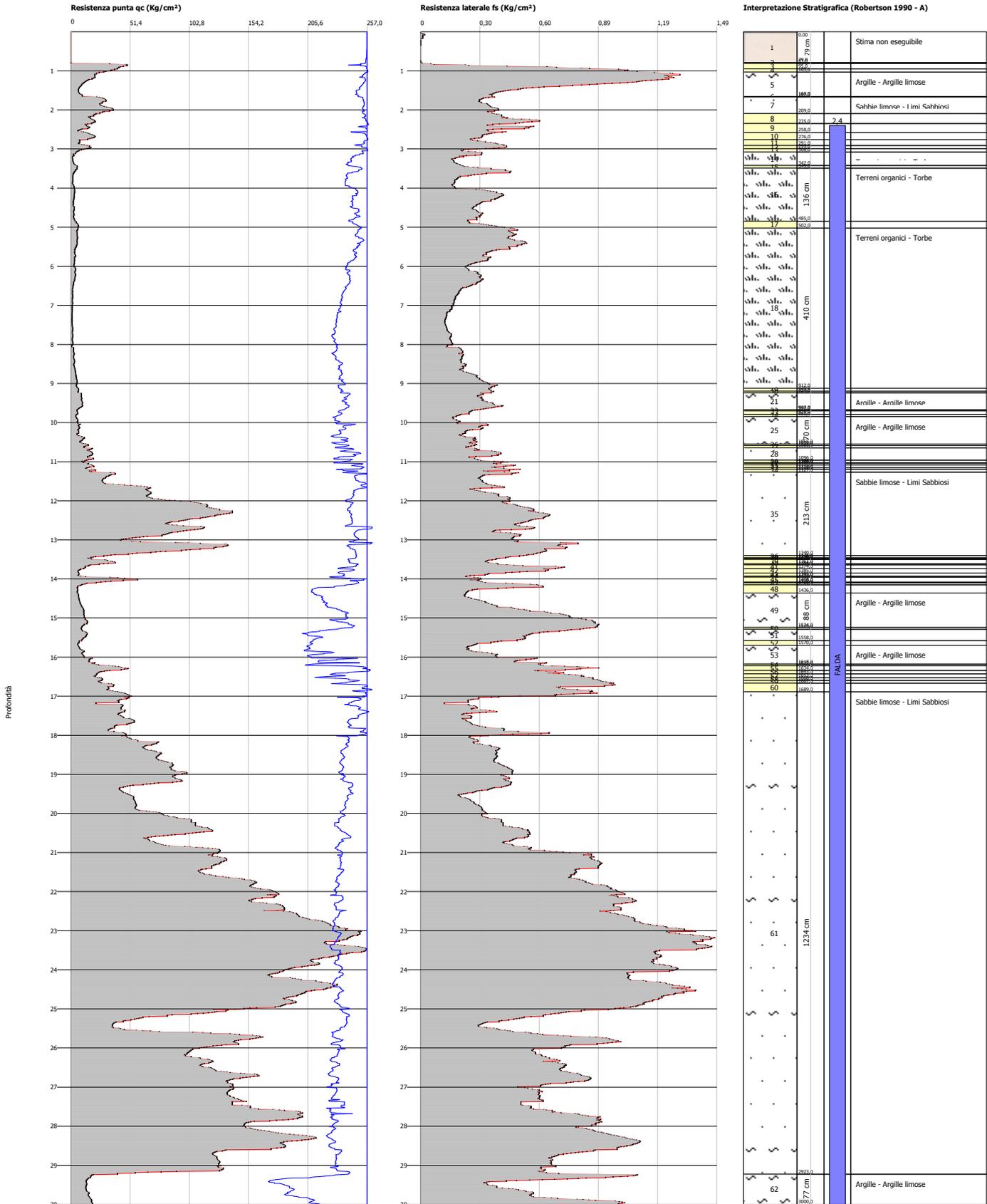
Ferrara, 4 aprile 2017

Probe CPTU - Piezocone Nr.2
Strumento utilizzato... PAGANI 200 kN (CPTU)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Studio Geologico Tecnico Edilgeo di Martinucci Marlena
 Cantiere : Lottizzazione Bruni
 Località : Via Copparo - Ferrara

Data :21/08/2012

Scala 1:137

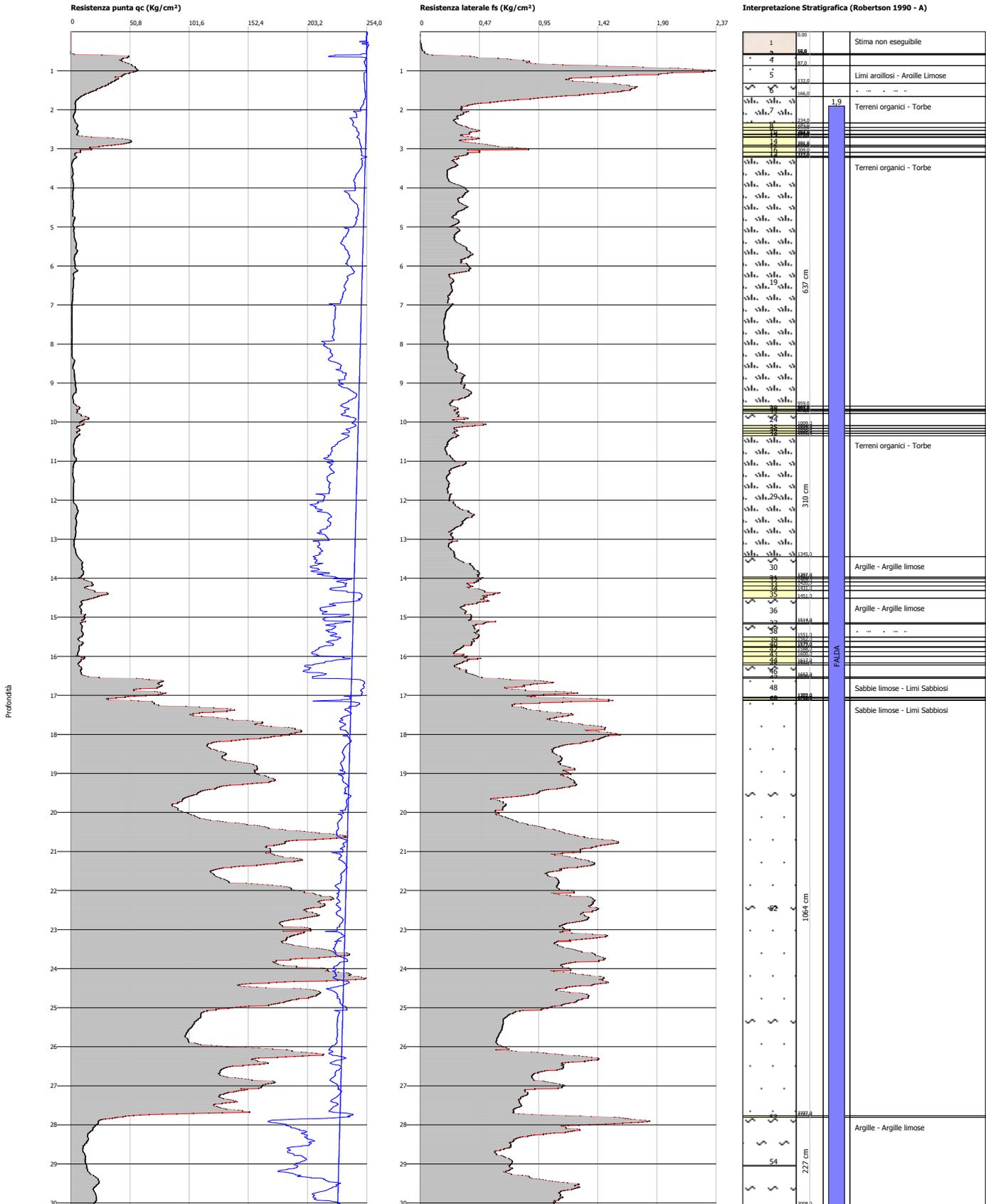


Probe CPTU - Piezocene Nr.1
Strumento utilizzato... PAGANI 200 kN (CPTU)
Diagramma Resistenze qc fs

Committente : Studio Geologico Tecnico Edilgeo di Martinucci Marlena
 Cantiere : Lottizzazione Bruni
 Località : Via Copparo - Ferrara

Data :20/08/2012

Scala 1:137



COMUNE DI FERRARA
viale TUROLDO - via COPPARO

PIANO URBANISTICO ATTUATIVO
PER NUOVI INSEDIAMENTI RESIDENZIALI
COMPARTI 5ANS_01 e 5ANS_03

RELAZIONE GEOLOGICA
INTEGRAZIONE SISMICA e GEOTECNICA



Committente: OSTI LEILA via Assiderato n.14 Ferrara
SARA COSTRUZIONI s.r.l. via Ferrarese n.3 Bologna

Data: Ferrara, 04 aprile 2017
08 agosto 2018

Rif. Rel. 01PUA/2017



EDILGEO *geologia sostenibile*

Studio Tecnico Geologico dr.geol.Marilena Martinucci
via Pontegradella 11- 44100 Ferrara tel 335681543
e.mail: edilgeo.fe@email.it marilena.martinucci@email.it

**PROVINCIA DI FERRARA
COMUNE DI FERRARA
VIALE TUROLDO - VIA COPPARO
PIANO URBANISTICO ATTUATIVO**

**RELAZIONE GEOLOGICA
INTEGRAZIONE SISMICA E GEOTECNICA**

1. PREMESSA

2. INQUADRAMENTO SISMICO

- 2.1. Risposta sismica Locale e effetto di sito
- 2.2. La Risposta sismica locale nella pianificazione
- 2.3. La microzonazione sismica di terzo livello del PSC
- 2.4. Modello sismico del sottosuolo sitospecifico

3. MODELLO SISMICO-GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

- 3.1. Categoria di sottosuolo e parametri sismici e geotecnici
 - 3.1.1. Successione litologica
 - 3.1.2. Unità litotecniche
 - 3.1.3. Categoria di sottosuolo
 - 3.1.4. Parametri sismici
- 3.2. Considerazioni Geotecniche Generali
 - 3.2.1. Pressione ammissibile per fondazione diretta
 - 3.2.2. Prima verifica della sicurezza delle prestazioni
- 3.3. Approfondimenti per le analisi di terzo livello
 - 3.3.1. Verifica di Stabilità ai Fenomeni di Liquefazione
 - 3.3.2. Cedimenti postsismici
- 3.4. Indicazioni per la progettazione
 - 3.4.1. Edifici residenziali
 - 3.4.2. Ponti sul Canale Gramiccia
 - 3.4.3. Reti interrato

Allegati: INDAGINI IN SITO

Indagine geognostica
Indagine sismica

1. PREMESSA

Il presente documento è di integrazione alla relazione 01PUA/2017 del 04.04.2017 riguardante lo studio Geologico, sismico e geotecnico per il Piano Urbanistico Attuativo di un'area POC sita a Ferrara e ubicata fra le vie Copparo, Carli e Turolde.

L'integrazione riguarda la parte sismico-geotecnica, approfondita riguardo gli effetti sismici e aggiornata alle disposizioni normative della Regione Emilia-Romagna.

2. INQUADRAMENTO SISMICO

2.1. Risposta Sismica Locale

Studiare la Risposta Sismica Locale (RSL) vuol dire definire il moto vibratorio in superficie a seguito di un terremoto, che si manifesta in funzione della complessità geologica del sottosuolo, della morfologia dei terreni di copertura e delle proprietà dinamiche del sito.

Il moto sismico in ingresso al sito subisce l'amplificazione e la distorsione del treno di onde in relazione alla geologia locale; per questo è necessario definire la Funzione di trasferimento o la Funzione di amplificazione rappresentativa della situazione geologico-strutturale al di sotto della zona esaminata.

In generale la forma della Funzione Amplificazione o Trasferimento è legata alla modalità di trasmissione delle onde all'interno dello strato superficiale e, in particolare, alle interferenze che si generano tra queste onde.

Nel caso di basamento rigido (bedrock) ricoperto da sedimenti soffici l'onda sismica proveniente dal basso rimane intrappolata all'interno dello strato sedimentario a causa della presenza di forti contrasti di impedenza alla base (interfaccia basamento-copertura) e alla superficie (interfaccia sedimenti-aria). Le onde intrappolate tra forti contrasti di impedenza interferiscono fra loro portando alla amplificazione. Se il contrasto di impedenza è piccolo l'amplificazione riguarda solo alcune frequenze, sulla base del rapporto Vs/H.

All'interno dello strato sedimentario la velocità delle onde S cambia con la profondità e naturalmente cambia anche l'amplificazione. Il processo di propagazione dipende dalle proprietà meccaniche del terreno, proprietà come la rigidità e lo smorzamento.

Attraverso codici di calcolo, tenendo conto di quattro parametri: spessore dello strato, densità dei terreni, modulo di taglio e smorzamento, per ciascuno strato, si esegue la valutazione dell'amplificazione stratigrafica. L'amplificazione viene calcolata in funzione della frequenza (o del periodo) scelta come il rapporto fra gli spettri di risposta del moto di input (al basamento) e quello di output (al di sopra del sedimento) di un terremoto di riferimento (condizioni 1D).

Oltre allo spettro di risposta del terremoto di riferimento, per il calcolo della RSL è necessario riferirsi ad un idoneo gruppo di accelerogrammi (NTC 2008) ricavati da Banche Dati.

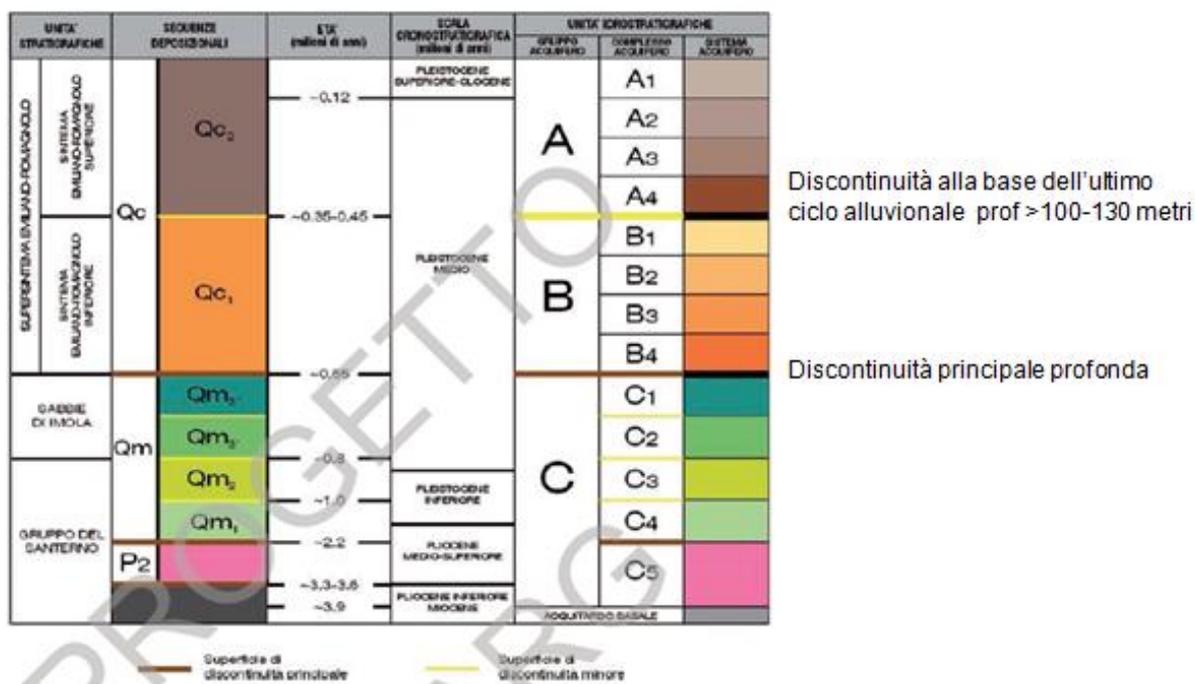
2.2. La Risposta Sismica Locale nella Pianificazione

La base per una corretta valutazione per la riduzione del rischio sismico nelle scelte di Pianificazione è la Microzonazione sismica, suddivisione dettagliata del territorio in base alla risposta sismica locale – RSL; per zone sismicamente omogenee (scala 1:5.000 almeno) fornisce i coefficienti di amplificazione sismica per ciascuna delle aree individuate rispetto ad un suolo di riferimento.

Gli indirizzi per gli studi di microzonazione sismica sono stati forniti dalla Regione Emilia-Romagna con l'Atto n. 112/07, ripresi dall'Ordinanza post-sisma n.70 del 13.11.2012 e aggiornati con la Deliberazione della Giunta Regionale Emilia-Romagna 21 dicembre 2015, n.2193.

Nel territorio comunale di Ferrara e più specificatamente nella zona est gli studi eseguiti distinguono due frequenze caratteristiche, un massimo a bassissima frequenza pari a 0,25 Hz e l'altro a bassa frequenza pari a 0,7-1,1 Hz.

Questi valori evidenziano la presenza di due interfacce risonanti a diversa profondità, indicate negli studi della Regione E-R (Martelli et al., 2013) come il tetto delle sabbie marine del Quaternario inferiore a elevata profondità e la base delle alluvioni del Pleistocene medio che sono posizionate nella zona della città intorno ai 100 metri di profondità.



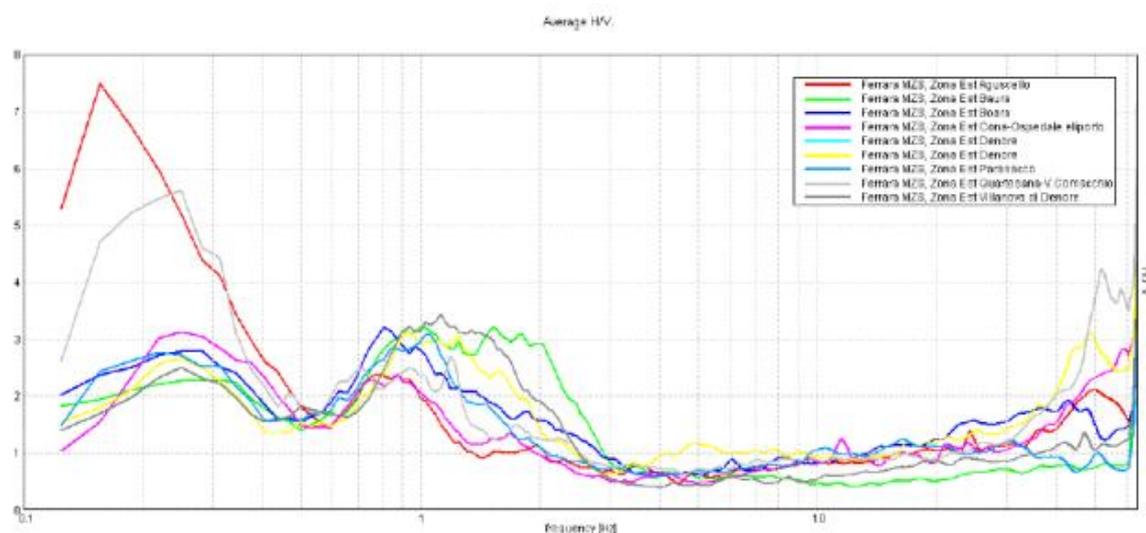


Figura 5.3 Curve HVSR Zona Est.

Dalla Relazione per il PSC di Ferrara

La frequenza di risonanza (F_0) tipica dei terreni investigati, compresa tra 0,76 Hz – 0,79 Hz ($T=1,27$ sec - 1,32 sec) conferma la discontinuità presente a profondità superiori a 130 m (130 m-150 m).

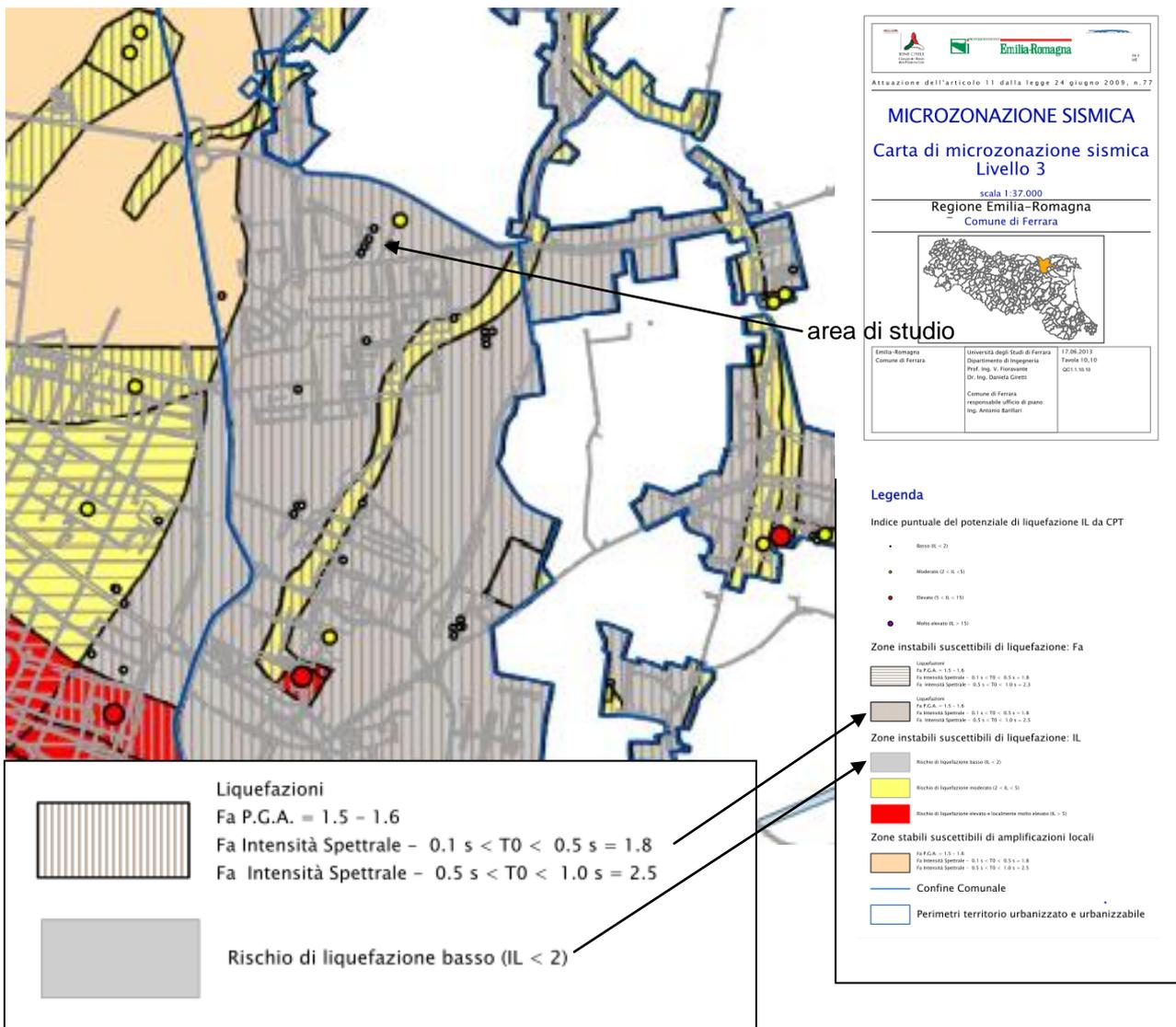
2.3. Microzonazione sismica di terzo livello del PSC

Il comune di Ferrara è dotato di Piano Strutturale aggiornato ed integrato nella parte sismica e geotecnica con l'approvazione del Regolamento Urbanistico Edilizio del 15 maggio 2012 e successivamente, a seguito degli eventi sismici posteriori, con indagini per la Microzonizzazione sismica di terzo livello e Relazione del 28.10.2013.

Si fa pertanto riferimento, come richiede la normativa, alla Relazione Q.C. 1.1.1. "Studio di Microzonazione sismica di terzo livello" del POC di Ferrara, a firma degli Ingegneri Fioravante e Giretti dell'Università di Ferrara – Consorzio Ferrara Ricerche.

Le ipotesi di cui si è tenuto conto nelle valutazioni della microzonazione sismica di terzo livello del territorio comunale di Ferrara (PSC e POC) sono di Massima Magnitudo attesa $M = 6,14$ e accelerazioni massime attese su suolo rigido (PGA_0) di 0,132g come valori di input.

Questo ha portato al calcolo di fattori di amplificazione FA_{PGA} variabili da 1,3 a 1,9, con un valore medio di 1,5.



Sono indicati come possibili fenomeni di liquefazione delle sabbie, questo in funzione della presenza di acqua e quindi delle condizioni idrogeologiche del momento

2.4. Modello sismico del sottosuolo sitospecifico

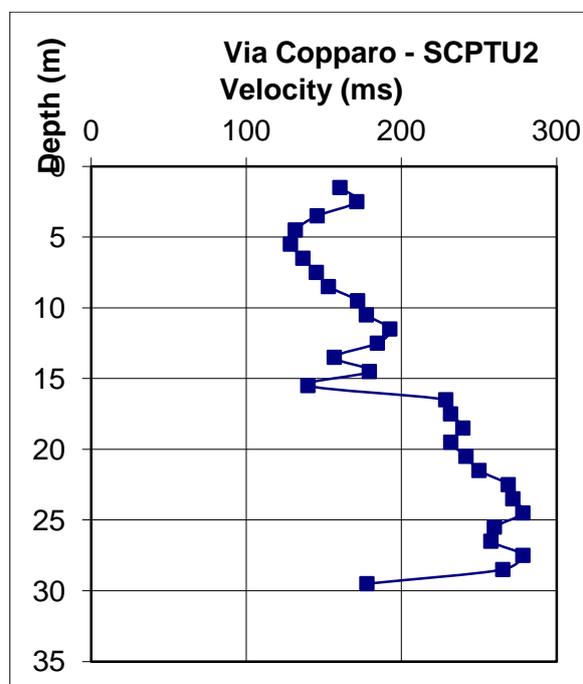
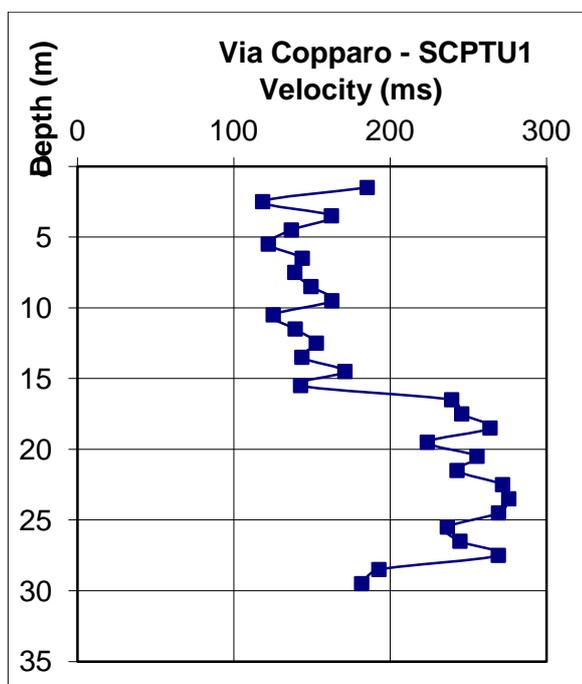
La risposta sismica locale – RSL fornisce per zone sismicamente omogenee (scala 1:5.000 almeno) i coefficienti di amplificazione sismica per ciascuna delle aree individuate rispetto ad un suolo di riferimento. Ma la stratigrafia dei terreni nello strato superficiale significativamente di interesse dal punto di vista geotecnico e la geomorfologia influiscono direttamente sul comportamento delle opere. Questo è l'effetto di sito, variabile anche in una zona omogenea della microzonazione sismica.

Per le valutazioni nell'area del Piano Attuativo si fa riferimento ai risultati di una Indagine sismica e di due SCPTU, riportati in allegato.

Dall'Indagine sismica con metodo Masw attivo e passivo è stato ricostruito il modello Vs/profondità fino a c.a 40 metri di profondità.

Dal calcolo è risultato un valore di Vs30 di 193 m/s, riferibile ad un suolo di tipo C.

L'Indagine eseguita tramite SCPTU, ubicate pressochè al centro dei due comparti, ha evidenziato più in dettaglio l'andamento della velocità delle onde S con valori medi compresi fra 100 e 200 fino a m 15,00, corrispondenti a litologie limo-argillose, e valori superiori a 200 m/s in corrispondenza dei banchi sabbiosi presenti a profondità superiore ai 15 metri.



3. MODELLO SISMICO-GEOTECNICO DEL SOTTOSUOLO

Il Modello Geotecnico riguarda la caratterizzazione e la modellazione geotecnica basata sui risultati delle indagini effettuate per rappresentare le condizioni stratigrafiche, il regime delle pressioni interstiziali e la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni e delle rocce comprese nel volume significativo, tenendo conto del comportamento dei terreni alle onde sismiche.

Le considerazioni a seguire hanno valore indicativo per le aree dei due comparti, così come richiede la normativa vigente (D.M. 17.01.2018 § 6.12 a)) dovendo caratterizzare la vulnerabilità ambientale della zona e verificarne eventuali limiti di cui tenere conto nella progettazione.

Dal punto di vista geotecnico esse si basano sui risultati delle Indagini eseguite, ubicate come dalla Planimetria riportata nell'area del PUA

SCPTU 1/12 all'interno del comparto sud del POC/PUA

SCPTU 2/12 all'interno del comparto nord del POC/PUA

S1-S2-S3-S4-S5-S6 nelle aree del POC/PUA

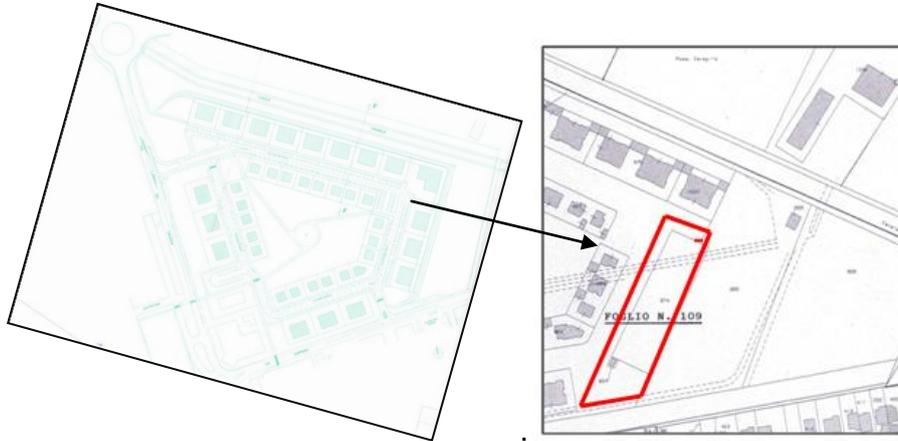
Sono state considerate anche le SCPTU e il sondaggio eseguiti per l'inserimento nel POC nell'area limitrofa di via Carli nel 2013.



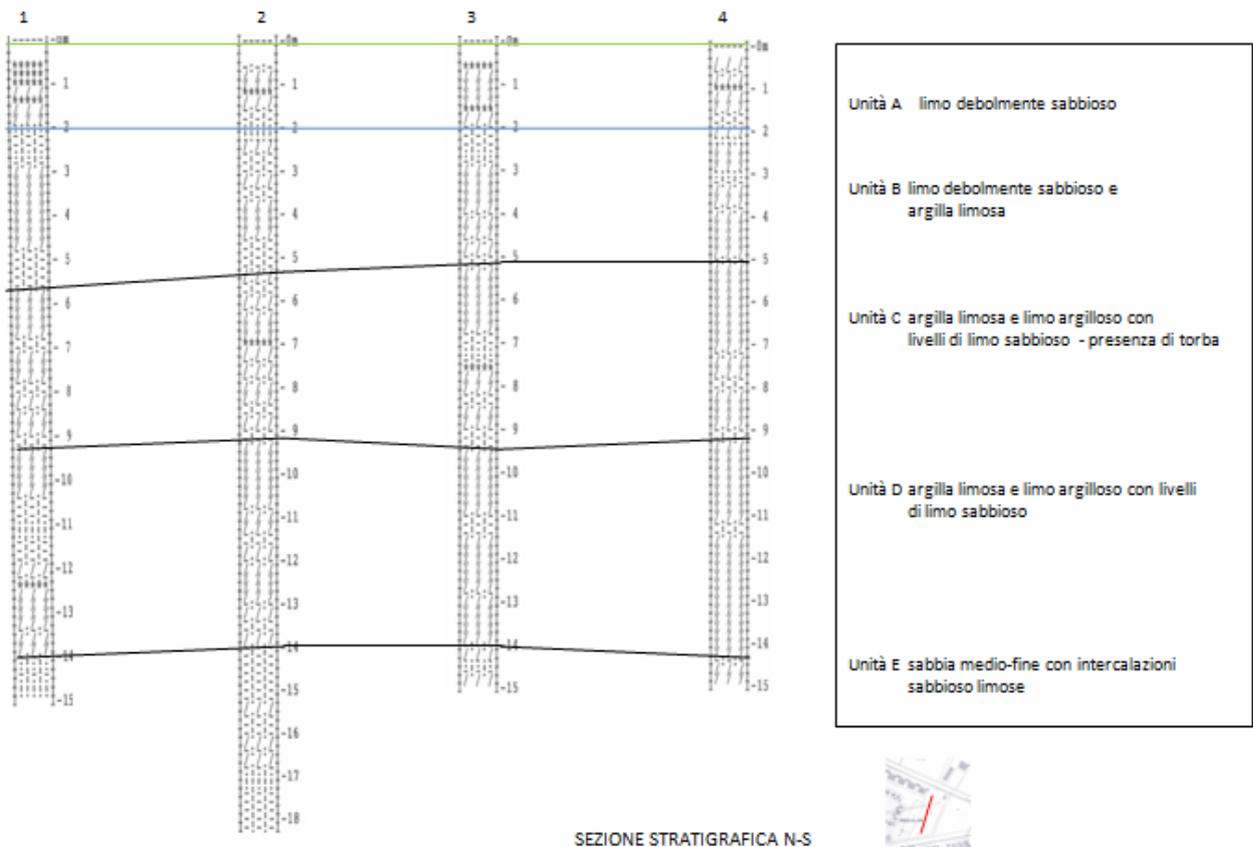
FERRARA area POC via Carli - via Copparo - via Caretti

Studio Tecnico Geologico EDILGEO
dr. geol. Marilena Martinucci

Inoltre si è tenuto conto delle risultanze riguardanti l'area già costruita a ovest, comparto 12 del Piano Particolareggiato – zona C2, del 2011, della stessa proprietà



Ferrara - Via Copparo PPIP/Variante II



3.1. Categoria di sottosuolo e parametri sismici e geotecnici

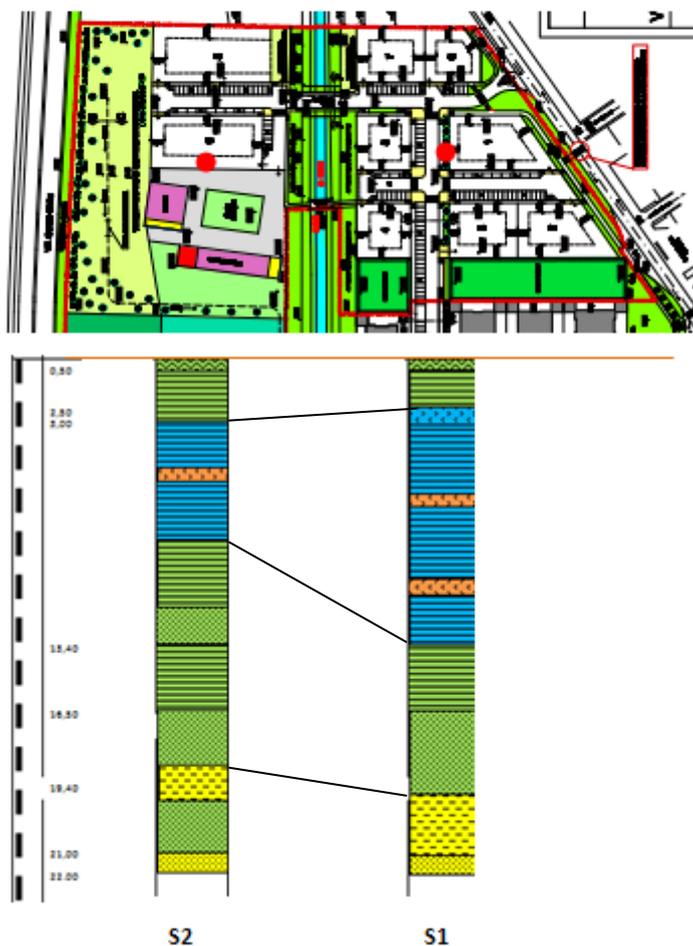
3.1.1. Successione stratigrafica

Si sono ricostruite le sezioni stratigrafiche in base alle indagini eseguite. La sezione nel comparto 03 ha andamento NW-SE ed è ricostruita in base ai sondaggi S3-S5, mentre nel comparto 1 ha andamento NS ed è ricostruita in base ai sondaggi 1 e 2.

Mostrano una certa variabilità litologica, in eteropia di facies, con terreni limosi in superficie con argille e torbe e banchi sabbiosi e limosabbiosi a profondità superiori ai 15 metri.



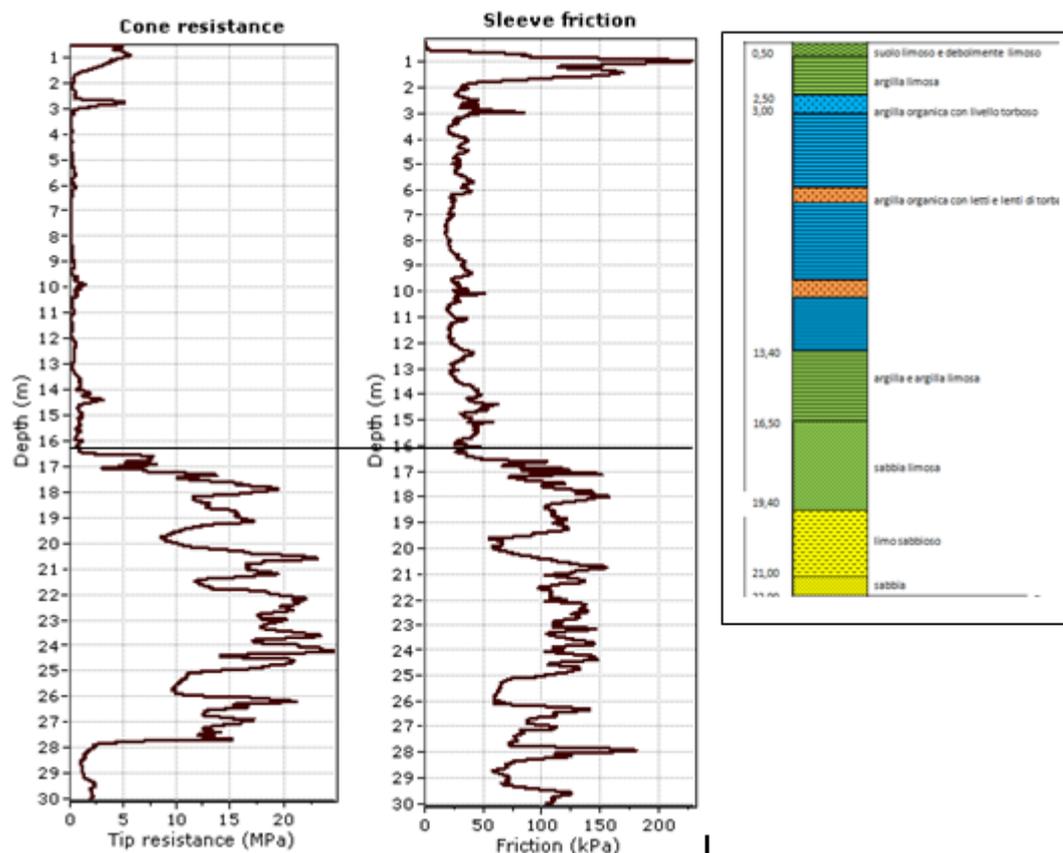
Sezione Nord-Sud



3.1.2. Unità litotecniche

La successione delle Unità litotecniche può essere riassunta come segue. Le profondità sono indicative perché riferite al piano campagna di riferimento della prova, quindi hanno valore relativo.

Per i parametri geotecnici, dato il volume significativo interessato, si assumono **valori caratteristici** pari ai **valori medi**.



EDILGEO
 di dr.geol. Marilena Martinucci
 via Pontegradella 11 44123 FERRARA
 edilgeo.fe@email.it

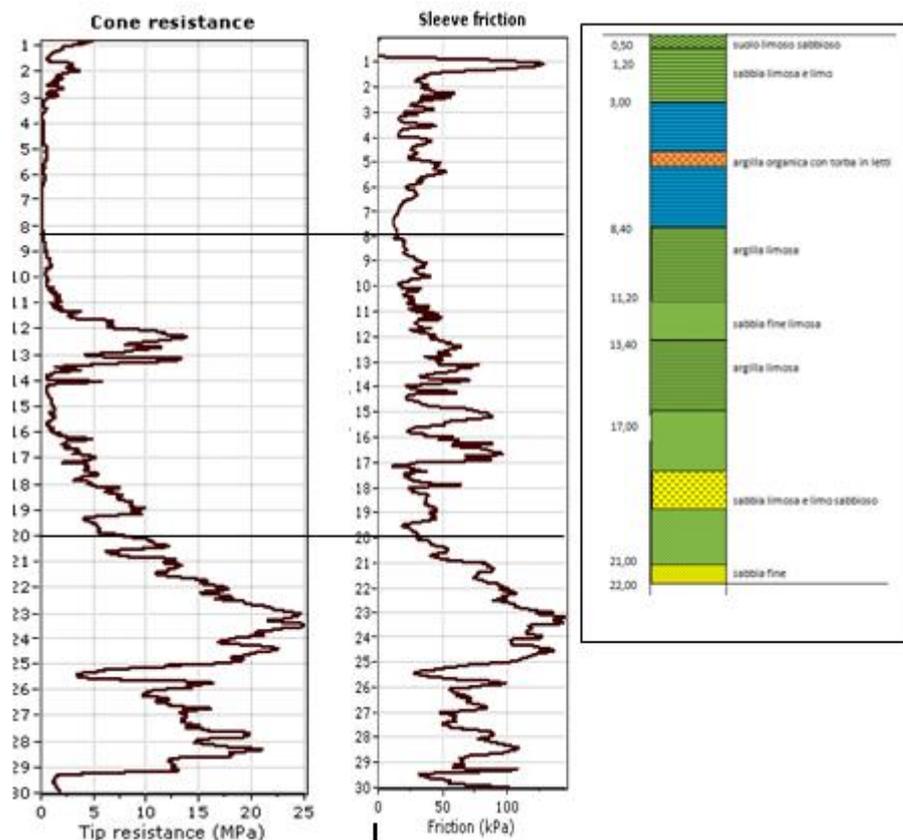
Project: PUA SARA costr. & OSTI Leila
Location: Ferrara via Copparo

CPT: CPT-0
 Total depth: 30.08 m, Date: 21/11/2017
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT _{N60} (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00 - 3.00	3.00	1.73E-06 (+4.24E-06)	8.1 (+5.2)	61.5 (+11.4)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	28.5 (+25.8)	46.2 (+22.5)	93.3 (+105.4)	1.9 (+2.1)	8.6 (+9.7)	19.0 (+0.0)
0.00 - 2.00	2.00	1.59E-06 (+3.87E-06)	10.2 (+5.1)	50.7 (+12.6)	50.1 (+5.5)	38.9 (+1.3)	37.2 (+26.4)	55.6 (+23.2)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	19.0 (+0.0)
2.00 - 3.00	1.00	1.59E-06 (+3.87E-06)	10.2 (+5.1)	50.7 (+12.6)	50.1 (+5.5)	38.9 (+1.3)	37.2 (+26.4)	55.6 (+23.2)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	19.0 (+0.0)
3.00 - 16.00	13.00	1.82E-09 (+6.84E-09)	4.0 (+2.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	2.1 (+4.4)	26.5 (+16.1)	23.9 (+27.6)	0.2 (+0.2)	1.0 (+1.0)	19.0 (+0.0)
16.00 - 28.00	12.00	2.32E-05 (+2.35E-05)	35.4 (+10.2)	112.9 (+14.8)	49.1 (+8.3)	38.6 (+1.7)	130.9 (+39.1)	136.7 (+26.7)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	19.0 (+0.0)
28.00 - 30.00	2.00	4.56E-10 (+2.14E-10)	12.8 (+1.8)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	0.0 (+0.0)	5.6 (+3.4)	93.8 (+14.6)	86.3 (+28.6)	0.3 (+0.1)	1.4 (+0.4)	19.0 (+0.0)

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



EDILGEO
 di dr.geol. Marilena Martinucci
 via Pontegradella 11 44123 FERRARA
 edilgeo.fe@gmail.it

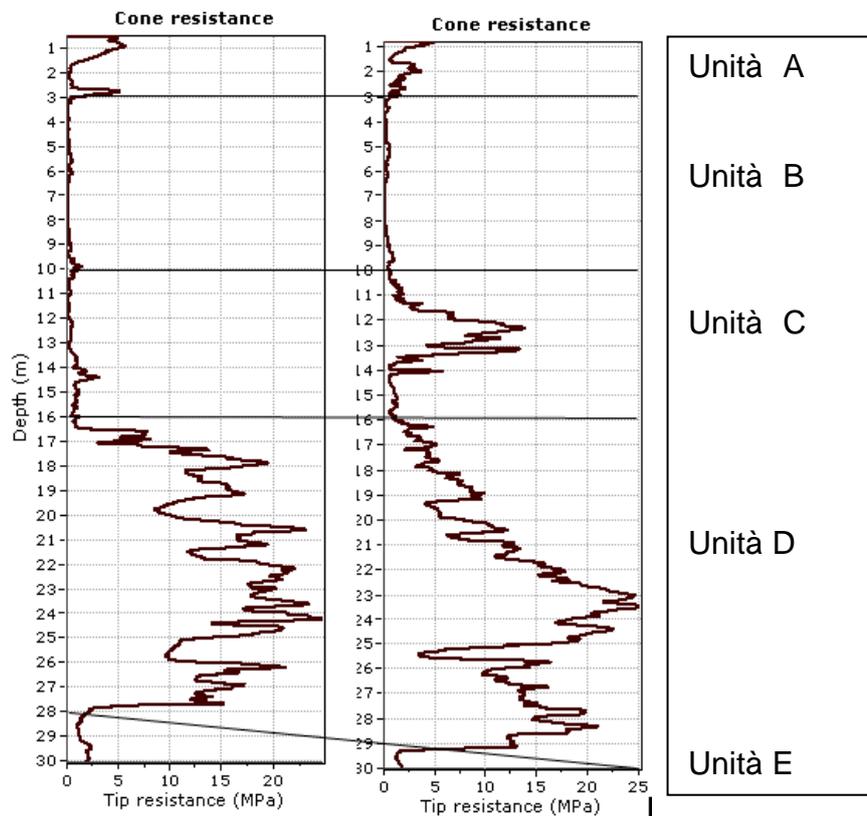
Project: PUA SARA costr. & OSTI Leila
Location: Ferrara via Copparo

CPT: CPT-02
 Total depth: 30.00 m, Date: 21/11/2016
 Surface Elevation: 0.00 m
 Coords: X:0.00, Y:0.00
 Cone Type: Unknown
 Cone Operator: Unknown

Summary table of mean values

From depth To depth (m)	Thickness (m)	Permeability (m/s)	SPT ₇₅ (blows/30cm)	E _s (MPa)	D _r	Friction angle	Constrained modulus, M (MPa)	Shear modulus, G ₀ (MPa)	Undrained strength, S _u (kPa)	Undrained strength ratio	OCR	Unit weight (kN/m ³)
0.00 - 3.00	3.00	2.33E-06 (±1.00E-05)	6.9 (±2.3)	32.8 (±6.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	24.8 (±12.3)	39.3 (±9.9)	92.1 (±39.7)	1.8 (±0.8)	8.4 (±3.6)	19.0 (±0.0)
0.00 - 3.00	3.00	2.33E-06 (±1.00E-05)	6.9 (±2.3)	32.8 (±6.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	24.8 (±12.3)	39.3 (±9.9)	92.1 (±39.7)	1.8 (±0.8)	8.4 (±3.6)	19.0 (±0.0)
3.00 - 10.00	7.00	8.30E-10 (±3.86E-09)	3.0 (±1.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	1.4 (±1.7)	22.7 (±9.8)	18.9 (±14.1)	0.2 (±0.2)	1.1 (±0.8)	19.0 (±0.0)
10.00 - 14.00	4.00	1.14E-05 (±1.98E-05)	14.5 (±8.1)	64.3 (±11.3)	41.1 (±10.2)	36.8 (±2.6)	47.5 (±36.3)	65.6 (±20.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	19.0 (±0.0)
14.00 - 16.00	2.00	7.39E-08 (±4.31E-07)	7.4 (±1.9)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	6.2 (±11.5)	53.1 (±10.9)	53.7 (±20.7)	0.3 (±0.1)	1.5 (±0.6)	19.0 (±0.0)
16.00 - 20.00	4.00	2.48E-06 (±3.25E-06)	16.8 (±3.8)	63.4 (±7.8)	30.9 (±5.1)	34.2 (±1.5)	62.2 (±22.9)	80.3 (±10.4)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	19.0 (±0.0)
20.00 - 29.00	9.00	3.08E-05 (±2.83E-05)	36.9 (±8.7)	109.7 (±17.0)	47.7 (±8.9)	38.3 (±1.9)	134.7 (±26.7)	136.3 (±22.5)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	19.0 (±0.0)
29.00 - 30.00	1.00	1.61E-06 (±3.65E-06)	16.1 (±8.3)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	0.0 (±0.0)	29.8 (±48.9)	93.4 (±22.3)	86.9 (±43.7)	0.3 (±0.2)	1.4 (±0.7)	19.0 (±0.0)

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



Unità A limo debolmente sabbioso - sopra il livello medio di falda strato da m 0,00 a m 3,00
 $\gamma_a = 18 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 0 \text{ Kpa}$
 $Dr = 20-45\%$
 $\Phi = 26^\circ-27^\circ$
 $Mo = 3.000-5.000 \text{ Kpa}$

Unità B comprende limi e argilla limosa con la presenza di torba fra m 3,00 e m 10,00
 $\gamma_a = 18,5 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 35 -50 \text{ Kpa}$
 $\Phi = 0^\circ$
 $Mo = 4.000-5.500 \text{ Kpa}$

Unità C limi e argille con livello sabbioso fra m 10,00 e m 16,00
 $\gamma_a = 17,5 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 20-40 \text{ Kpa}$
 $\Phi = 0^\circ$
 $Mo = 2.000 - 5.000 \text{ Kpa}$

Unità D sabbia medio-fine con intercalazioni sabbioso limose da m 16,00 a m 28,00-30,00
 $\gamma_a = 18,0 \text{ KN/m}^3$
 $c_u = 0 \text{ Kpa}$
 $Dr = 40-60\%$
 $\Phi = 28^\circ- 31^\circ$

$M_o = 12.000 - 30.000$ Kpa

Unità E a profondità maggiore di 30,00 metri terreni coesivi
ove

Rp	resistenza alla punta del pen. statico
$\gamma\alpha$	peso di volume naturale del terreno
cu	coesione non drenata
Dr	densità relativa
Mo	modulo edometrico
ϕ°	angolo attrito

3.1.3. Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è necessario valutare l'effetto della risposta sismica basandosi sull'individuazione della categoria di sottosuolo di riferimento.

Questa classificazione si basa sui valori della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 metri di profondità.

Dai risultati dell'Indagine sismica effettuata dalla Ditta IND.A.G.O. (§ 4.1) è risultato un valore di V_{s30} di 193 m/s, identificando quindi terreni di categoria "C" *Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti*, al limite con la categoria "D"

Anche i valori ottenuti dalla prova SCPTU confermano tale classificazione ma dai grafici si nota come i terreni fino a 15 metri mostrino valori inferiori al limite di 180 m/s.

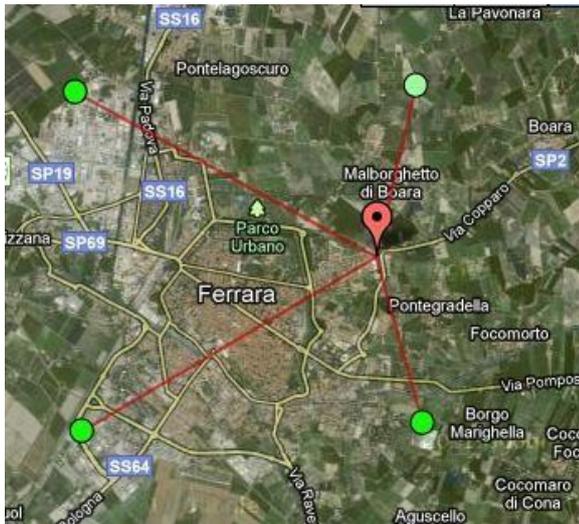
Considereremo quindi i terreni come appartenenti alla categoria di sottosuolo D *"Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{s30} inferiori a 180 m/s"*

3.1.4. Parametri sismici

La classificazione sismica introdotta dall'OPCM 3519/2006, recepita dal D.M. 14.01.08, attribuisce al Comune di Ferrara un valore di accelerazione massima orizzontale di picco al suolo appartenente agli intervalli 0,125 g - 0,150 g, con $T=0$, su suolo rigido ($V_{s30}>800$ m/sec), con una probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

I parametri sismici necessari alla progettazione sono

a_g	accelerazione orizzontale massima al sito
F_0	valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale
T^*_c	periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale



Coord. Punto Target

Latitudine 44.845403 [deg]
 Longitudine 11.648941 [deg]
 Ag (Tr=475anni, 50° perc.) 0.129 [g]

Vertici della maglia del reticolo di riferimento

Vertice 1 (ID=15403) $d_1=2.84$ [km]
 Vertice 2 (ID=15402) $d_2=5.58$ [km]
 Vertice 3 (ID=15181) $d_3=2.90$ [km]
 Vertice 4 (ID=15180) $d_4=5.61$ [km]

Costruzione: Classe d'uso e vita nominale

Classe d'uso II
 Vita nominale V_N 50

Spettro di progetto Accelerazione Se

Tipo elastico anelastico (SLU)
 Direzione Orizzontale Verticale

Spettro elastico Spostamento SDe

Direzione Orizzontale

Tipo terreno A B C D E

Amplificazione suolo T1 T2 T3 T4

punto e reticolo di riferimento

TARGET POINT	Stato Limite	T_r [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
Lat: 44.845403 Lng: 11.648941	Operatività (SLO)	30	0.036	2.547	0.252
	Danno (SLD)	50	0.045	2.509	0.276
	Salvaguardia Vita (SLV)	475	0.129	2.596	0.275
	Prevenzione Collasso (SLC)	975	0.173	2.560	0.281

Le verifiche vengono fatte allo stato limite ultimo di salvaguardia alla vita SLV, con probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R pari a $P_{VR} = 10\%$, nell'ipotesi di categoria topografica T1 (terreno pianeggiante), per categoria di sottosuolo D, si ha:

vita nominale $V_N = 50$ anni
 tempo di ritorno $T_R = 475$ anni

accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A $a_g = 0,138$ g
 coefficiente di amplificazione stratigrafica $S_S = 1,5$
 coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1,0$
 coefficiente di amplificazione sismica $S = S_S S_T = 1,5$

accelerazione orizzontale massima al suolo

$$a_{max} = S a_g = 0,20 \text{ g}$$

3.2. Considerazioni Geotecniche Generali

3.2.1. Pressione ammissibile per fondazione diretta

Ipotizzando l'adozione di fondazione diretta, si danno alcune indicazioni preliminari per la pressione ammissibile da utilizzare per le future progettazioni.

Si procede pertanto alla verifica della pressione limite al piano di fondazione, utilizzando la relazione proposta da Brinch - Ansen,.

Tale espressione rappresenta la estensione della relazione di Buisman e Terzaghi con la introduzione dei casi particolari (forma, inclinazione carico - base fondazione - piano campagna , profondità del piano di posa).

Per condizioni drenate

$$Q_{lim.} = 1/2 \gamma' B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

Per condizioni non drenate

$$Q_{lim} = c_u \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q'$$

essendo:

γ	= peso di volume del terreno (γ' p.vol.t. immerso)
B	= dimensione minore della fondazione
$q' = \gamma \cdot H$	= carico preesistente al piano fondazione
c'	= coesione
c_u	= coesione non drenata
N_{γ}, N_q, N_c	= fattori capacita' portante , legati all'ang. di res. al taglio φ
s_{γ}, s_q, s_c	= fattori di forma della fondazione
i_{γ}, i_q, i_c	= fattori correttivi per inclin. del carico
b_{γ}, b_q, b_c	= fattori correttivi per inclinazione base della fondazione
g_{γ}, g_q, g_c	= fattori correttivi per piano campagna inclinato
d_q, d_c	= fattori dipendenti dalla profondita' del piano di posa

trascurando i fattori correttivi per

- inclinazione del carico
- inclinazione base della fondazione
- piano campagna inclinato

Per le seguenti ipotesi:

- fondazione diretta continua B = 1,50 m
- profondità di posa metri 1,50 dal piano campagna attuale
- carico centrato e verticale

e trascurando infine i fattori di profondità a favore della sicurezza la relazione generale assume la forma

$$Q_{lim.} = 1/2 \gamma' B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} + q' \cdot N_q \cdot s_q + c' \cdot N_c \cdot s_c$$

essendo

$$s_c = 1 + 0,2B/L \cdot X N_q/N_c$$
$$s_q = 1 + B/L \cdot \tan \varphi$$
$$s_{\gamma} = 1 - 0,4x B/L$$

e per le caratteristiche geotecniche dei terreni fini saturi (condizione non drenata)

- $c_u = 32,5$ KPa (valore medio nei primi 10 m circa)
- $\varphi' = 0$ °
- $\gamma = 18$ KN/mc
- $s_c = 1,03$

la relazione generale sopra scritta assume la forma (condizione non drenata)
 e per i minimi valori di coesione non drenata

$$Q_{lim.} = c_u \cdot N_c \cdot s_c + q' \cdot N_q \cdot s_q$$

$$N_q = 1 \quad N_c = 5,14 \quad (\text{per } \phi = 0^\circ)$$

Trascurando a favore della sicurezza il fattore di forma, risulta:

$$Q_{lim} = 32,5 \times 5,14 + 19 \times 1,50 = 195,55 \text{ KPa}$$

ed assumendo un coefficiente di riduzione minimo di $F = 3$

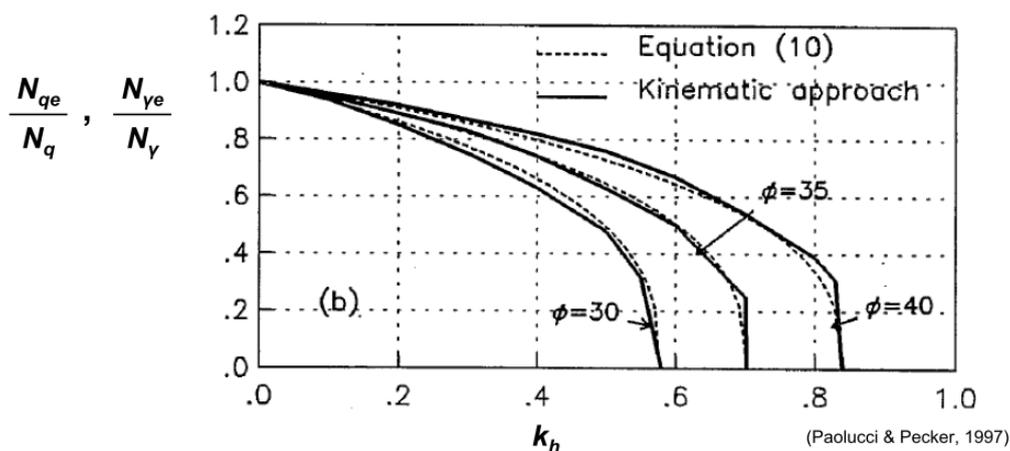
$$Q_{amm} = 195,55 / 3 = 65,18 \text{ KPa}$$

La formula di Brinch Hansen per fattori di capacità portante “sismici” diventa

$$q_{lim.} = 1/2 \gamma' B \cdot N_{\gamma e} \cdot s_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma} + q' \cdot N_{q e} \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + c' \cdot N_{c e} \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c$$

dove

$$N_{q e} / N_q = N_{\gamma e} / N_{\gamma} = (1 - K_h / \tan f)^{0,35}$$



Per $K_h < 0,3$ la riduzione della capacità portante risulta trascurabile.

3.2.2. Prima verifica della sicurezza e delle prestazioni

Le opere devono essere inoltre verificate con riferimento ai meccanismi di rottura per carico limite e scorrimento come previsto da Norme Tecniche per le costruzioni 2008.

Le verifiche di sicurezza relative agli stati limite ultimi (SLU) devono rispettare la condizione

$$E_d < R_d$$

essendo

Ed il valore di progetto dell'azione

Rd il valore di progetto della resistenza del terreno

La resistenza del terreno (Rd) va valutata in riferimento ai coefficienti parziali relativi ai parametri geotecnici del terreno secondo l'approccio 1 e le seguenti combinazioni di carico

- ◆ combinazione 1 "A1 + M1 + R1 " STR
- ◆ combinazione 2 "A2 + M2 + R2" GEO

per le azioni (A1 e A2)

per i parametri geotecnici (M1 e M2)

per le resistenze (R1,R2, R3)

Le verifiche devono essere effettuate nei confronti dello stato limite ultimo SLU di tipo geotecnico (GEO) per

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno
- collasso per scorrimento sul piano di posa
- stabilità globale

La verifica di stabilità globale dovrà essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2), tenendo conto dei coefficienti parziali

- per le azioni o i loro effetti (tab. 6.2.I N.T.C.)
- per i parametri geotecnici del terreno (tab. 6.2.II N.T.C.)
- per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e fronti di scavo (6.8.I N.T.C.)

Non essendo disponibili i valori di sollecitazione legati alle strutture in elevazione (onde valutare A1 e A2) si procede alla verifica per le combinazioni M1 + R1 e A2 + M2

◆ **combinazione 1 "(A1) + M1 + R1 "** **STR**

per B =1,50 m D =1,50 m $\phi' = 0^\circ$ cu = 32,5 KPa (medio minimo)
sc =1,03

e coefficienti parziali : M1 = 1 (tang ϕ' , c' , cu, γ')
R1 = 1

per condizioni non drenate

$$Rd = Q_{lim} = cu' \cdot N_c \cdot sc + q'$$

$$Rd = 32.5 \times 5,14 \times 1,03 + 19 \times 1,50 = \mathbf{195,55 \text{ KPa}}$$

Per la verifica si dovrà avere:

$$\mathbf{Ed} = [G \times \gamma_{g1} + Q \times \gamma_{q1}] \leq \mathbf{Rd / \gamma_r}$$

ove

Carico permanente	G ;	coeff parziale	$\gamma_{g1} = 1,3$
Carico Permanente non strutturale	Q ;	coeff parziale	$\gamma_{q1} = 1,5$
		coeff parziale (R2)	$\gamma_r = 1,0$

◆ **combinazione 1 "(A2) + M2 + R2"**

GEO

Parametro	Grandezza su cui applicare coeff parziale	Coeff parziale	M2 (GEO)
Tangente angolo resistenza al taglio	$\text{tang } \phi_k$	γ_ϕ	1,25
Coesione efficace	c'_k	γ_c	1,25
Coesione non drenata	cu	γ_{cu}	1,4
Peso unità di volume	γ_k	γ_γ	1,0

Per condizioni non drenate con

$$c_{u\ d} = 35 / 1,4 = 25 \text{ KPa}$$

$$R_d = 25 \times 5,14 \times 1,03 + 19 \times 1,50 = 160,85 \text{ KPa}$$

Per la verifica si dovrà avere:

$$E_d = [G \times \gamma_{g1} + Q \times \gamma_{q1}] \leq R_d / \gamma_r$$

ove

Carico permanente	G ;	coeff parziale	$\gamma_{g1} = 1$
Carico Permanente non strutturale	Q ;	coeff parziale	$\gamma_{q1} = 1,3$
		coeff parziale (R2)	$\gamma_r = 1,8$

3.3. Approfondimenti per le analisi di terzo livello

Il modello sismico-geotecnico eseguito per il Piano Attuativo indica alcuni approfondimenti che saranno successivamente operati in fase di progettazione delle opere, secondo le indicazioni dell'allegato A3 degli Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia-Romagna, Delibera n.112/2007 aggiornata dalla Delibera 2193/2015.

Gli approfondimenti sono relativi alla verifica di stabilità ai fenomeni di liquefazione e ai cedimenti post-sismici.

3.3.1. Verifica di stabilità ai fenomeni di liquefazione

Sulla base delle prove penetrometriche statiche (CPTU) risulta come siano presenti sabbie fini limose a medio addensamento fra 11 e 12,50 m di profondità (CPT 1), e oltre metri 15÷16 m (CPT2).

Per questi strati si procede alla "verifica di stabilità in relazione ai fenomeni di liquefazione", possibili in terreni sabbiosi e sabbioso-limosi presenti entro la profondità di 15÷20 m.

Un terreno incoerente durante un evento sismico, viene interessato da sollecitazioni cicliche di taglio. Si ha liquefazione se la scossa sismica produce un numero di cicli tali che la pressione

interstiziale raggiunga il valore della pressione di confinamento. In definitiva per liquefazione si intende il quasi totale annullamento della resistenza al taglio e un comportamento meccanico caratteristico dei liquidi.

Se si rappresenta la resistenza al taglio con la relazione di Coulomb

$$\tau = c + (\sigma_{vo} - u) \operatorname{tang} \varphi$$

essendo

c = coesione del terreno

σ_{vo} = pressione litostatica totale alla profondità di indagine

u = pressione interstiziale dell'acqua

φ = angolo di resistenza al taglio

si avrà

$$\tau = 0$$

solamente se “ $c = 0$ “⁽¹⁾ e “ $(\sigma_{vo} - u) = 0$ “⁽²⁾

- quindi inesistente per terre coesive o incoerenti con abbondante frazione coesiva

- e solo per $\sigma_{vo} = u$ la pressione interstiziale uguaglia la pressione totale litostatica

Il fenomeno interessa quindi essenzialmente depositi sciolti non coesivi immersi in falda ed in occasione di eventi sismici è legato a:

- caratteristiche delle vibrazioni sismiche
- proprietà geotecniche dei terreni
- fattori ambientali

Dalle osservazioni sui casi reali di liquefazione si è notato che:

- maggiore è la pressione di confinamento maggiore è il numero di cicli di carico richiesto per il collasso
- tanto più è bassa la densità relativa del deposito (D_r) , tanto maggiore è il rischio di liquefazione
- la dimensione, la distribuzione , il grado di uniformità e la forma delle particelle solide influenzano sensibilmente la liquefazione dei depositi

La valutazione del potenziale di liquefazione viene eseguito secondo le indicazioni di Seed e Idriss, verificando gli sforzi al taglio indotti alle varie profondità del terreno in esame dal terremoto di progetto, e confrontandoli con la resistenza al taglio ciclica offerta dal terreno alle sollecitazioni indotte dal Sisma. La resistenza al taglio ciclica viene valutata utilizzando correlazioni empiriche che legano questo parametro ai valori di resistenza penetrometrica (statica o dinamica) e alla V_s

La resistenza dei terreni alla liquefazione viene valutata in termini di fattore di resistenza alla liquefazione “F” espresso dal rapporto fra la resistenza del terreno agli sforzi di taglio ciclico (CRR) e la sollecitazione di taglio massimo indotta dal sisma (Cyclic Stress Ratio – CSR)

$$F = \text{CRR} / \text{CSR}$$

Per questi terreni si è valutato il valore di CSR di progetto ed il corrispondente valore di CRR dal cui rapporto risulta il grado di sicurezza per una data intensità di Sisma .

Dati: zona di 3° categoria

- - accelerazione massima al suolo

$$a_{\max} / g = 0,132 \text{ g (Ferrara)}$$

- - Categoria di suolo D
- - Coeff amplificativo per il tipo di suolo S = 1,5
- - forza tangenziale medio ciclico di progetto $\tau_{av} = 0,65 \cdot (S \cdot a_{max} / g) \cdot \sigma_{vo} \cdot rd$
- - Cyclic Stress Ratio CSR = τ_{av} / σ'_{vo}

Le verifiche sono state eseguite considerando una magnitudo di riferimento **M = 6,14**, una accelerazione massima orizzontale **Amax = 0,21 g** e la **falda a 2,20-2,80 metri** dal piano campagna.

Il rapporto $F = CRR / CSR$ definisce pertanto il rischio di liquefazione e per $F > 1$ non esiste pericolo di liquefazione.

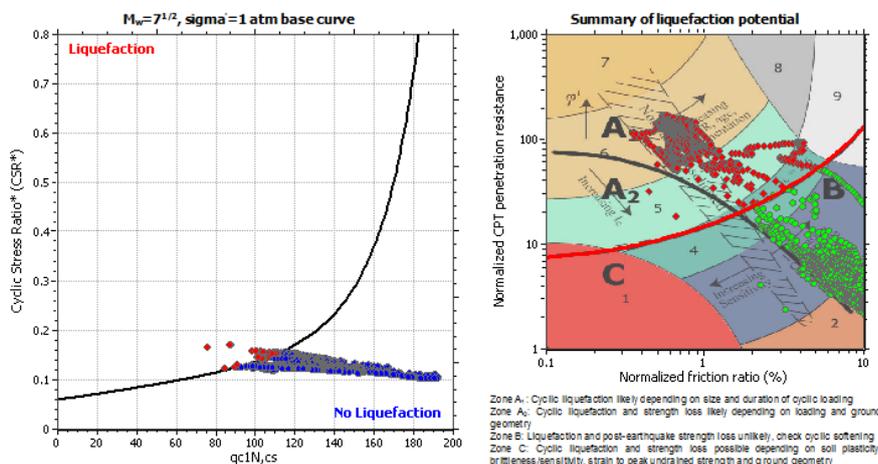
I terreni sono liquefacibili se il Fattore di sicurezza F_s è minore di uno.

Strato fra m÷ m	Prof med. (m)	CRR Media	CSR	CM Andrus e Stokoe	F=(CRR/CSR)x CM
11,0 ÷ 12,50	11,75	0,141	0,201	2	1,3
15,0 ÷ 20,0	17,50	0,181	0,177	2	1,7

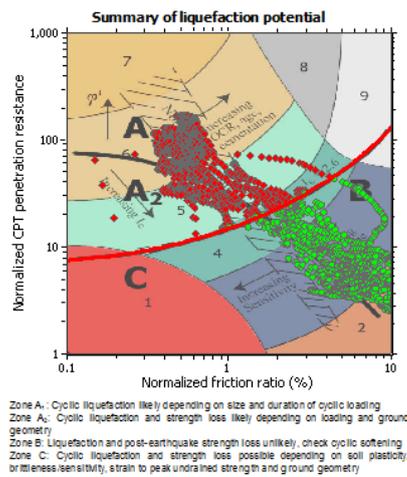
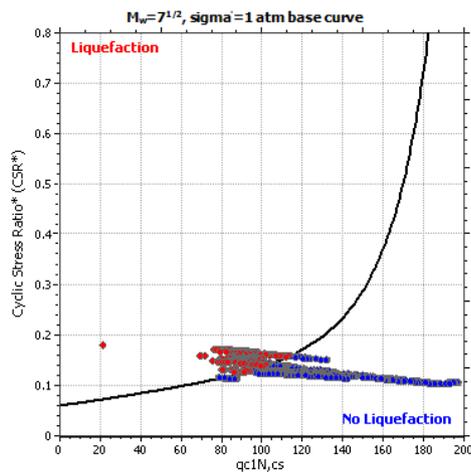
Per l'area è minimo il rischio del fenomeno di liquefazione essendo risultato un valore del rapporto CRR/CSR compreso fra minimi di 1,3 e 1,7.

Attraverso l'interpretazione di Boulanger & Idriss 2014 risulta al limite della possibilità di liquefazione il livello granulare superficiali, sabbioso limoso, saturo ma di modesto spessore, e le intercalazioni sabbiose profonde.

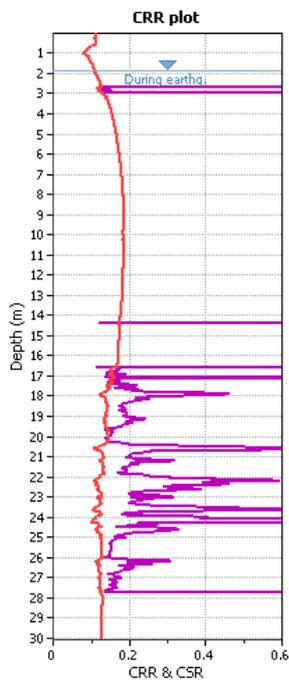
Tutto questo è confermato dal calcolo automatico effettuato in base alle SCPTU, utilizzando il Programma Geologismiki-Geotechnical software 2007.



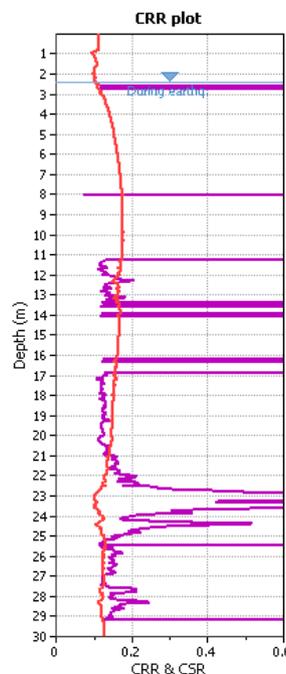
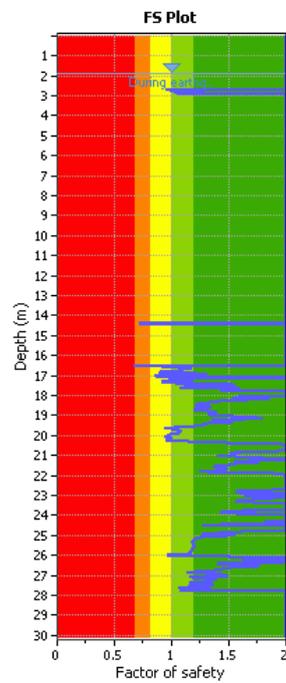
CPTU 1



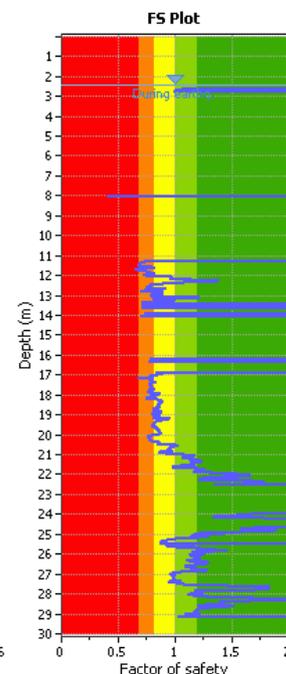
CPTU 2



CPTU 1



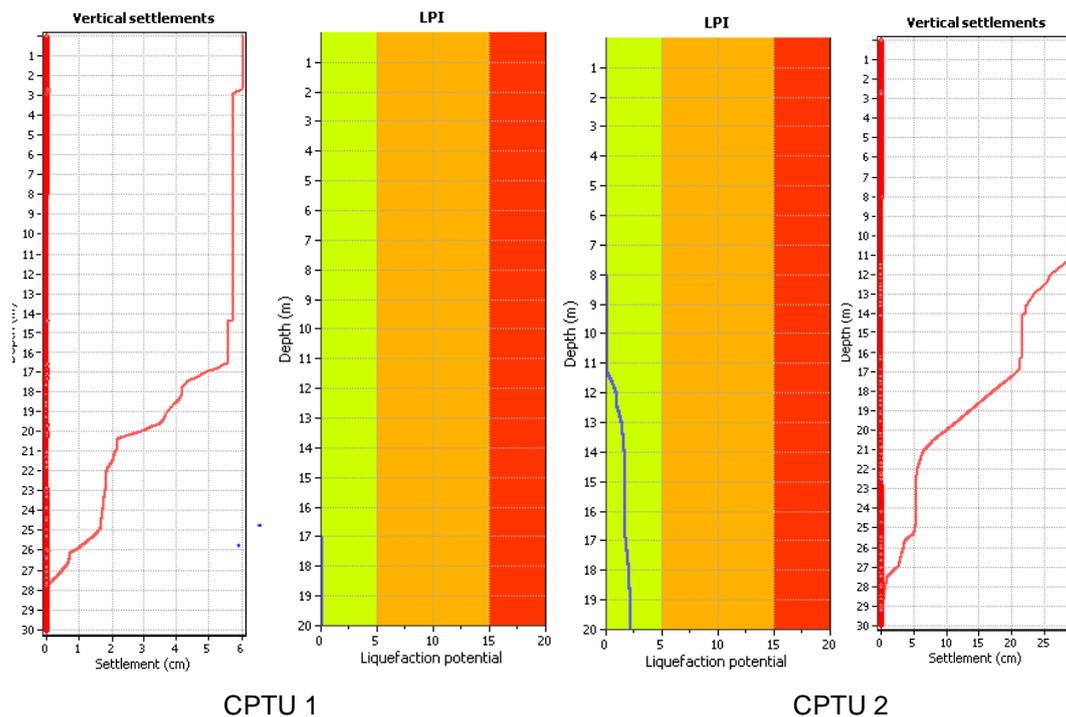
CPTU 2



E' valutato l'Indice di potenziale liquefazione che definisce classi di pericolosità (Sonmez, 2003).

- $I_L = 0$ non liquefacibile
- $0 < I_L \leq 2$ potenziale basso
- $2 < I_L \leq 5$ potenziale moderato
- $5 < I_L \leq 15$ potenziale alto
- $15 < I_L$ potenziale molto alto

Per la SCPTU1 l'indice calcolato è 0,11 con un relativo cedimento di 6,02 cm.
 Per la SCPTU2 l'indice calcolato è 2,62 con un relativo cedimento di 29,27 cm



3.3.2. Cedimenti postsismici

3.3.2.1. Cedimenti postsismici nei terreni soffici

Il sisma può provocare un cedimento post-sismico permanente dei terreni coesivi soffici con $c_u \leq 70$ KPa e $V_s < 180$ m/s, e plastici con $I_p \geq 30\%$, prevedendo un incremento delle pressioni interstiziali durante l'azione sismica $> 0,3$

Questo cedimento può essere valutato dalla relazione

$$\Delta H = \varepsilon_v H$$

dove H è l'altezza dello strato liquefacibile ed ε_v (%) è la deformazione volumetrica, entità del cedimento di riconsolidazione per il dissipamento delle pressioni interstiziali accumulate.

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

in cui

- α è una costante sperimentale compresa fra 1 e 1,5;
- e_0 è l'indice dei vuoti iniziale;
- Cr è l'indice di riconsolidazione postciclica;
- $\frac{\Delta u}{\sigma'_0}$ è il rapporto di pressione interstiziale.

Per una stima del rapporto di sovrappressione interstiziale è necessario conoscere la deformazione di taglio massima indotta dal sisma, in funzione del modulo di taglio G corrispondente.

Questo cedimento è prevedibile per l'Unità geotecnica B, terreni coesivi da 3,00 a 10,00 metri di profondità, con c_u pari a 0.3-0.5 KPa e $M_o = 5.500$ KPa.

Nelle condizioni attuali non si hanno valutazioni sufficienti per il calcolo di un cedimento, considerato comunque possibile e da valutare in fase di progettazione. Si danno quindi indicazioni di massima che saranno poi verificate.

L'Indice di riconsolidazione postciclica C_r , si assume pari all'Indice di rigonfiamento C_s , determinabile dalla prova edometrica. Ora può essere stimato dalla relazione di Lambe e Whitman (1969) tenendo conto del modulo di deformazione edometrico M_o ricavato dalle CPTU e dal carico verticale efficace

$$C_c = \frac{(1 + e_0) \cdot \sigma_{v2}}{0,435 \cdot M_o}$$

Per $e_0 = 1,5$
 $\sigma_v = 0,9$ Kg/cmq
 $M_o = 5,5$ Kg/cmq

$$C_c = 0,11$$

$$C_r = 0,225 \quad C_c = 0,024$$

Il rapporto di pressione interstiziale lo si valuta

$$r_u = \frac{\Delta u}{p_0} = \beta \cdot \left[\log \frac{\gamma_{max}}{\gamma_v} \right] \quad \text{in cui}$$

$\beta \cong 0,45$ è un coefficiente sperimentale,

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

dove

$$a_{max} = S a_g = 0,20 g$$

$$r_d = (1 - 0,015 z) \quad \text{a m } 5,00 = 0,92$$

$$G_0 = 25 \text{ MPa} \quad \text{media dalle CPTU a m } 5,00$$

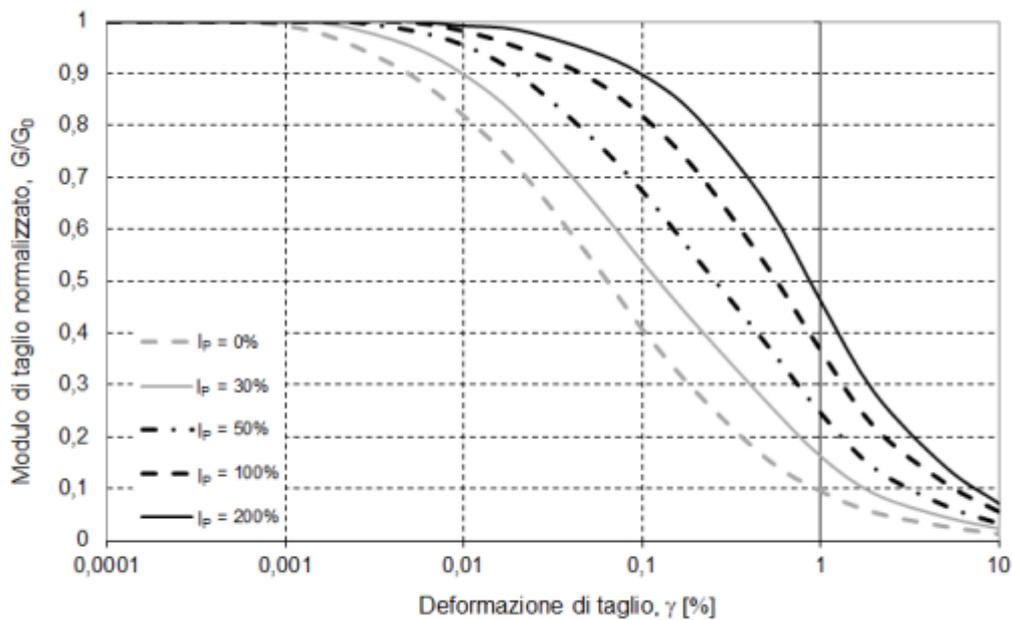


Figura 5 – Curve $G/G_0 - \gamma$ di letteratura per terreni a grana fine (AGI, 2005)

In attesa di avere i parametri necessari tramite prove di laboratorio, si suppone per analogia con terreni in analoghe condizioni un valore di

$$\gamma_{max} = 0,65 \frac{a_{max,s}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d \cdot \frac{1}{G}$$

$$\gamma_{max} = 1 \cdot 10^{-3}$$

per cui $r_u = 0,6$

e si calcola

$$\varepsilon_{vr} = \frac{\alpha \cdot Cr}{1 + e_0} \log \left(\frac{1}{1 - \frac{\Delta u}{\sigma_0}} \right) =$$

$$\varepsilon_{vr} = (1,25 \cdot 0,024)/(1+2) \log (1/1-0,6) = 0,025$$

Da cui un possibile cedimento postsismico

$$\Delta H = H \varepsilon_{vr} = 0,025 \cdot 800 = 20 \text{ cm}$$

Soprattutto per il basso valore del Modulo edometrico risultato dalle CPTU è stato stimato un alto valore del modulo di deformazione volumetrica e quindi un alto cedimento postsismico per i terreni

fino a 10 metri di profondità. In fase di progettazione dovranno essere valutati tutti i parametri tramite le opportune analisi di laboratorio.

3.3.2.2. *Cedimenti postsismici nei terreni granulari*

Per i terreni granulari dei banchi sabbiosi in profondità, per i quali è previsto il fenomeno della liquefazione, i cedimenti relativi sono stati calcolati dal programma automatico.

Per la SCPTU1 l'indice calcolato è 0,11 con un relativo cedimento di 6,02 cm.

Per la SCPTU2 l'indice calcolato è 2,62 con un relativo cedimento di 29,27 cm

ma si ritiene di non considerare gli effetti di tali cedimenti post-sismici data la profondità superiore a 15 metri.

3.4. *Indicazioni per la progettazione*

3.4.1. *Edifici residenziali*

In fase di progettazione saranno eseguite le necessarie indagini e valutazioni geotecniche per i due comparti, secondo le Norme Tecniche del D.M. 17.01.2018. Saranno progettate le opportune indagini per garantire la caratterizzazione dei terreni interessati dai carichi delle fondazioni riguardo il comportamento statico e dinamico.

3.4.2. *Ponti sul canale Gramicia*

Per il passaggio sul canale consortile Gramicia è prevista la costruzione di un nuovo ponte carrabile e la ristrutturazione dell'esistente ad uso pedonale-ciclabile.

Per il nuovo ponte sarà necessario in fase di progettazione la verifica delle caratteristiche geotecniche dei terreni di fondazione per le due sponde del canale.

3.4.3. *Reti interrato*

Per la progettazione e posa delle reti tecnologiche interrate in fase progettuale si dovranno eseguire le verifiche geologiche e geotecniche dirette, come richiede la normativa (D.M. 12.12.85), che analizzeranno le caratteristiche dei terreni interessati e i rapporti con la prima falda.

dr.geol. Marilena Martinucci



Ferrara, 08 agosto 2018

ALLEGATI

INDAGINI IN SITO

Indagine geognostica

Per le verifiche stratigrafiche e di consistenza sono state eseguite in tutto il comparto complessivamente n.2 SCPTU a m 30 di profondità, n.6 sondaggi stratigrafici a m 20,00, e nelle aree adiacenti già edificate n.15 prove penetrometriche statiche spinte a profondità compresa fra 12 e 15 metri di cui si tengono in considerazione le tre eseguite per il comparto al confine ovest, già costruito.

La prova penetrometrica statica con piezocono sismico CPTU consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piezocono solidale a un modulo sismico, mediante una batteria di aste coassiali.

Alla punta penetrometrica elettrica con elemento poroso e trasduttore di pressione (piezocono) è associato un modulo sismico con due geofoni a distanza di 1 metro l'uno dall'altro, che registrano le onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie. Mediante la misurazione del ritardo di arrivo delle onde di taglio fra i due geofoni nello strato di terreno compreso, eseguito ad ogni metro, si misura la velocità di propagazione delle onde S.

Le caratteristiche geometriche del piezocono rispettano le norme standard internazionali.

Caratteristiche del Piezocono			
Canali di misura:		Dimensioni:	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

Caratteristiche del Piezocono

Durante il movimento continuo di spinta, si acquisiscono le grandezze qc (resistenza di punta) ed fs (attrito laterale) ad ogni centimetro di profondità. Il sistema acquisisce inoltre il valore della U (Pressione Idrostatica nei Pori), l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta).

La prova penetrometrica statica di tipo meccanico consiste essenzialmente nella misura della Resistenza alla penetrazione di una punta meccanica di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($v = 2 \text{ cm/s} \pm 0,5 \text{ cm/s}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta opportunamente ancorato al suolo, che agisce su di una doppia batteria di aste, alla cui estremità inferiore è collegata la punta. Lo sforzo necessario per l'infissione è misurato per mezzo di un opportuno sistema di misura.

La punta conica (di tipo telescopico) è dotata di un manicotto sovrastante per la misura dell'attrito laterale (punta tipo Begemann).

Le dimensioni della punta sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\phi = 35,7 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo di apertura del cono $\beta = 60^\circ$

- superficie laterale del cono $A_m = 150 \text{ cm}^2$

La prova penetrometrica statica con piezocono sismico consente di misurare la velocità nel terreno delle onde sismiche S permettendo una valutazione diretta del parametro Vs30 contemporaneamente alla acquisizione dei parametri geotecnici qc e fs e della pressione neutra U (SCPTU) spinta alla profondità di m 30,00 dal p.c.

La prova penetrometrica statica con piezocono sismico CPTU consiste nell'infissione a pressione nel terreno di un piezocono solidale a un modulo sismico, mediante una batteria di aste coassiali.

Alla punta penetrometrica elettrica con elemento poroso e trasduttore di pressione (piezocono) è associato un modulo sismico con due geofoni a distanza di 1 metro l'uno dall'altro, che registrano le onde di taglio generate da un dispositivo di energizzazione posto in superficie. Mediante la misurazione del ritardo di arrivo delle onde di taglio fra i due geofoni nello strato di terreno compreso, eseguito ad ogni metro, si misura la velocità di propagazione delle onde S.

Le caratteristiche geometriche del piezocono rispettano le norme standard internazionali.

Caratteristiche del Piezocono			
<i>Canali di misura:</i>		<i>Dimensioni:</i>	
Resistenza di punta (qc):	10; 50; 100 MPa	Angolo di apertura cono:	60°
Attrito laterale (fs):	0,5 MPa	Diametro:	36 mm
Pressione nei pori (U):	2,5 MPa	Sezione di spinta:	10 cm ²
Inclinazione:	0 - 40°	Superficie laterale:	150 cm ²
		Peso:	2,1 kg
		Lunghezza:	413 mm

Caratteristiche del Piezocono

Durante il movimento continuo di spinta, si acquisiscono le grandezze qc (resistenza di punta) ed fs (attrito laterale) ad ogni centimetro di profondità. Il sistema acquisisce inoltre il valore della U (Pressione Idrostatica nei Pori), l'angolo di inclinazione della batteria di aste ed il tempo di dissipazione (tempo intercorrente misurato tra la misura della sovrappressione ottenuta in fase di spinta e la pressione misurata in fase di alleggerimento di spinta).

Schede SCPTU1/2012 e SCPTU2/2012

Schede CPT1/2000, CPT2/2000, CPT3/2000, CPT4/2000

Schede S1/2012, S2/2012, S3/2012, S4/2012, S5/2012, S6/2012



Studio Tecnico Geologico EDILGEO
dr. geol. Marilena Martinucci

FERRARA area POC via Carli - via Copparo - via Caretti

Indagine sismica

E' stata eseguita una Indagine geofisica dalla Ditta IND.A.G.O. di Rovigo, nel gennaio 2010, per la valutazione delle Onde di taglio Vs.