

ECOGIS

studio geologico associato

Gianluca Nascimbene
Giuseppe Zuffada

Sede legale e Uffici :
Via A. Moro, 5
27028 S. Martino Siccomario (PV)
Tel. 0382/1750334 - Fax 0382/1752557
Email : ecogis@ecogis.it
P.Iva/C.F. 02300900186



REGIONE: Emilia Romagna

PROVINCIA: Bologna

COMUNE: Ferrara

LOCALITA': Boara

**PROGETTO PER LA REALIZZAZIONE
DELL' IMPIANTO AGROVOLTAICO "BOARA"**



A CURA DI:

Dott. Geol.
GIANLUCA NASCIMBENE

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia
N° 1076*



**RELAZIONE
GEOLOGICA - SISMICA**

DATA:
28/11/2022

COMMITTENTE:

1. PREMESSA.....	2
2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO	3
2.1 Aspetti geografici e geolitologici	3
2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici	8
2.2.1 Acque sotterranee	8
2.2.2 Carta di sintesi	11
2.3 Sismicità storica del territorio ferrarese (NUOVO PIANO URBANISTICO DI FERRARA RELAZIONE GEOLOGICA PER PSC)	14
3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE.....	18
3.1 Misura della Vs30 tramite la tecnica "MASW".....	21
3.1.1 Analisi dei risultati.....	22
3.1.2. Altri parametri.....	28
3.1.2. Altri parametri.....	35
3.1.3 Parametri sismici – suolo D.....	35
3.2 Microzonazione sismica	39
3.3 Secondo livello di approfondimento.....	44
3.3.1 Amplificazione stratigrafica	44
3.3.2 Amplificazione topografica	47
3.4 Fenomeno della liquefazione.....	47
3.4.1. Analisi del rischio alla liquefazione –(Verifica di III Livello).....	49
4. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE.....	55
5. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA	58
6. SCAVI	63
7. TERRE E ROCCE DA SCAVO	64
8. CEDIMENTI POST SISMICI	67
9. CONCLUSIONI.....	68

Allegati : Report prove penetrometriche

Tav. 1 : Ubicazione indagini geotecniche e geofisiche

1. PREMESSA

La presente relazione è stata redatta ai sensi delle NTC 2018, a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo parco fotovoltaico, nel comune di Ferrara (FE) ed illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione dei manufatti in progetto.

Le indagini sono state finalizzate a :

- illustrare i principali lineamenti geomorfologici della zona, gli eventuali processi morfologici ed i dissesti in atto e/o potenziali;
- definire le locali condizioni litologiche, la presenza di acque sotterranee e valutare le proprietà fisico - meccaniche dei terreni indagati, definendo il carico unitario ammissibile finalizzato ad un corretto dimensionamento delle opere di fondazione;
- suggerire eventuali opere di salvaguardia al fine di assicurare la stabilità del complesso costruzione – terreno, tali da evitare gli impatti esercitati dalla edificazione in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di 8 prove penetrometriche statiche (Cptu e Cpt) direttamente nell'area di interesse per una classificazione geotecnica dei litotipi interessanti i terreni di fondazione e la realizzazione di un'indagine sismica lineare tramite MASW, al fine di definire la categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico (MASW).

Tale indagine è stata suffragata inoltre, da una ricerca bibliografica per la consultazione di studi pregressi e da un confronto con indagini geognostiche condotte in aree limitrofe.

Per l'inquadramento territoriale ed urbanistico dell'area oggetto di variante si è fatto esplicito riferimento ai seguenti strumenti di pianificazione vigenti:

- Regolamento urbanistico edilizio variante approvata con delibera consiliare pg 155341/18 del 14/01/2019
- "valutazione Del Rischio Geotecnico E Sismico a Supporto Della Redazione del Regolamento Urbanistico Edilizio"Università degli studi di Ferrara Dipartimento di Ingegneria Gruppo Geotecnico
- Comune di Ferrara Studio di Microzonazione Sismica di Terzo Livello Attuazione dell'Articolo 11 della Legge 2 giugno 2009 n.77, dell'O.P.C.M 4007/2012 e della Delibera della Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna, 1302-2012

Inoltre si è fatto riferimento alla seguente normativa nazionale di riferimento:

- ✓ **D.M.LL.PP. 11/03/88** Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- ✓ **D.M. 9 Gennaio 1996** Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi
- ✓ **D.M.16 Gennaio 1996** Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche
- ✓ **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 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" (G.U. n. 105 del 8.05.2003)
- ✓ **Ordinanza n. 3316 del 2 ottobre 2003** Modifiche ed integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003
- ✓ **OPCM 3 maggio 2005** Ulteriori modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zone sismiche" (Ordinanza n. 3431)-(G.U.n.107del10 maggio2005-Suppl.Ord.n. 85)
- ✓ **D.M. 14 gennaio 2008** Nuove norme tecniche per le costruzioni 2008
- ✓ **D.M. 17 gennaio 2018** Norme tecniche per le costruzioni
- ✓ **Eurocodice 7** Progettazione geotecnica
- ✓ **Eurocodice 8** Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

2. INQUADRAMENTO GEOLOGICO ED IDROGEOLOGICO

2.1 Aspetti geografici e geolitologici

L'area oggetto d'indagine, è ubicata nella porzione orientale del territorio comunale di Ferrara ad una quota topografia di circa 4 m s.l.m. Il territorio analizzato è compreso nella Carta Geologica d'Italia alla scala 1:100.000 nel Foglio n° 76 - "Ferrara".

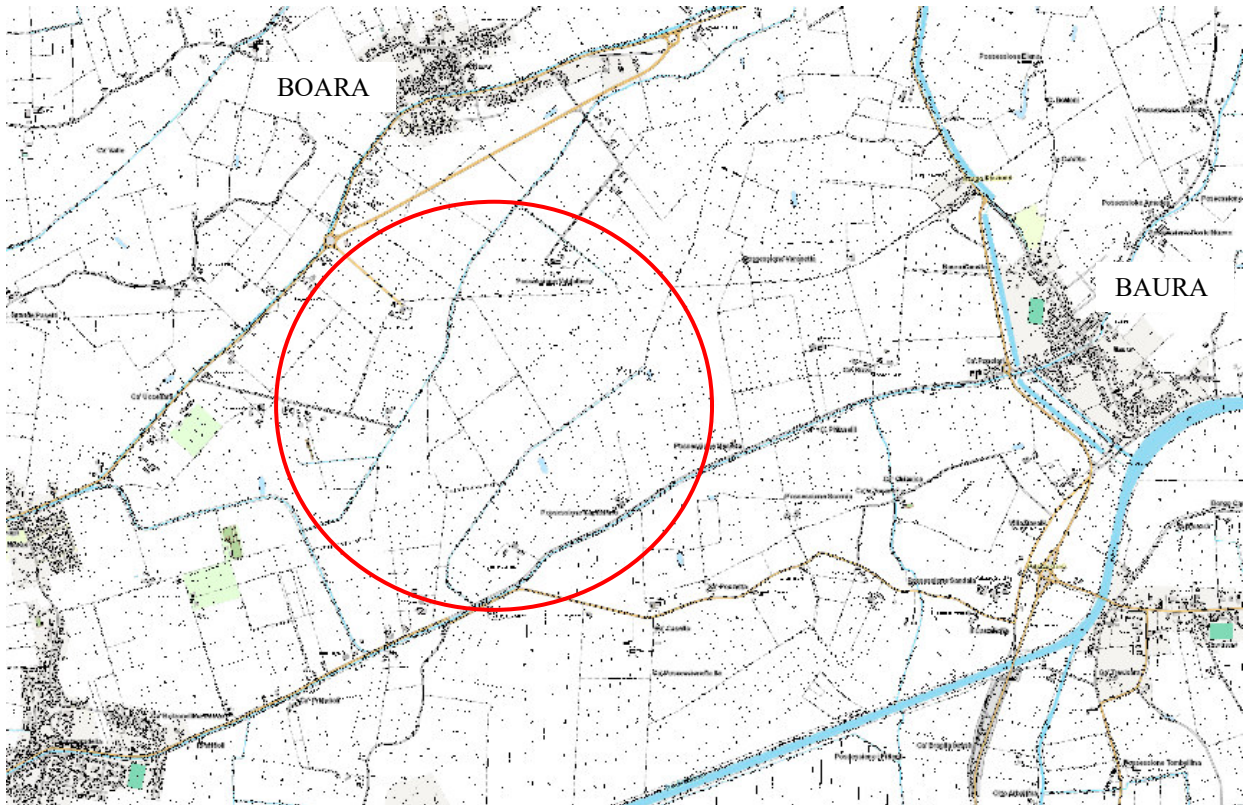


Fig.1 –Stralcio cartografico



Fig.2 - Immagine satellitare (Google Earth)



Nella pianura del comune di Ferrara, in superficie affiorano sedimenti olocenici di piana alluvionale che si spingono in profondità per diversi metri. Seguono, all'aumentare della profondità, depositi più antichi di origine marina, lagunare e fluviopalustre e infine la roccia.

La deposizione di tipo fluviale di epoca olocenica, avvenuta in modo non uniforme, ha avuto come conseguenza diretta un'estrema eterogeneità granulometrica, dei sedimenti presenti entro i primi 20-30 m di profondità, sia in senso verticale che laterale, per cui l'assetto stratigrafico della zona risulta piuttosto complesso. Nel Comune di Ferrara la litologia affiorante è il risultato di una dinamica fluvio-alluvionale recente, costituita in massima parte da miscele ternarie di sabbia-limo-argilla con distribuzione non omogenea ma legata principalmente al reticolo idrografico del fiume Po, in dettaglio il sito oggetto di studio insiste su depositi del Po di Volano. I terreni sabbiosi, costituenti alti topografici, sono infatti localizzati in corrispondenza di antichi alvei fluviali o dei loro coni di esondazione, mentre quelli più fini (limi e argille) si ritrovano nelle piane alluvionali caratterizzate da zone topograficamente depresse.

La stratigrafia superficiale del sito oggetto di indagine è costituita principalmente da depositi formati da argille, con subordinate intercalazioni limoso sabbiose e di argille torbose, deposti in età olocenica in ambienti di piana inondabile e depressione interalvea, alimentati dal Po.

In seguito al rilievo diretto e all'esame della Cartografia Geologica elaborata a supporto del PSC di Ferrara l'area di studio risulta interamente impostata sui depositi argillosi e argilloso limosi di piana interalvea.



Bassa piana alluvionale e deltizia del Po

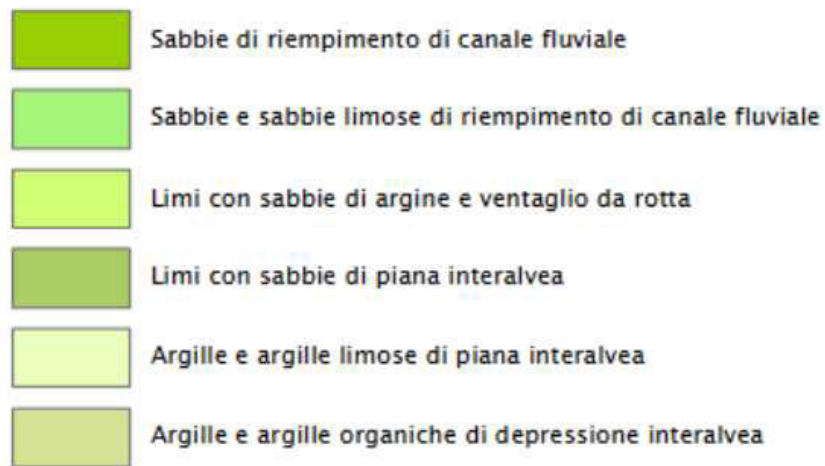


Fig.3 -Estratto della Carta Geologica del Regolamento Urbanistico Edilizio

Nella carta geomorfologica è invece rappresentato il complesso reticolo di antichi corsi d'acqua che hanno originato gli ambienti deposizionali descritti. La carta evidenzia la presenza di varie forme morfologiche rilevanti: i paleoalvei principali di tipo dossivo (paleoalveo del Po di Ferrara, paleoalveo del

Po di Volano, paleoalveo del Po Morto di Primaro, paleoalveo o "paleodelta" del fiume Reno, paleoalveo del Canal Ladino, situato a Sud di Porotto, forse formato dal Reno o dal Panaro in età antica), i paleoalvei secondari non dossivi, i ventagli e canali di rotta, che si dipartono dai paleoalvei principali, e varie forme esclusivamente antropiche quali argini fluviali, tratti artificiali d'alveo, argini e terrapieni interni al territorio, canali attuali e canali abbandonati. La sovrapposizione tra carta geologica e geomorfologica mostra che la distribuzione areale dei diversi ambienti deposizionali è funzione della storia morfologica del territorio ferrarese. I materiali più grossolani (sabbie) sono concentrati nelle aree di paleoalveo e nelle loro immediate vicinanze, i terreni a grana fine si sono depositati invece nelle zone più distanti.

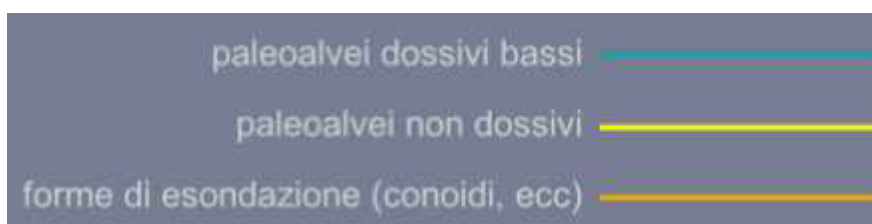


Fig.4 -Estratto della Carta Geomorfologica del Regolamento Urbanistico Edilizio

2.2 Aspetti idrografici e idrogeologici

2.2.1 Acque sotterranee

Dall'analisi della Carta della profondità del tetto della falda freatica (Amministrazione Provinciale 1982) e come confermato dalla relazione idrogeologica allegata al quadro conoscitivo del PSC del Comune (Gargini e Bondesan 2003), la falda freatica ha superficie libera sempre molto prossima al piano campagna. Generalmente presenta degli "alti" in corrispondenza dei paleovalvei, e dei "bassi" relativi in corrispondenza dei catini interfluviali. Le escursioni della superficie libera tra periodo invernale e periodo estivo sono mediamente inferiori a 1 m. Come evidenziato nella relazione idrogeologica citata, la falda freatica, nella zona studiata, non è interpretabile come un corpo d'acqua continuo ma piuttosto come un insieme di corpi idrici, separati e fluenti nei litosomi sabbiosi e sabbio-limosi, separati da orizzonti argillosi o limoso-argillosi ove è più corretto parlare di zona di saturazione e non di falda vera e propria.



quote delle isofreatiche in m riferite al livello medio marino

5

Fig.5 -Estratto della Carta Idrogeologica del Regolamento Urbanistico Edilizio

Durante l'indagine eseguita in sito (26 ottobre 2022) spinta fino alla profondità massima di 20,0 m, è stata rilevata la presenza della falda acquifera superficiale alla profondità tra 1,60 e 2,00 m.

Dall'analisi della carta della permeabilità allegata al PSC di Ferrara risulta come l'area oggetto di studio sia impostata su terreni a permeabilità bassa con locali variazioni.



Fig.6 – Carta della permeabilità estratto PSC del comune di Ferrara

Dal punto di vista **geotecnico**, le caratteristiche meccaniche degli strati di terreno più superficiali sono state diffusamente studiate nel corso delle varie campagne geognostiche (sondaggi geognostici e prove penetrometriche statiche spinti fino a 10 m di profondità rispetto al piano campagna locale) effettuate negli ultimi decenni nell'ambito della redazione degli strumenti di pianificazione urbanistica comunali. Attraverso la determinazione del limite liquido, del limite plastico e del contenuto d'acqua naturale, i terreni studiati sono stati suddivisi in cinque classi di consistenza (DP Quadro Conoscitivo, Analisi Geologiche Bondesan 2003): compatta (classe I), media (II), molle (III), molto molle (IV), inconsistente

(V), come evidenziato nella Carta Geotecnica Schematica (Bondesan 2003), riportata in Figura xx

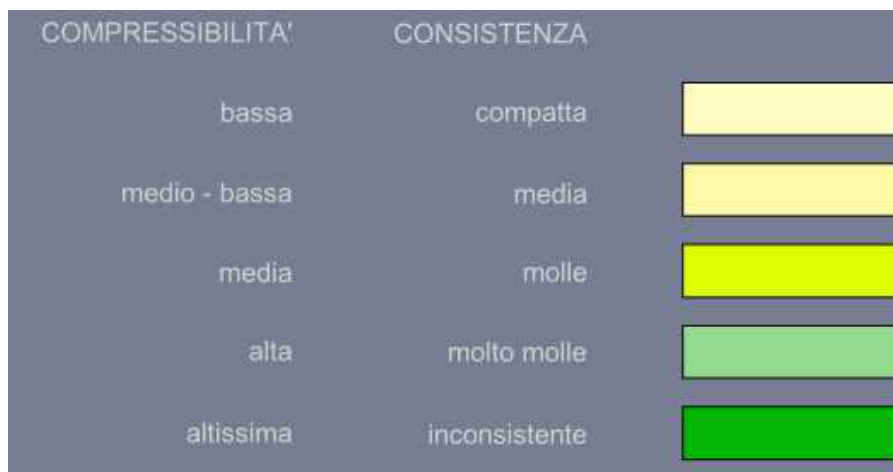
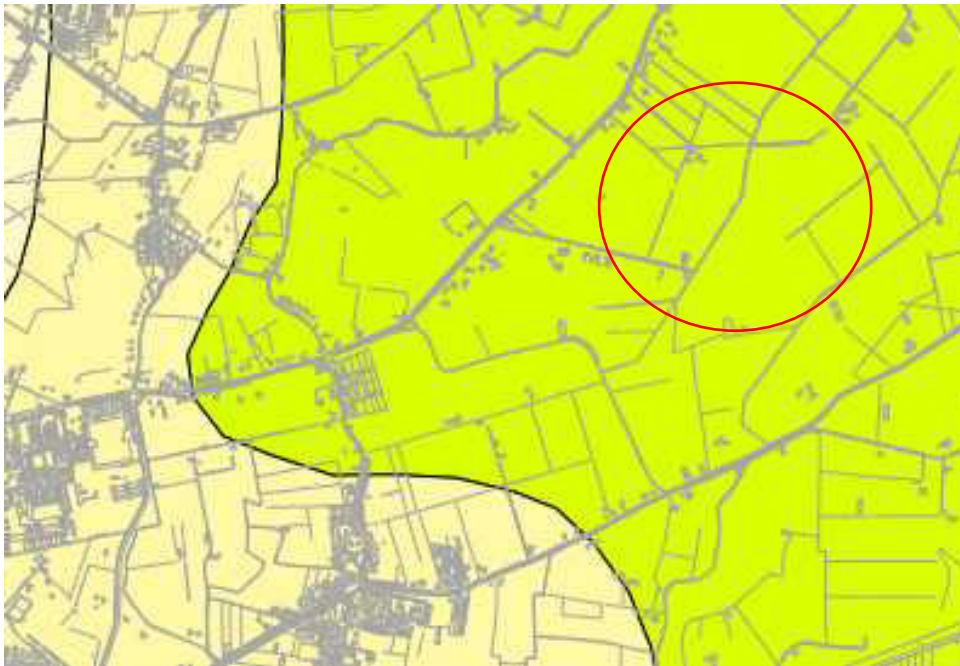


Fig.7 – Carta della geotecnica del comune di Ferrara

L'area oggetto d'indagine ricade nella classe 3 con compressibilità media e consistenza molle.

2.2.2 Carta di sintesi

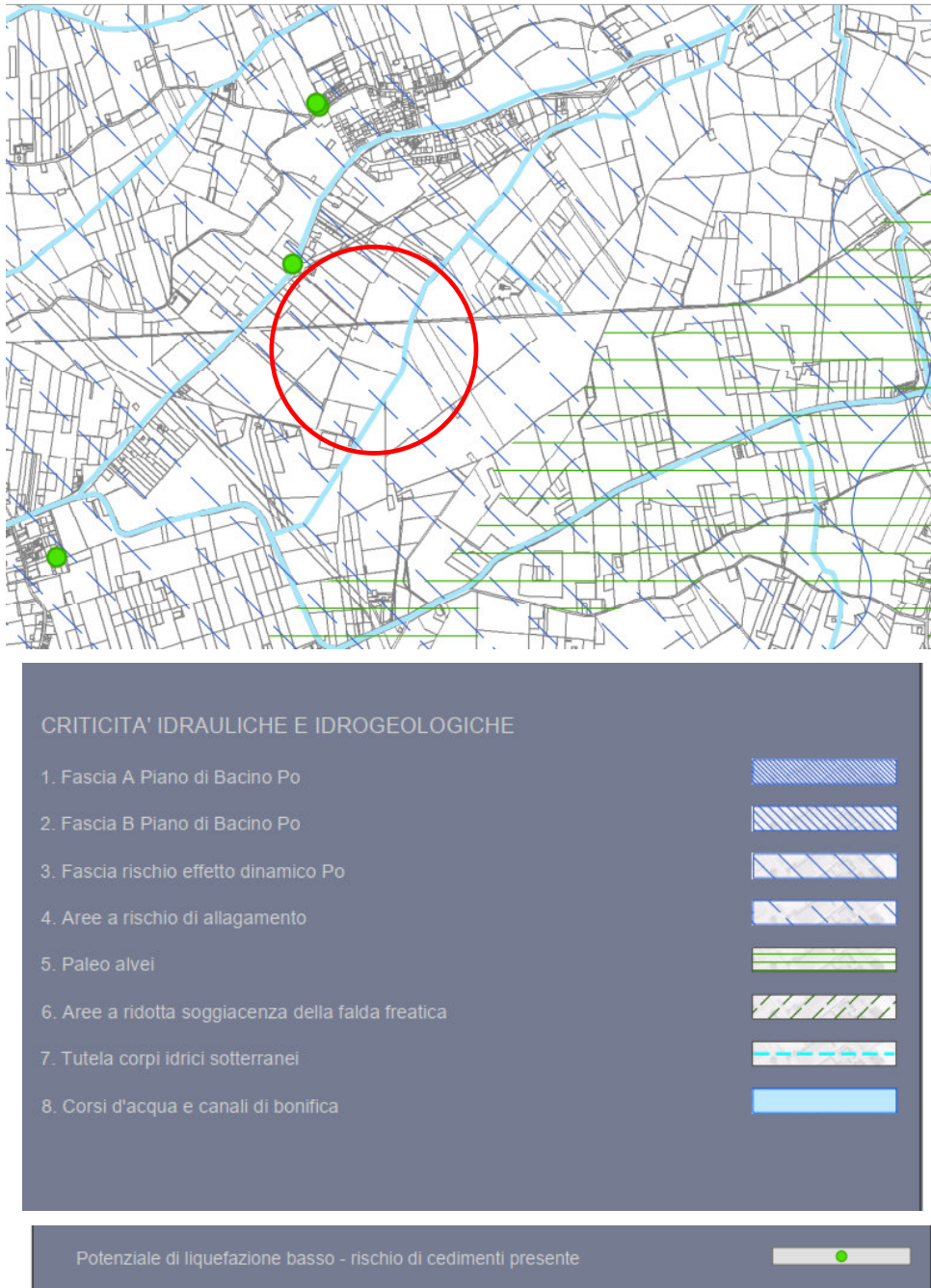


Fig.8 – Carta delle criticità idrauliche ed idrogeologiche del comune di Ferrara

Dall'analisi della carta Sintesi delle penalizzazioni idrogeologiche e sismiche l'area ricade nelle aree a rischio allagamento dal Fiume Po e con potenziale di liquefazione basso con rischio di cedimenti presenti.

Di seguito si riporta la tavola con l'allagabilità dei canali

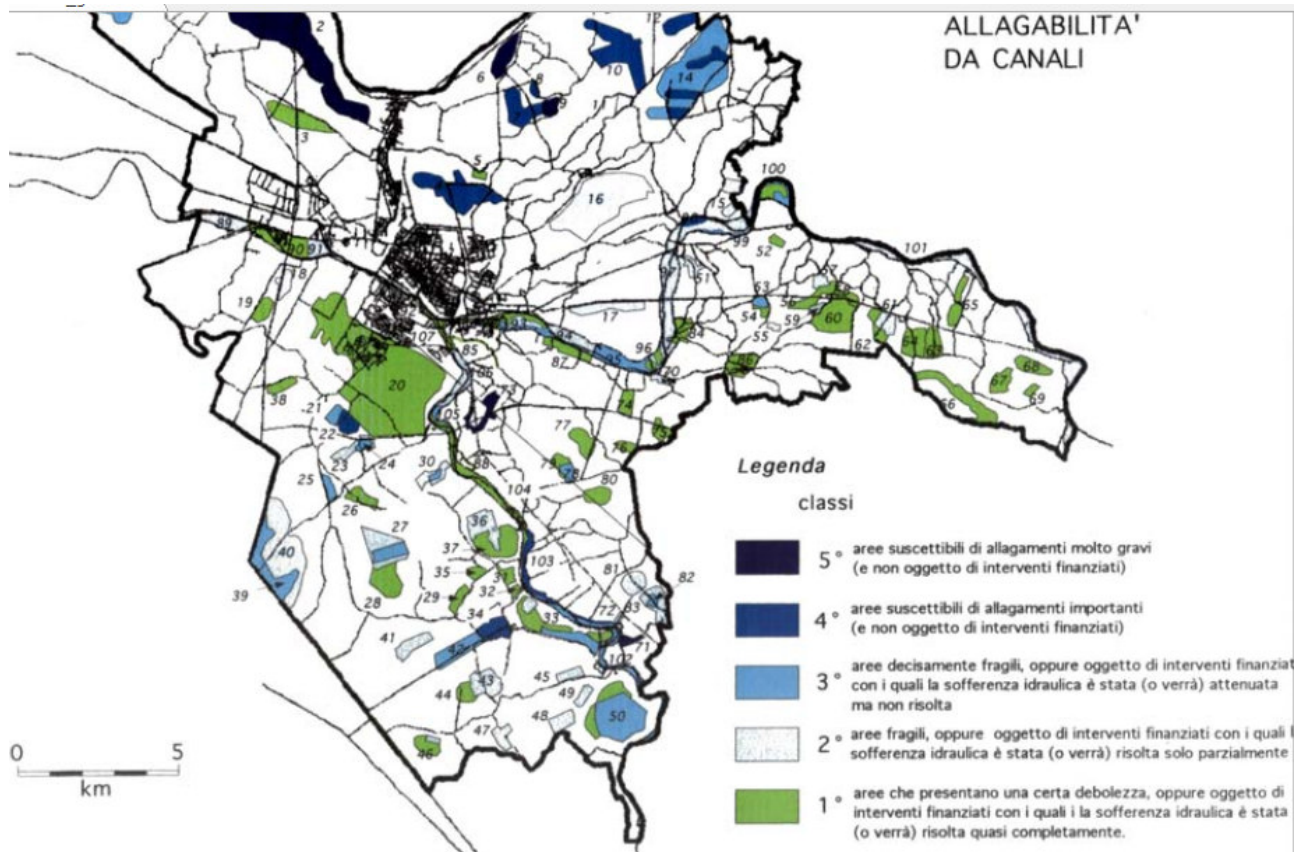


Fig.9 – Carta della allagabilità dei canali del comune di Ferrara

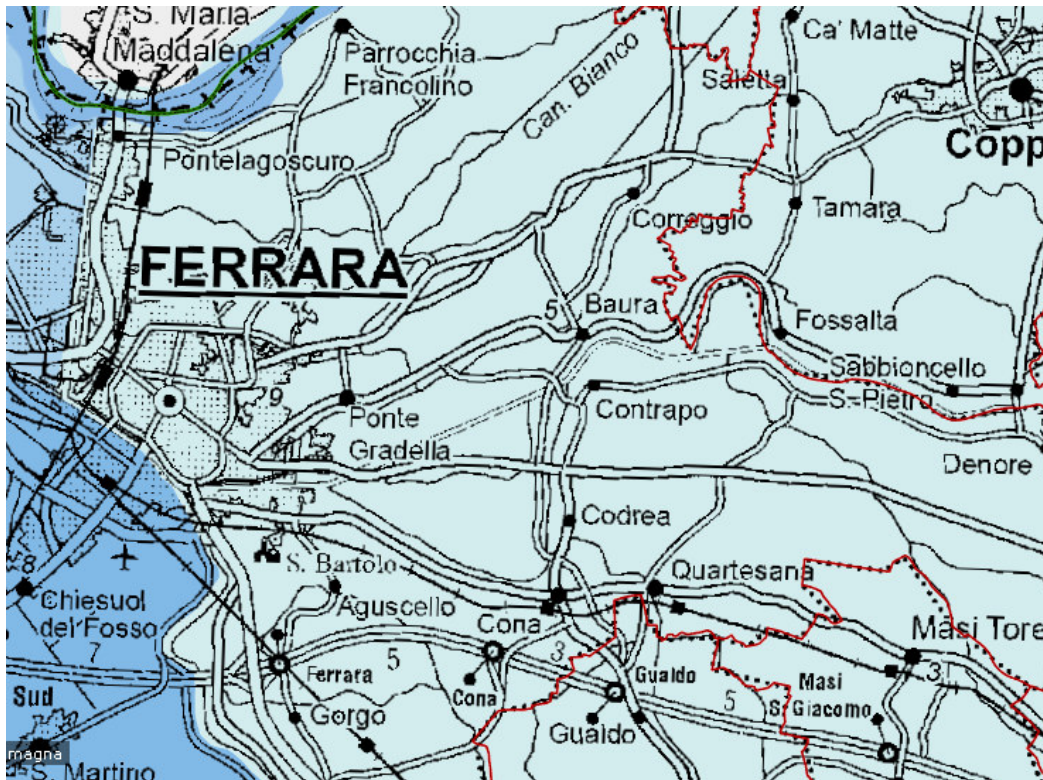


Fig.10 – PGRA del comune di Ferrara

✓ Distretto_idrografico_fiume_Po
Italia
✓ PUOM_Alluvioni_rare_L_P1_ITN008FHMLRPRER_2022
65
✓ PUOM_Alluvioni_poco_frequenti_M_P2_ITN008FHMMRSPRER_2022
388

Dall'analisi della carta del PGRA l'area ricade in alluvioni rare e alluvioni poco frequenti.

2.3 Sismicità storica del territorio ferrarese (NUOVO PIANO URBANISTICO DI FERRARA RELAZIONE GEOLOGICA PER PSC)

Per il territorio comunale di Ferrara e per il Ferrarese in generale sono storicamente documentate numerose scosse sismiche. Molte di queste sono attribuibili a eventi esterni al territorio, come nel caso della maggior scossa del terremoto del Friuli, il 6 maggio 1976: la presenza di sedimenti clastici incoerenti e saturi d'acqua può essere infatti motivo di amplificazione di scosse sismiche anche provenienti da luoghi non vicini; si è trattato comunque di fenomeni che nel Ferrarese non hanno provocato danni. Le scosse più forti sono invece riconducibili a eventi locali, imputabili a movimenti delle pieghe dell'Appennino sepolto, probabilmente amplificate dalla natura dei materiali sovrastanti. Nel seguito verranno appunto elencate e considerate le più importanti tra queste ultime. Vanno fatte alcune premesse. Nell'analisi dei terremoti storici si può far riferimento solo a documenti scritti che segnalano i danni registrati nei vari luoghi in cui il sisma ha fatto sentire i suoi effetti. Fino a un secolo fa, infatti, non esisteva una rete di sismografi che permettesse di misurare l'ampiezza delle scosse sismiche e di ricostruirne la zona epicentrale (ossia l'area superficiale più fortemente interessata dal movimento) e l'ipocentro, (vero punto di partenza delle onde sismiche, in profondità); conseguentemente: - la valutazione dell'intensità del fenomeno è opinabile - è in genere possibile segnalare come epicentro del sisma solo il centro abitato da cui provengono le notizie dei maggiori danni - data la varietà dei sistemi di riferimento orari esistenti prima della nascita dello Stato Nazionale, è spesso assai difficoltoso ricostruire il momento reale della scossa.

Così, per valutare l'intensità dei terremoti storici, risulta impossibile utilizzare la scala Richter, basata sulla magnitudo, e si usa far riferimento alla scala Mercalli-Càncani-Sieberg, basata sugli effetti del sisma in superficie. Per le ragioni precedentemente esposte non è corretto tradurre in magnitudo Richter le grandezze Mercalli segnalate per questi eventi.

Evento N°	Anno	mese	giorno	zona epicentrale		zona epicentr. località	Intensità	Bibliogr.
				lat.	long.			
1	1234	marzo	20	44,833	11,617	Ferrara	7	Camassi-Stucchi, 1997
2	1285	dicembre	13	44,833	11,650	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
3	1346	febbraio	22	44,817	11,617	poco a S di Ferrara	7,5	Camassi-Stucchi, 1997
4	1410	giugno	9	44,833	11,617	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
5	1425	agosto	10	44,833	11,667	poco a E di Ferrara	6	Camassi-Stucchi, 1997
6	1483	marzo	3	44,817	11,650	poco a SE di Ferrara	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
7	1487	gennaio	11	45,03	11,30	a NW di Ferrara	5	Boschi et al., 1995
8	1508	ottobre	18	44,833	11,667	poco a E di Ferrara	6	Camassi-Stucchi, 1997
9	1561	novembre	24	44,833	11,600	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
10	1570	novembre	18	44,817	11,650	Ferrara	8	Camassi-Stucchi, 1997
11	1594	ottobre	3	44,83	11,62	Ferrara	5	Boschi et al., 1997
12	1624	marzo	18	44,667	11,917	a NE di Argenta	8,5	Camassi-Stucchi, 1997
13	1695	febbraio	28	44,833	11,617	Ferrara	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
14	1743	maggio	29	44,823	11,650	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
15	1787	luglio	16	44,83	11,62	Ferrara	6,5	Boschi et al., 1997
16	1787	luglio	26	44,843	11,633	Ferrara	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
17	1895	marzo	23	44,700	12,183	Comacchio	6	Camassi-Stucchi, 1997
18	1895	maggio	25	45,000	12,000	Serravalle-Papozze	6	Camassi-Stucchi, 1997
19	1895	luglio	3	44,700	12,183	Comacchio	6	Camassi-Stucchi, 1997
20	1898	gennaio	16	44,617	11,833	Argenta	7	Camassi-Stucchi, 1997
21	1908	giugno	28	44,800	11,300	fra Cento e Finale Emilia	6	Camassi-Stucchi, 1997
22	1909	gennaio	13	44,617	11,667	presso Traghetto	6,5	Camassi-Stucchi, 1997
23	1922	maggio	24	44,733	11,383	Cento	3,5	Camassi-Stucchi, 1997
24	1956	febbraio	20	44,567	11,950	a Sud di Filo di Argenta	5,5	Camassi-Stucchi, 1997
25	1967	dicembre	30	44,667	11,833	fra Argenta e Portomaggiore	6	Camassi-Stucchi, 1997

Tabella 1 - Elenco dei principali terremoti che hanno colpito il Ferrarese dal XIII secolo ad oggi

Confrontando la posizione degli ipocentri con le strutture dell'Appennino sepolto (Pieri, Groppi, 1980, C.N.R., 1992), si può in effetti vedere che la maggior parte dei sismi (n. 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8, 9, 10, 11, 13, 14, 15 e 16) sono attribuibili a movimenti che interessano il fianco sud della Dorsale Ferrarese, ossia della struttura più settentrionale del complesso delle Pieghe Ferraresi.

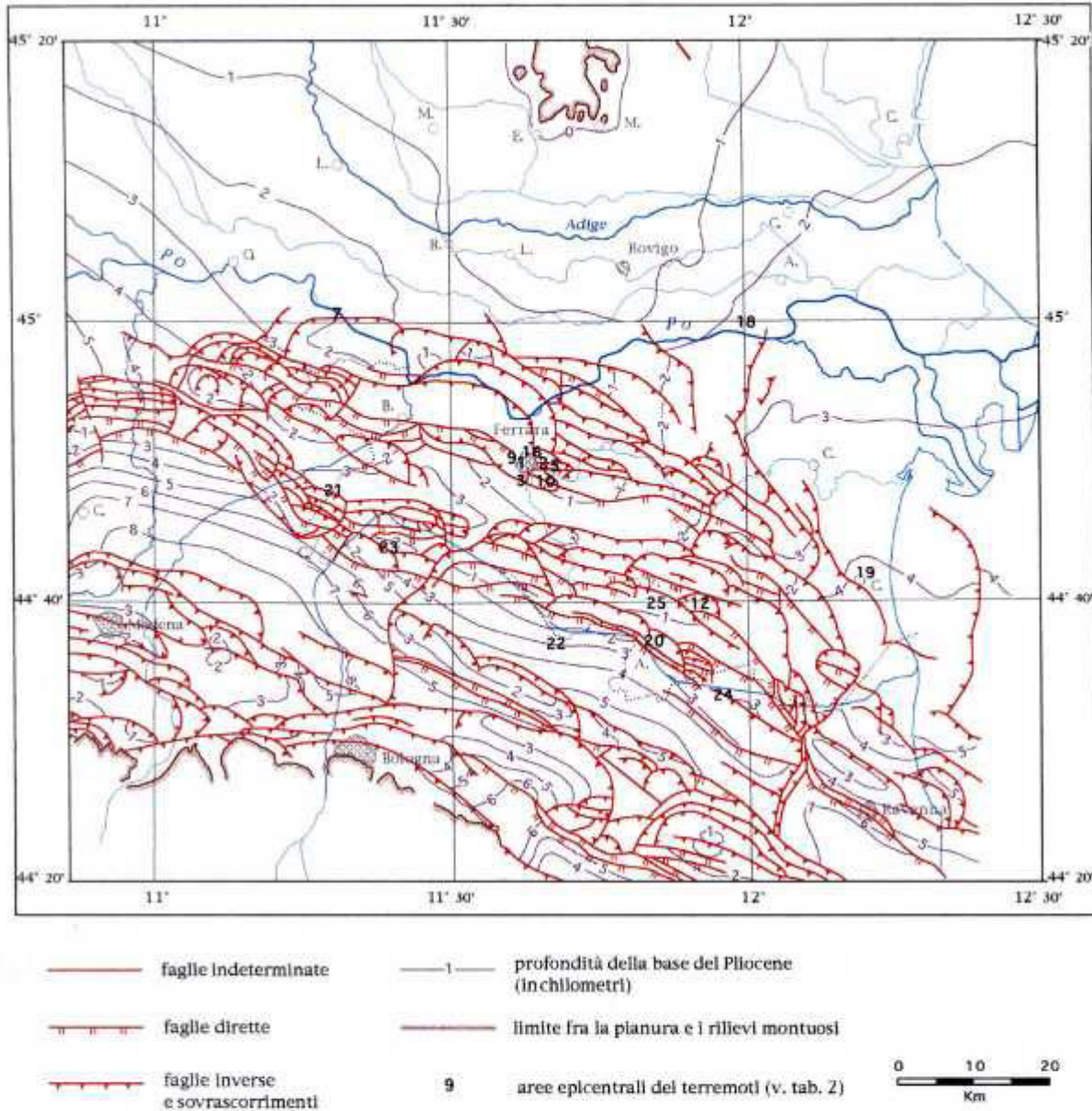


Fig.10 - Carta strutturale della Pianura Padana orientale, con le pieghe dell'Appennino sepolto (CNR, 1992) e zone epicentrali dei terremoti che hanno colpito il territorio ferrarese.

Il sisma n. 7 sembra invece aver interessato l'avanfossa situata a nord della dorsale. Si deve d'altronde tener presente che la maggior parte delle pieghe dell'Appennino sepolto sono connesse a faglie inverse e costituiscono degli accavallamenti più o meno spinti, vergenti a nord: il suddetto evento potrebbe quindi essere messo in relazione ad un movimento del fronte nord della Dorsale Ferrarese. I sismi n. 17 e 19 sono probabilmente da mettere in relazione con le strutture più orientali delle Pieghe Ferraresi o con le adiacenti Pieghe Adriatiche. I sismi n. 12 (grande terremoto di Argenta), 20, 22, 24 e 25 sono invece attribuibili a movimenti del complesso più meridionale di strutture delle Pieghe Ferraresi, il cui fronte disegna un arco tra Poggio Renatico, Voghiera e S. Alberto. I sismi n. 21 e 23 (centesi) appaiono invece connessi a movimenti del fianco meridionale del grande arco sepolto Reggio Emilia-S. Felice sul



Panaro-Poggio Renatico. Allo stato attuale delle conoscenze non appare proponibile alcuna interpretazione specifica per l'evento n. 18 (Serravalle-Papozze). Complessivamente sembra che i movimenti abbiano manifestato, negli 8 secoli considerati, una tendenza a migrare dalle strutture più settentrionali a quelle più meridionali, benchè le strutture interessate siano, dal punto di vista geologico, prevalentemente espressione di spinte dirette da sud a nord. Si tratta comunque di problemi che non è possibile mettere in relazione diretta, anche perchè l'analisi si basa sulla localizzazione delle zone epicentrali e su dati imprecisi, per un settore troppo limitato e non possono essere considerate le scosse a livello strumentale.

3. DEFINIZIONE DELL' AZIONE SISMICA LOCALE

La classificazione sismica del territorio nazionale, eseguita sulla base dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274/2003, prevede che tutta la Penisola sia classificata sismica, con diversi gradi di pericolosità.

In base a tale Ordinanza, aggiornata con la Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Ferrara ricade in classe sismica 3.

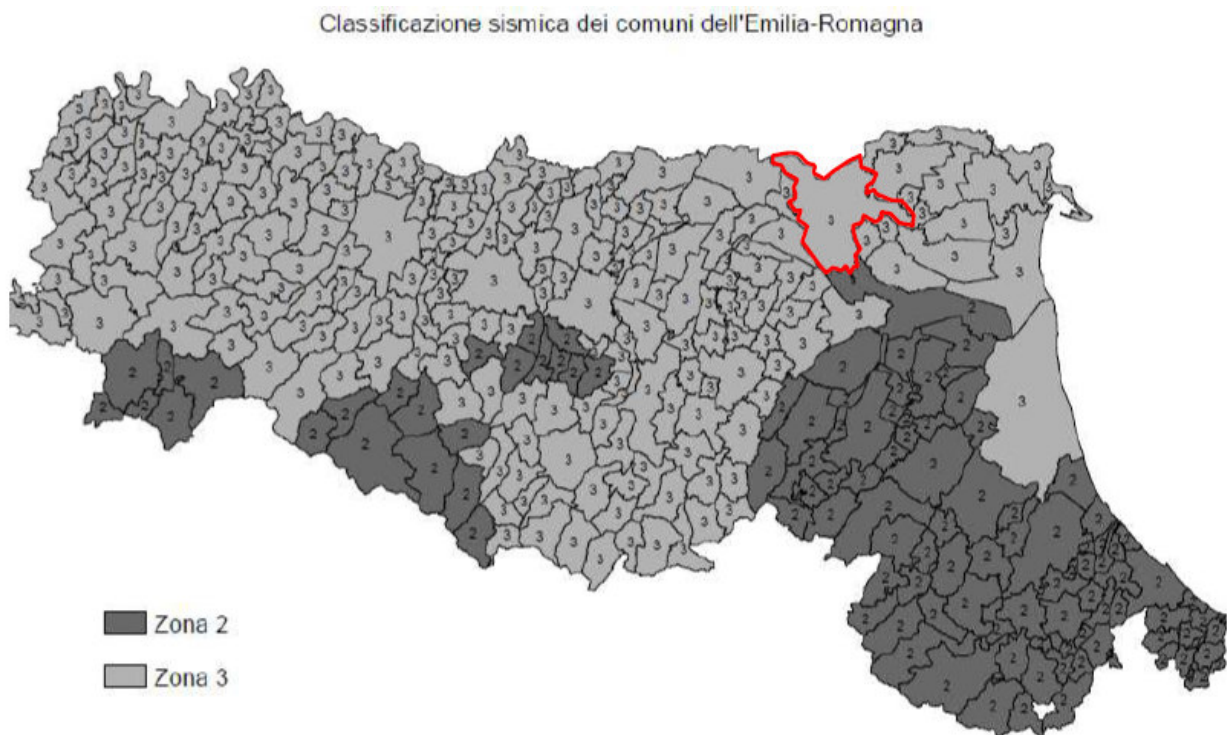


Fig.12 – Nuova classificazione sismica dei comuni della regione Emilia-Romagna

L'Ordinanza PCM 3519 del 27/04/06 fornisce una revisione dei valori di a_g sul territorio nazionale ed inserisce il territorio di **FERRARA** nella sottozona caratterizzata da valori di a_g compresi tra 0.125 e 0.150 (accelerazione massima al suolo con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni).

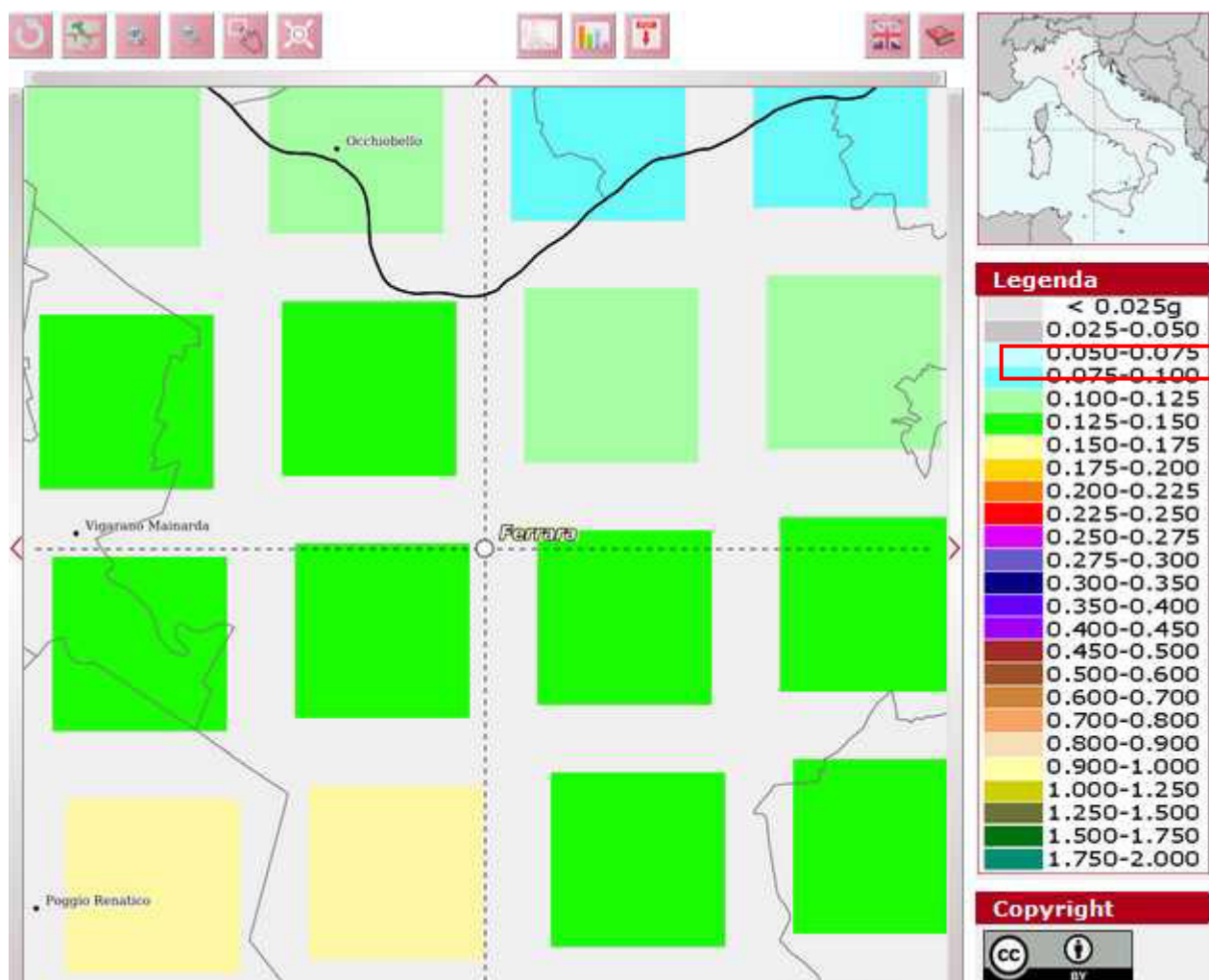


Fig. 13 – Valori di pericolosità sismica del territorio nazionale

Più recentemente nell'ambito della revisione delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) sono state adottate le stime di pericolosità sismica del progetto S1, concludendo il percorso iniziato nel 2003. Tali stime superano il concetto di classificazione a scala comunale e sulla base di 4 zone sismiche.

Per quanto riguarda le categorie di sottosuolo, secondo le NTC 2018, vengono eliminate le categorie S1 ed S2, mentre con l'utilizzo della VSeq, le categorie di sottosuolo B, C e D vengono ampliate inglobando alcune configurazioni che rientravano in S2, quando il bedrock sismico si posizionava tra i 3 ed i 25 metri dal piano di riferimento. Inoltre la Categoria di sottosuolo D (che nelle NTC08 erano definite con $V_{s,30} < 180$ m/sec) viene classificata con valori di $V_{s,eq}$ compresi tra 100 e 180 m/sec. Inoltre, come è possibile osservare dalla seguente tabella, non si ricava più la categoria di sottosuolo usando o NSPT₃₀ o CU₃₀.

Categorie	Caratteristiche della superficie topografica
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio ($V_{S,eq}$) superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fine molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 360 m/s e 800 m/s
C	Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fine mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 100 e 180 m/s.
E	Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Tabella 2 - Categorie di sottosuolo

Nelle definizioni precedenti V_{seq} è la velocità media di propagazione delle onde di taglio $V_{S,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

h_i = spessore dello stato i -esimo;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i -esimo strato;

N = numero di strati;

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/sec. Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{S,eq}$ è definita dal parametro $V_{S,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

In base a quanto prescritto nelle NTC 2018, la velocità delle onde di taglio, V_{seq} , va "determinata mediante apposite misure dirette, derivanti da indagini geofisiche di tipo sismico". Nel nostro caso la definizione della categoria di sottosuolo da un punto di vista sismico è stata dedotta da un'indagine MASW eseguita in corrispondenza dell'area di studio, che ha permesso di determinare il valore delle $V_{S,eq}$ che, in questo caso, poiché è stato intercettato il substrato sismo ($V_s > 800$ m/s) alla profondità di circa 24 m, viene definita dal parametro $V_{S,24}$.

3.1 Misura della V_{s30} tramite la tecnica "MASW"

Il metodo MASW è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Il contributo predominante alle onde superficiali è dato dalle onde di Rayleigh, che viaggiano con una velocità correlata alla rigidità della porzione di terreno interessata dalla propagazione delle onde. In un mezzo stratificato le onde di Rayleigh sono dispersive, cioè onde con diverse lunghezze d'onda si propagano con diverse velocità di fase e velocità di gruppo (Achenbach, J.D., 1999, Aki, K. and Richards, P.G., 1980) o detto in maniera equivalente la velocità di fase (o di gruppo) apparente delle onde di Rayleigh dipende dalla frequenza di propagazione.

La natura dispersiva delle onde superficiali è correlabile al fatto che onde ad alta frequenza con lunghezza d'onda corta si propagano negli strati più superficiali e quindi danno informazioni sulla parte più superficiale del suolo, invece onde a bassa frequenza si propagano negli strati più profondi. Il metodo di indagine MASW si distingue in metodo attivo e metodo passivo (Zywicki, D.J.1999) o in una combinazione di entrambi. Nel metodo attivo le onde superficiali generate in un punto sulla superficie del suolo sono misurate da uno stendimento lineare di sensori.

Nel metodo passivo lo stendimento dei sensori può essere sia lineare, sia circolare e si misura il rumore ambientale di fondo esistente. Il metodo attivo generalmente consente di ottenere una velocità di fase (o curva di dispersione) sperimentale apparente nel range di frequenze compreso tra 5Hz e 70Hz, quindi dà informazioni sulla parte più superficiale del suolo, sui primi 30m-50m, in funzione della rigidità del suolo. Il metodo passivo in genere consente di tracciare una velocità di fase apparente sperimentale compresa tra 0 Hz e 10Hz, quindi dà informazioni sugli strati più profondi del suolo, generalmente al di sotto dei 50m, in funzione della rigidità del suolo.

3.1.1 Analisi dei risultati

La definizione del tipo di suolo ai sensi delle Norme Tecniche sulle Costruzioni (NTC 2018), è stata possibile mediante l'esecuzione di un'indagine indiretta pregressa basata sulle tecniche della sismica a rifrazione (misura diretta delle V_{seq} con metodologia MASW - Multichannel Analysis of Surface Waves).

Sono stati predisposti due stendimenti sismici lineari con le seguenti caratteristiche:

STENDIMENTO MASW 1

S 1 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 5 e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indicava una V_{s24} pari a **175 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto permette di classificare il sito, considerando che il substrato sismico è stato intercettato alla profondità di circa 24 m, come:

- **suolo tipo "D"** - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 100 e 180 m/s.

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità V_{s30} relative allo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

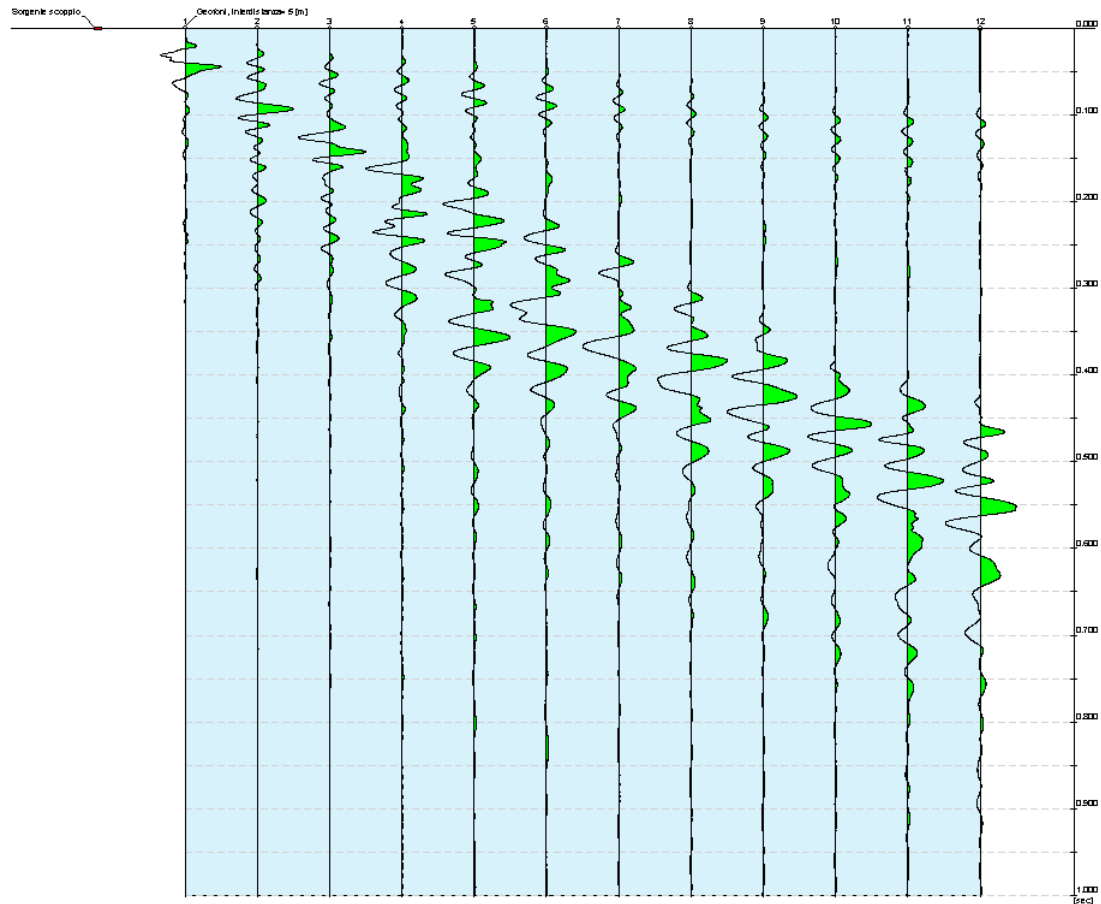


Fig. 14 - Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	2
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	2000
Intervallo velocità [m/sec]	1

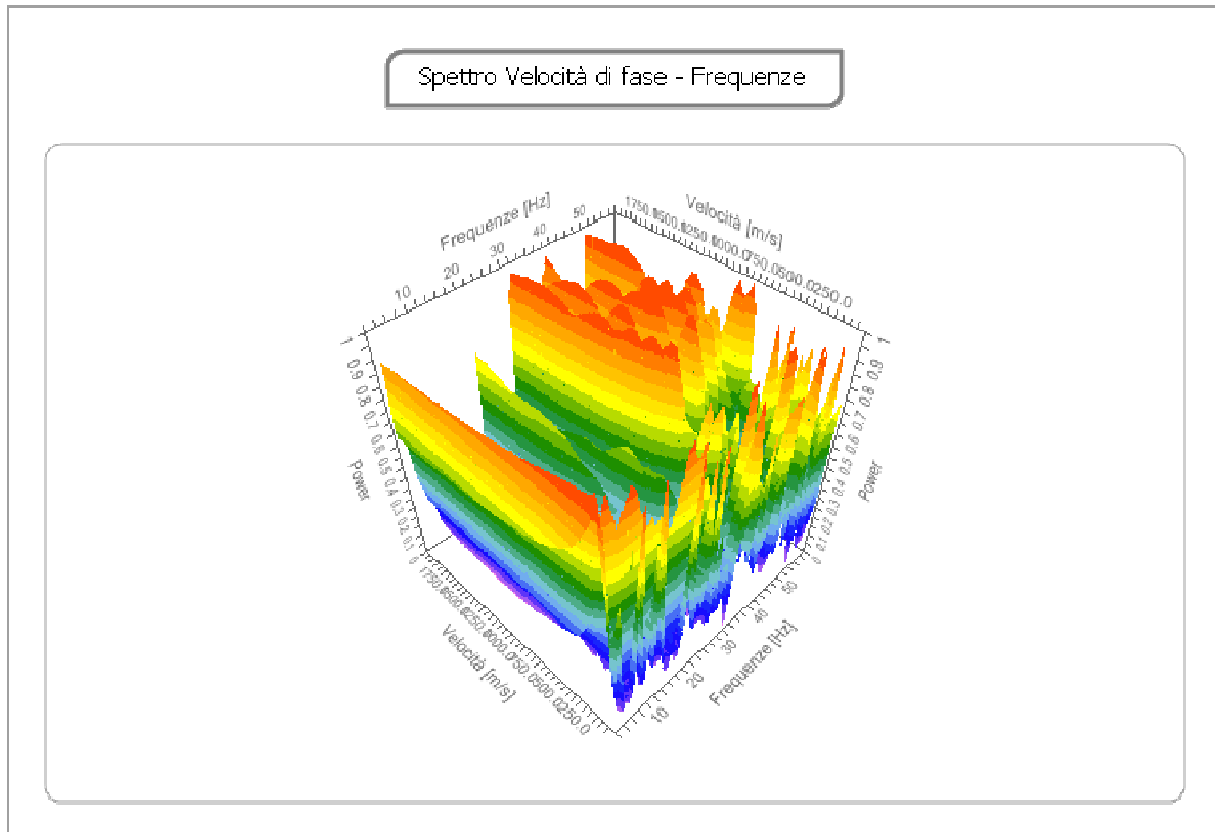


Fig. 15- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	3.1	183.4	0
2	5.7	143.8	0
3	8.6	120.0	0
4	11.4	112.1	0
5	14.3	129.8	0
6	16.9	120.0	0
7	19.7	135.9	0
8	22.4	127.9	0
9	24.9	135.9	0
10	27.7	143.8	0

11	31.3	151.7	0
12	34.1	151.7	0
13	36.6	143.8	0
14	39.4	143.8	0
15	42.1	135.9	0
16	44.6	151.7	0
17	47.4	151.7	0
18	50.6	135.9	0
19	53.6	120.0	0
20	57.0	127.9	0

Tabella 3 - Parametri della curva di dispersione

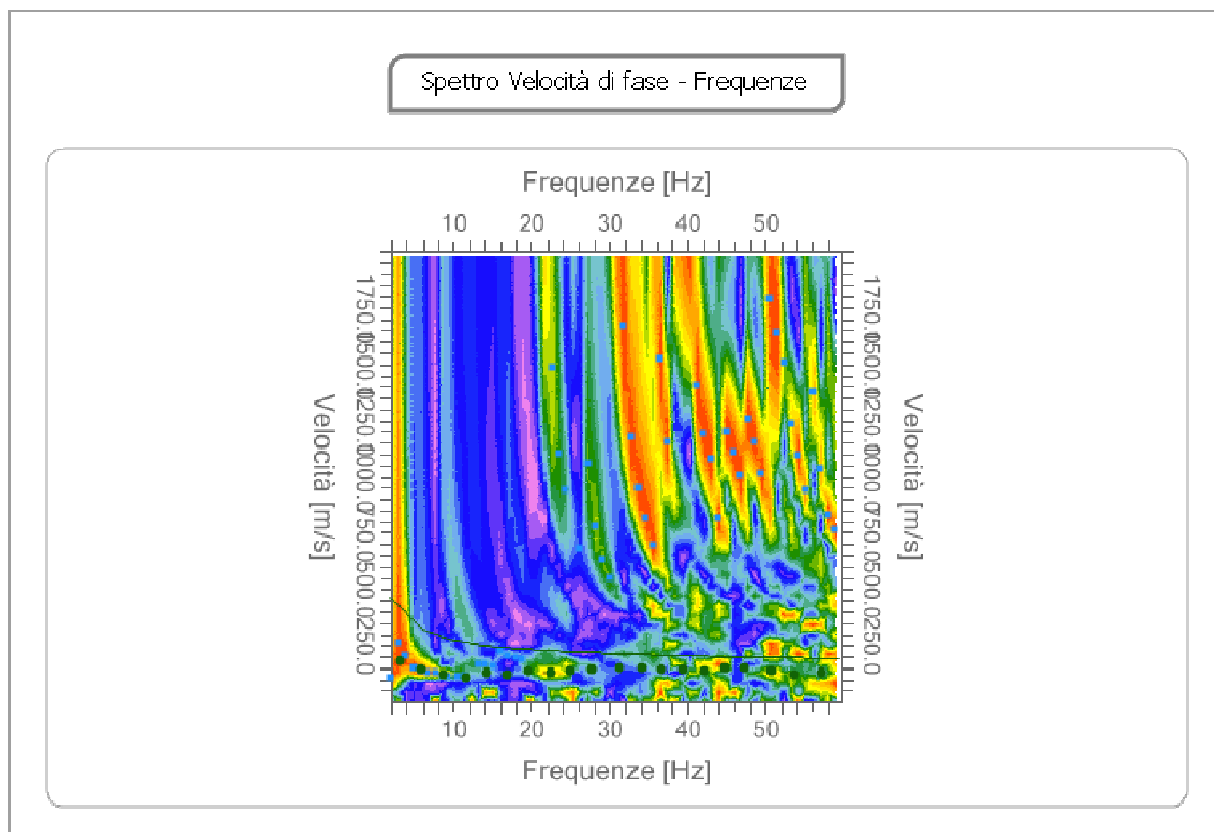


Fig. 16 -Curva di dispersione stendimento masw 1

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1	1.47	1.47	1800.0	0.3	No	273.6	146.3
2	8.44	6.97	1800.0	0.3	No	265.4	141.9
3	13.05	4.61	1800.0	0.3	No	273.1	146.0
4	19.65	6.60	1800.0	0.3	No	313.6	167.6
5	39.11	19.47	1800.0	0.3	No	468.3	250.3
6	57.33	18.21	1800.0	0.3	No	533.3	285.1

Percentuale di errore

0.6988%

Fattore di disadattamento della soluzione

0.087

Tabella 4 - Valori dell'inversione

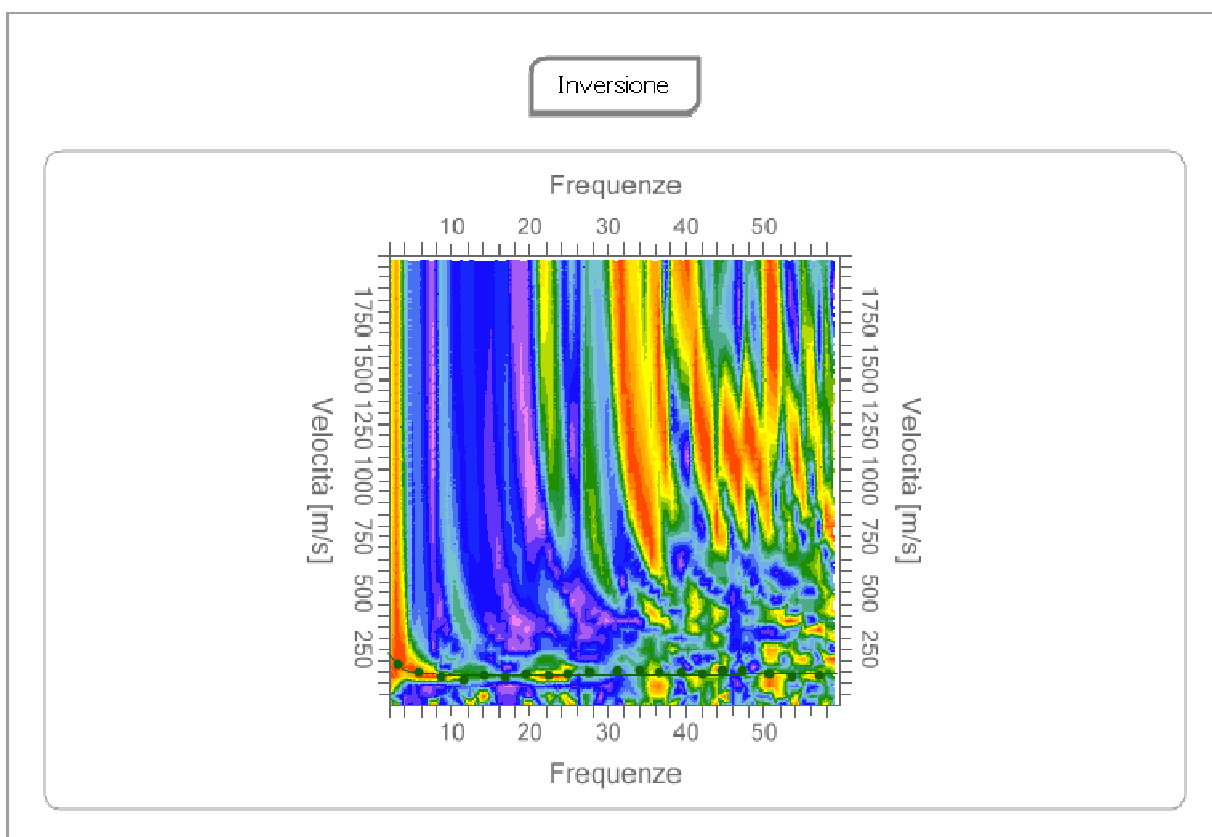


Fig. 17-Inversione

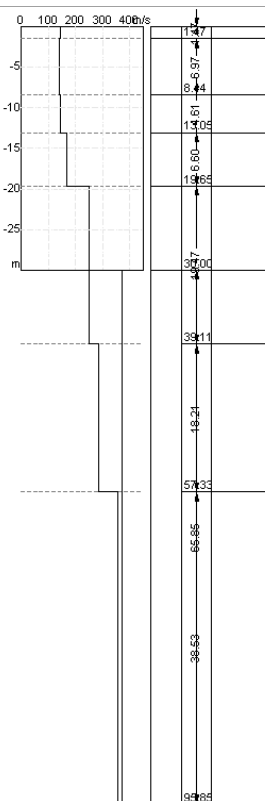
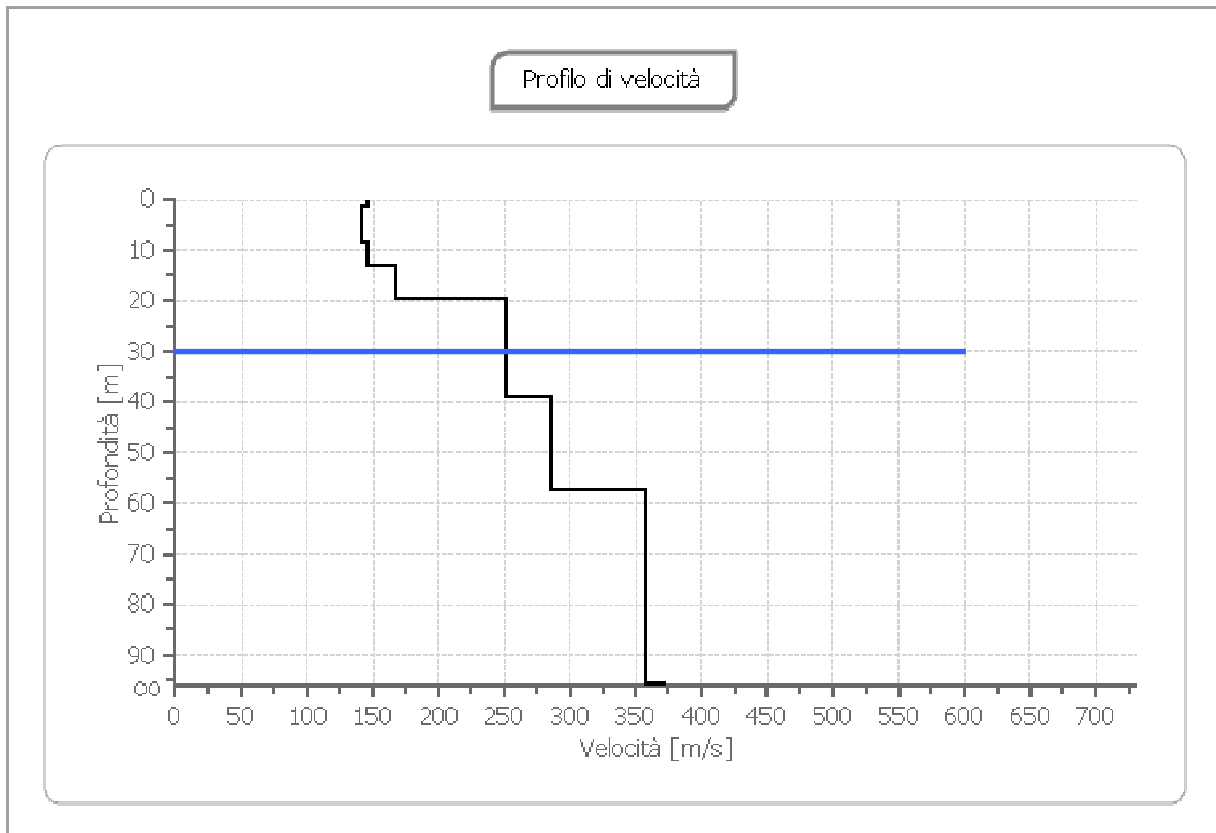


Fig. 18 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

3.1.2. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	1.47	1.47	146.27	273.64	1800.00	0.30	38.51	134.78	83.44	100.12
2	8.44	6.97	141.87	265.41	1800.00	0.30	36.23	126.80	78.49	94.19
3	13.05	4.61	145.98	273.11	1800.00	0.30	38.36	134.26	83.11	99.74
4	19.65	6.60	167.64	313.63	1800.00	0.30	50.59	177.05	109.60	131.52
5	39.11	19.47	250.33	468.32	1800.00	0.30	112.80	394.79	244.39	293.27
6	57.33	18.21	285.07	533.32	1800.00	0.30	146.28	511.98	316.94	380.33
7	95.85	38.53	356.58	667.10	1800.00	0.30	228.87	801.05	495.89	595.07
8	∞	∞	373.77	699.25	1800.00	0.30	251.46	880.11	544.83	653.80

Tabella 5 - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

STENDIMENTO MASW 2

S 2 - lunghezza pari a **55 m** con 12 geofoni a distanza intergeofonica di 5,0 m, punto di energizzazione dal primo ed ultimo geofono pari a 5 e 10 m;

Il profilo M.A.S.W., sulla base dei modelli medi, indicava una Vs₂₄ pari a **178 m/s**.

Ai fini della definizione delle azioni sismiche secondo le nuove "Norme Tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" il profilo stratigrafico dei terreni coinvolti nel progetto

permette di classificare il sito, considerando che il substrato sismico è stato intercettato alla profondità di circa 24 m, come:

- **suolo tipo "D"** - Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente ($V_{S,eq}$) compresi tra 100 e 180 m/s.

Si riporta di seguito, il profilo con le velocità V_{S30} relative allo stendimento:

STENDIMENTO 1

Tracce

N. tracce	12
Durata acquisizione [msec]	1000.0
Interdistanza geofoni [m]	5.0
Periodo di campionamento [msec]	0.131

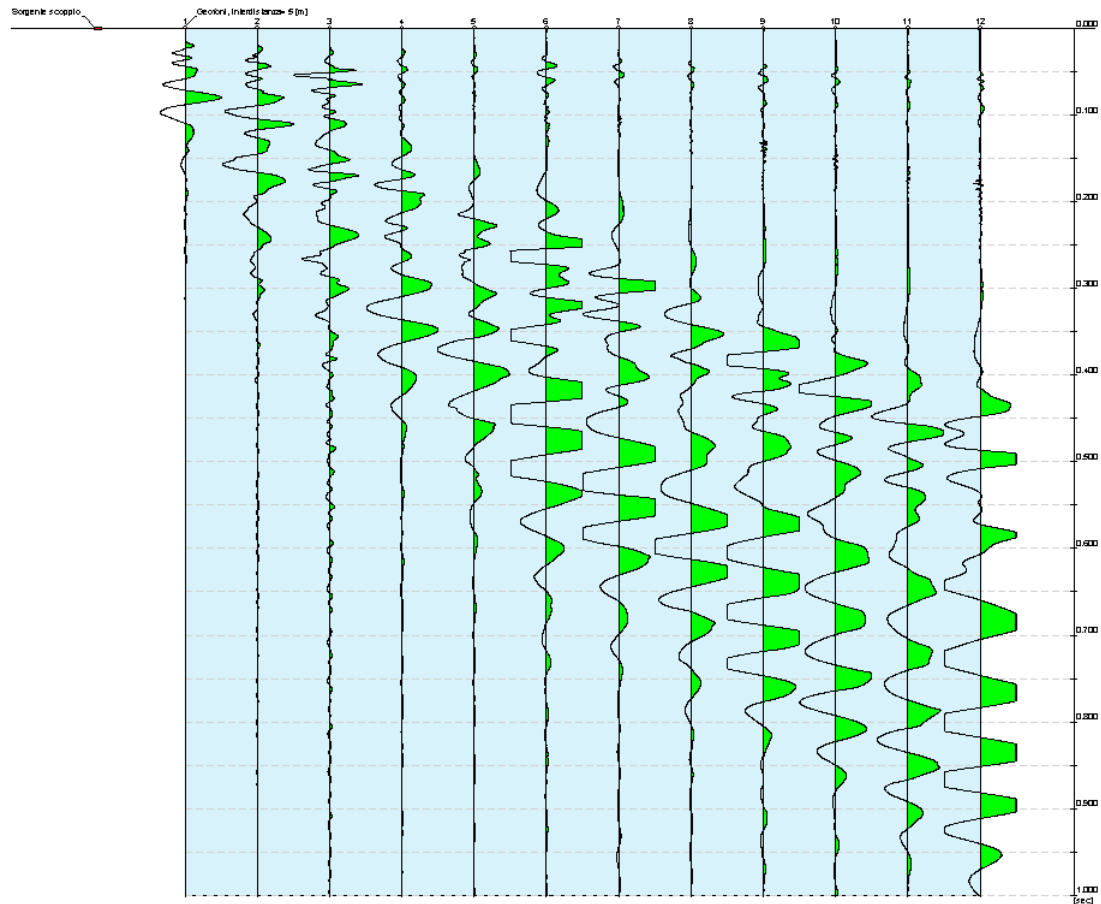


Fig. 19 - Sismogramma stendimento MASW 1

Analisi spettrale

Frequenza minima di elaborazione [Hz]	2
Frequenza massima di elaborazione [Hz]	60
Velocità minima di elaborazione [m/sec]	1
Velocità massima di elaborazione [m/sec]	2000
Intervallo velocità [m/sec]	1

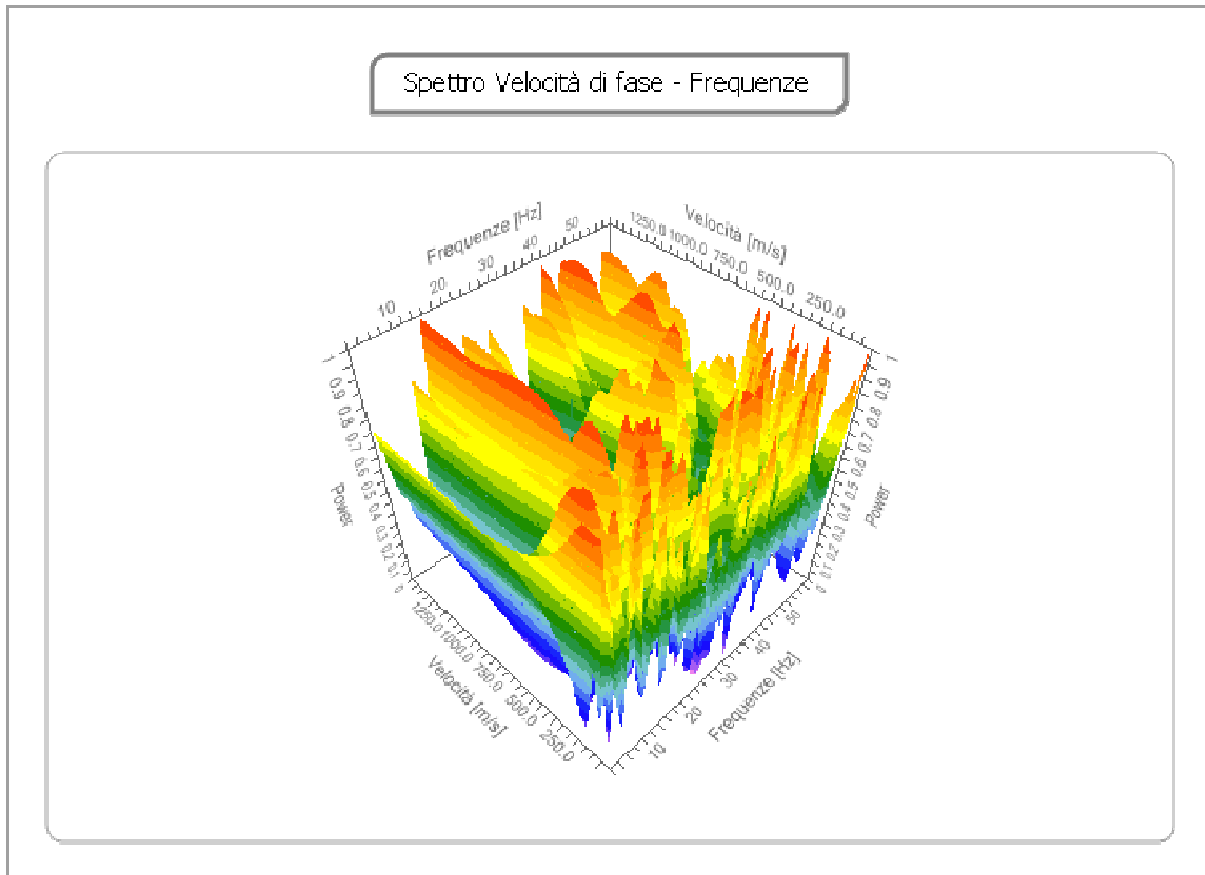


Fig. 20- Analisi spettrale

Curva di dispersione

n.	Frequenza [Hz]	Velocità [m/sec]	Modo
1	5.9	125.9	0
2	8.6	96.2	0
3	11.6	78.3	0
4	14.1	72.4	0
5	16.8	60.5	0
6	19.6	54.5	0

7	22.8	60.5	0
8	25.5	60.5	0
9	28.5	60.5	0
10	31.0	54.5	0
11	33.3	60.5	0
12	36.7	48.6	0
13	39.5	54.5	0
14	42.9	60.5	0
15	45.2	66.4	0
16	48.1	54.5	0
17	51.3	54.5	0
18	54.3	60.5	0
19	57.3	54.5	0

Tabella 6 - Parametri della curva di dispersione

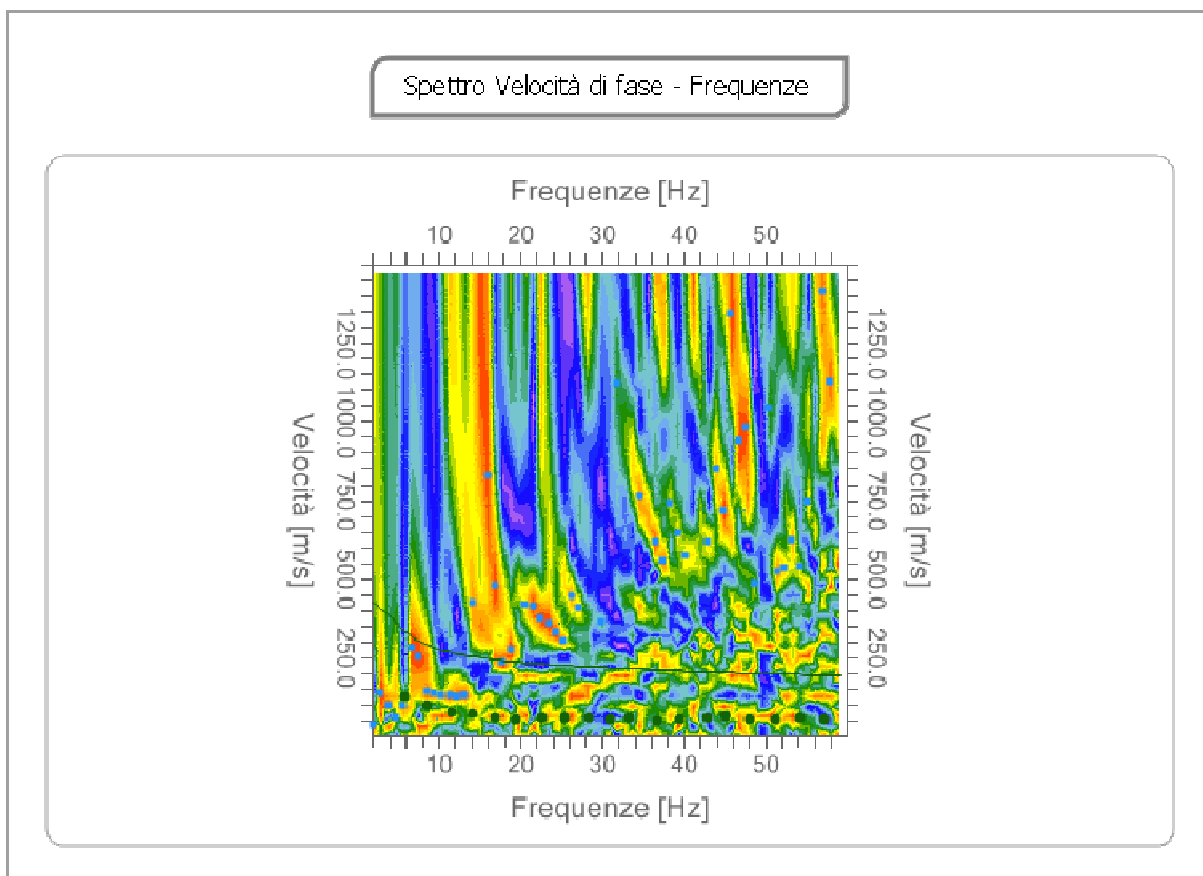


Fig. 21 -Curva di dispersione stendimento masw 2

Inversione

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Peso unità volume [kg/mc]	Coefficiente Poisson	Falda	Vp [m/sec]	Vs [m/sec]
1		2.65	2.65	1800.0	0.3	No	124.7
2		7.02	4.37	1800.0	0.3	No	243.0
3		10.24	3.22	1800.0	0.3	No	292.2
4		14.90	4.66	1800.0	0.3	No	370.7
5		21.63	6.73	1800.0	0.3	No	520.6
6		29.23	7.60	1800.0	0.3	No	584.4
7		∞	∞	1800.0	0.3	No	675.1

Percentuale di errore
Fattore di disadattamento della soluzione

0.697 %
0.105

Tabella 7 - Valori dell'inversione

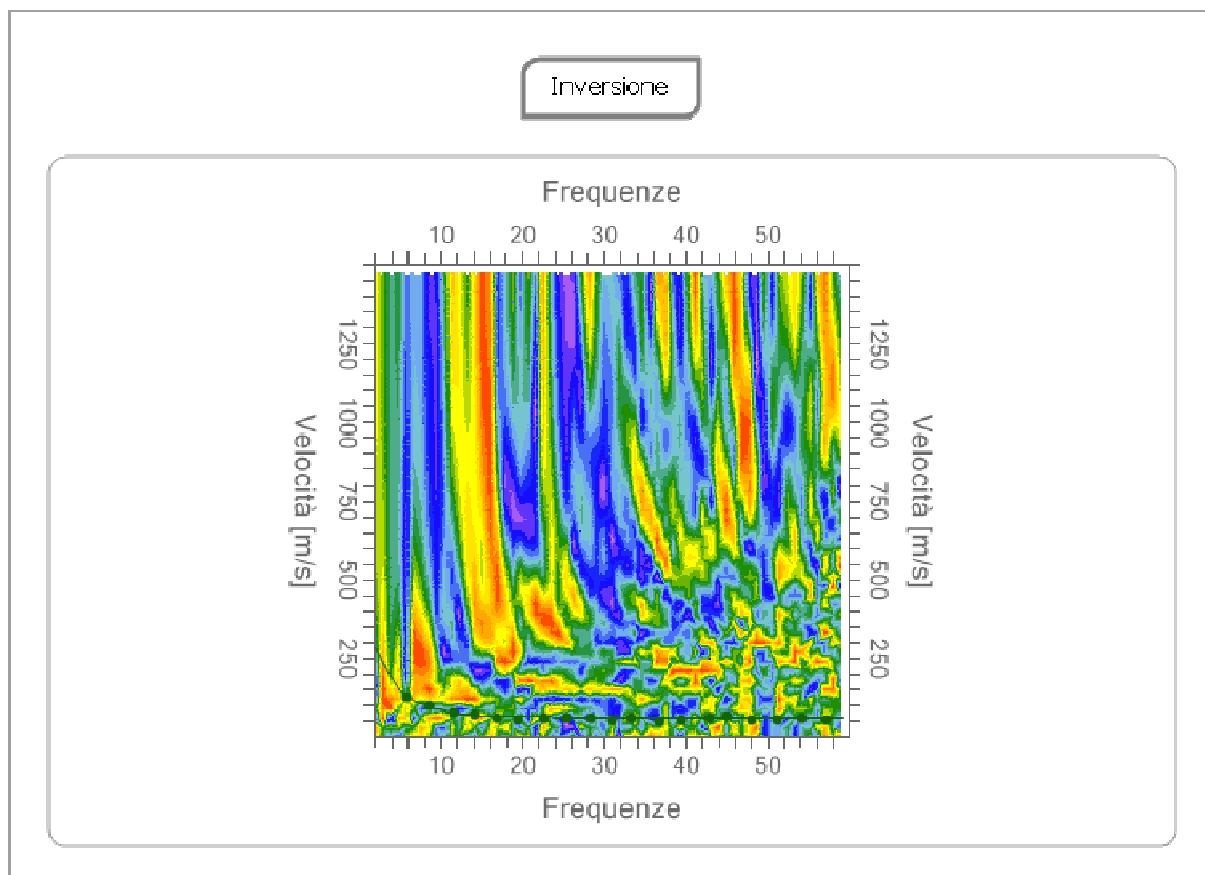


Fig. 22-Inversione

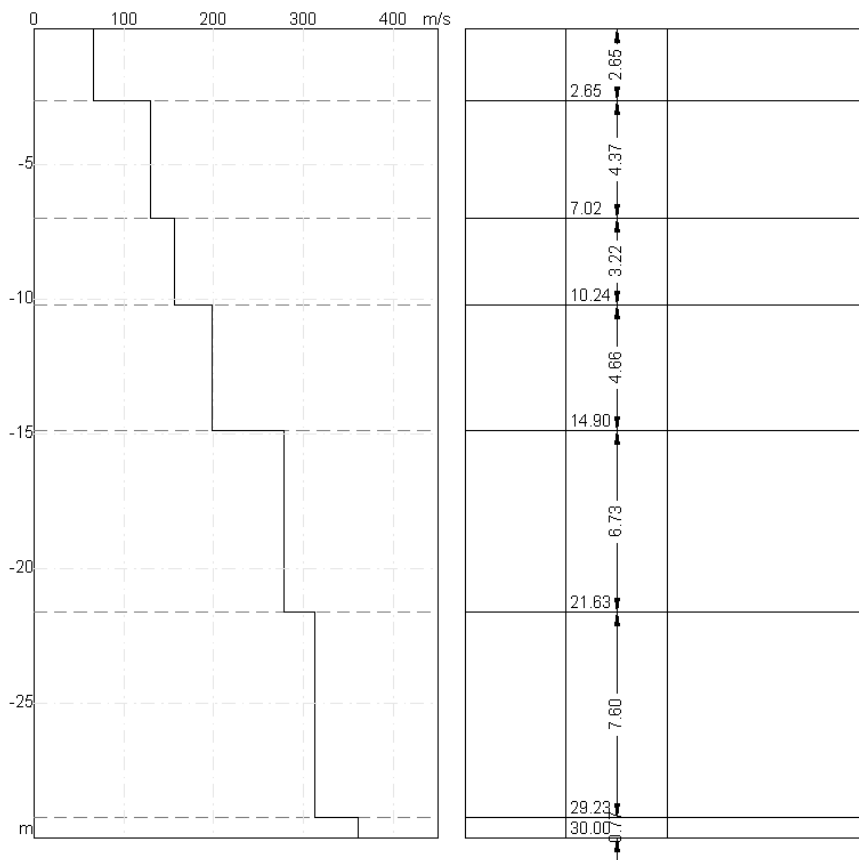
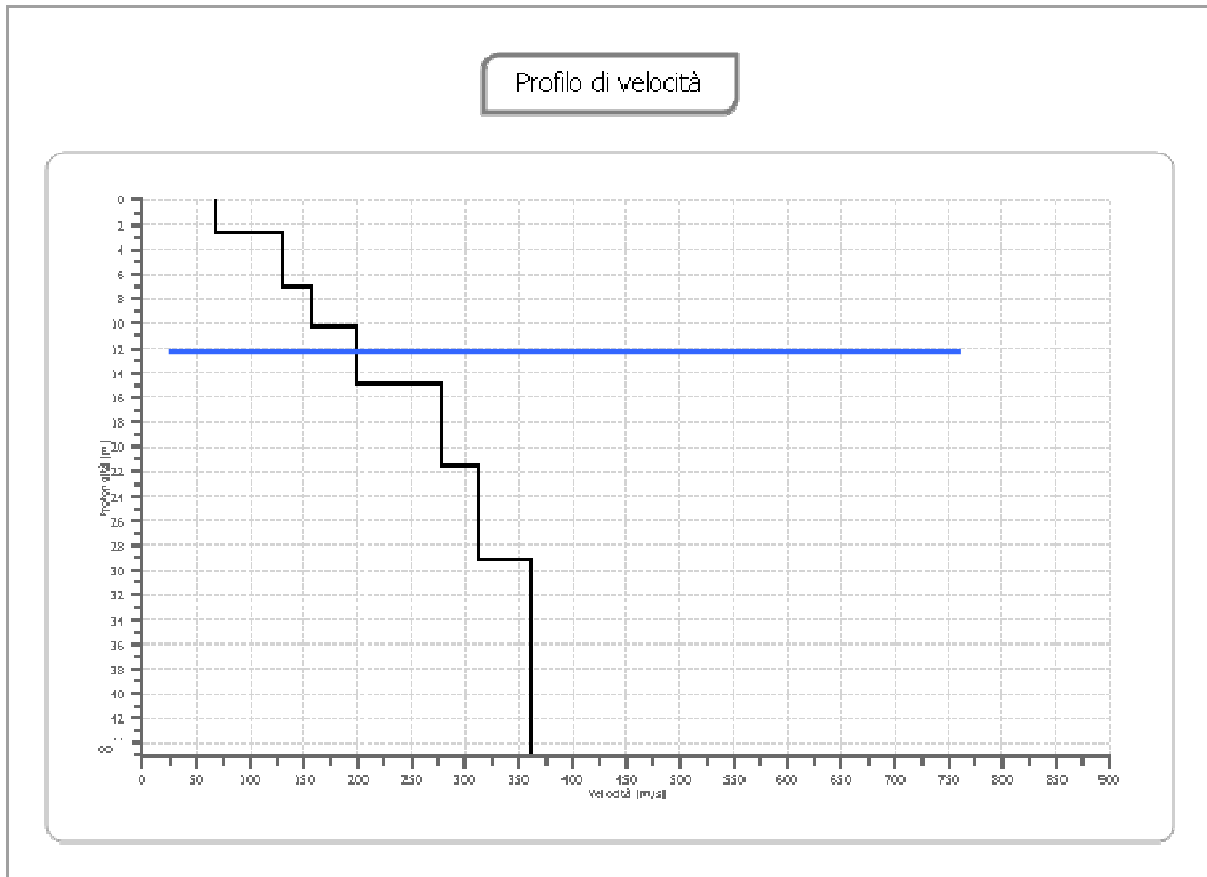


Fig. 23-24 - Modello risultante dall'inversione dei dati - Sismostratigrafia

3.1.2. Altri parametri

I valori delle Vs sono stati ricavati dall'indagine sismica di tipo MASW, consentendo, tramite formule empiriche, di eseguire una prima stima dei principali parametri elastici dei terreni investigati, con:

G0: Modulo di deformazione al taglio;
Ed: Modulo edometrico;
M0: Modulo di compressibilità volumetrica;
Ey: Modulo di Young;

n.	Profondità [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]	Vp [m/s]	Densità [kg/mc]	Coefficiente Poisson	G0 [MPa]	Ed [MPa]	M0 [MPa]	Ey [MPa]
1	2.65	2.65	66.67	124.72	1800.00	0.30	8.00	28.00	17.33	20.80
2	7.02	4.37	129.89	243.00	1800.00	0.30	30.37	106.29	65.80	78.96
3	10.24	3.22	156.18	292.19	1800.00	0.30	43.91	153.68	95.13	114.16
4	14.90	4.66	198.14	370.69	1800.00	0.30	70.67	247.33	153.11	183.73
5	21.63	6.73	278.25	520.56	1800.00	0.30	139.36	487.78	301.96	362.35
6	29.23	7.60	312.39	584.43	1800.00	0.30	175.66	614.80	380.59	456.71
7	∞	∞	360.88	675.15	1800.00	0.30	234.42	820.48	507.91	609.50

Tabella 8 - Schema riassuntivo parametri estrapolati dalla MASW

3.1.3 Parametri sismici – suolo D

Da un punto di vista topografico, l'area ricade nella classe T1 (Tab. 3.2.III - NTC 2018).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 9: Tab 3.2.III NTC 2018 - caratteristiche della superficie topografica

La vita nominale di progetto VN di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli

prestazionali. Nel nostro caso la vita nominale V_N è posta pari a 50 anni (costruzioni con livelli di prestazioni ordinari).

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 10: Tab. 2.4.I NTC 2018 - Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

Alla luce di quanto esposto in precedenza, gli elementi fondamentali dell'area di interesse ed i parametri sismici del sito in esame sono:

SITO IN ESAME	VALORE
latitudine:	44,853897
longitudine:	11,679743
Vita nominale:	50
Classe d'uso dell'edificio:	I
PARAMETRI SISMICI	VALORE
Categoria sottosuolo:	d
Categoria topografica:	T1
Coefficiente c_u :	0,7

Tabella 11: dati del sito di riferimento

Le azioni sismiche di ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale (V_N) per il coefficiente d'uso (C_U):

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 12: Tab. 2.4.II NTC 2018 - Valori del coefficiente d'uso C_U

Tipo di costruzione	Classe d'uso	Coefficiente d'uso (C_U)	V_N	V_R
2	I	1.0	50 anni	50 anni

Tabella 13 – Determinazione del periodo di riferimento

A partire dai parametri di input sopra riportati, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} e del periodo di ritorno T_R , sono calcolati, per i diversi stati limite richiesti dalla norma, i valori a_g , F_0 , T_c^* e gli ulteriori parametri necessari per la caratterizzazione sismica locale:

		P_{VR}	T_R	Valori interpolati			Valori ricavati da a_g , F_0 , e T_c^*						
		[adm]	[anni]	a_g	F_0	T_c^*	S_s	C_c	S_t	T_b	T_c	T_d	F_v
				[g]	[adm]	[s]	[adm]	[adm]	[adm]	[s]	[s]	[s]	[adm]
SLE	SLO	81%	30	0,036	2,54	0,25	1,80	2,5	1,00	0.21	0.63	1.74	0.65
	SLD	63%	35	0,038	2,53	0,26	1,80	2,46	1,00	0.21	0.64	1.75	0.67
SLU	SLV	10%	332	0,104	2,59	0,27	1,80	2,37	1,00	0.22	0.66	2.02	1.13
	SLC	5%	682	0,140	2,58	0,28	1,80	1,36	1,00	0.22	0.66	2.16	1.31

Tabella 14 – Parametri e coefficienti sismici del sito

Si riportano di seguito i principali parametri e riferimenti che entrano in gioco:

P_{VR} = probabilità di superamento nel periodo di riferimento in riferimento ai vari stati limite;

T_R = periodo di ritorno;

a_g = accelerazione orizzontale massima attesa al sito (valore nominale);

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.

S_s = coefficiente di amplificazione stratigrafica

C_c = coefficiente di categoria di sottosuolo

S_t = coefficiente di amplificazione topografica

T_b = tratto ad accelerazione costante

T_c = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro

T_d = periodo inizio tratto a spostamento costante

F_v = fattore di amplificazione spettrale

SLE = stati limite di esercizio:

- **(SLO) Stato Limite di Operatività:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- **(SLD) Stato Limite di Danno:** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

SLU= stati limite ultimi:

- **(SLV) Stato Limite di salvaguardia della Vita:** a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **(SLC) Stato Limite di prevenzione del Collasso:** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I tre valori ottenuti di a_g , F_0 e T_c^* definiscono le varie forme spettrali. Per calcolare il valore di A_{max} (accelerazione massima) occorre moltiplicare il valore di a_g per i coefficienti di amplificazione sismica (S) secondo la seguente relazione:

$$A_{max} = a_g \text{ (m/s}^2\text{)} * S$$

Poiché l'accelerazione massima deve essere fornita in m/s^2 , dai valori nominali di a_g trovati in precedenza si determina il valore di accelerazione massima attesa al sito moltiplicando prima i valori di a_g per $9,81 m/s^2$ e successivamente, per ottenere il valore finale di A_{max} relativo ad ogni stato limite, occorre moltiplicare $a_g \text{ (m/s}^2\text{)}$ per i coefficienti di amplificazione sismica S , con $S = S_s \times S_t$ (in questo caso $S = 1,2$ poiché $S_s=1,20$ e $S_t=1,00$).

		a_g (accelerazione orizzontale massima)	$a_g \times g$ (m/s^2)	S (coefficiente di amplificazione sismica)	$(a_g * S)g$	$a_g * g * S = A_{max}$ (accelerazione massima)
		[g]	m/s^2			m/s^2
SLE	SLO	0,036	0,35	1,8	0.064	0.63
	SLD	0,038	0,37	1,8	0.068	0.66
SLU	SLV	0,104	1,02	1,8	0.187	1.83
	SLC	0,140	1,37	1,8	0.252	2.46

Tabella 15 – Determinazione dell'accelerazione massima per i diversi stati limite – suolo C

I coefficienti K_h (coefficiente sismico orizzontale riferito al sito) e K_v (coefficiente sismico verticale riferito al sito) hanno i seguenti valori:

		K_h	K_v
SLE	SLO	0,013	0,006
	SLD	0,014	0,007
SLU	SLV	0,045	0,023
	SLC	0,060	0,030

Tabella 16–Valori del coefficiente sismico orizzontale (K_h) e verticale (K_v), riferiti al sito

3.2 Microzonazione sismica

Comune di Ferrara Studio di Microzonazione Sismica di Terzo Livello

Attuazione dell'Articolo 11 della Legge 2 giugno 2009 n.77, dell'O.P.C.M 4007/2012 e della Delibera della Giunta Regionale dell'Emilia-Romagna, 1302-2012

Fattori di amplificazione sismica per le analisi di secondo livello di approfondimento (analisi semplificata)

Gli Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna indicano come valutare i fattori di amplificazione stratigrafica dell'azione sismica in un sito stabile e potenzialmente soggetto a fenomeni di amplificazione sismica locale, sulla base del particolare ambito geomorfologico, geologico e geotecnico in cui ricade l'area in esame e del valore della VS_{30} .

Il territorio del comune di Ferrara è stato considerato appartenente all'ambito definito PIANURA 2, ovvero ambito di pianura caratterizzato da profilo stratigrafico costituito da alternanze di sabbie e peliti, con spessori anche decametrici, talora con intercalazioni di orizzonti di ghiaie di spessore anche di decine di metri, con substrato profondo più di 100 m da piano campagna, cui corrispondono, in funzione della VS_{30} , i fattori di amplificazione riportati in Tabella 7.1 (occorre sottolineare che in questo studio, il substrato è stato assimilato ad un'interfaccia caratterizzata da velocità di propagazione delle onde di taglio dell'ordine di 800 m/s). A valori della velocità media di propagazione delle onde di taglio inferiori a 300 m/s, corrisponde un fattore di amplificazione costante pari a 1.5. Di conseguenza, in base ai valori di VS misurati dalle prove SCPTU sempre inferiori a 250 m/s (166 prove su 167, vedi Tabella 5.2) si è scelto di associare a tutto il territorio comunale considerato stabile un fattore di amplificazione stratigrafica dell'accelerazione massima attesa su suolo di riferimento rigido, P.G.A., F.A.P.G.A. = 1.5, e un fattore di amplificazione dell'intensità spettrale per periodi T compresi tra 0.1 s e 0.5 s F.A. = 1.8.

In alcuni siti (16 su 167) la velocità equivalente delle onde di taglio è risultata compresa tra 200 e 250 m/s: questi siti ricadono tutti in aree potenzialmente suscettibili di liquefazione, ovvero zone di paleoalveo o di transizione. Alle aree contenenti tali siti è stato associato è stato pertanto associato un fattore di amplificazione dell'intensità spettrale per periodi T compresi tra 0.5 s e 1 s, F.A. = 2.3. Alle restanti aree, stabili e potenzialmente suscettibili di amplificazioni locali e caratterizzate da VS_{30} minori

di 200 m/s, è stato pertanto associato un fattore di amplificazione dell'intensità spettrale per periodi T compresi tra 0.5 s e 1 s, F.A. = 2.5, che corrisponde a velocità equivalenti inferiori a 200 m/s.

Per quanto riguarda le aree instabili (potenzialmente suscettibili di liquefazione), sono stati assunti gli stessi valori di F.A. adottati per le aree stabili; solo in corrispondenza dei siti dove la velocità equivalente delle onde di taglio è risultata compresa tra 200 e 250 m/s, il fattore di amplificazione dell'intensità spettrale per periodi T compresi tra 0.5 s e 1 s è stato assunto pari a F.A._{si} = 2.3.

7.2 Fattori di amplificazione da simulazioni di risposta sismica locale per le analisi di terzo livello di approfondimento

In corrispondenza di 14 siti indicati dall'Amministrazione Comunale di Ferrara (11 aree in cui sorgono edifici di importanza strategica ai fini della condizione limite per l'emergenza e 3 aree di espansione di proprietà del Comune di Ferrara,) sono state realizzati studi di risposta sismica locale con l'obiettivo di definire, attraverso simulazioni numeriche della propagazione del moto sismico dal basamento roccioso di origine alla superficie, gli accelerogrammi attesi a piano campagna, i relativi spettri di risposta ed i parametri sismici rappresentativi. Occorre sottolineare che tutti gli edifici in oggetto, tranne l'ospedale di Cona, si trovano in aree potenzialmente instabili perché suscettibili alla liquefazione.

Lo studio di risposta sismica locale è stato condotto utilizzando il codice di calcolo ProShake (Schnabel et al., 1972; Idriss e Sun, 1992), che consente di eseguire simulazioni di propagazione monodimensionale del moto sismico in depositi di terreno stratificati orizzontalmente ed in condizioni di campo libero. Il modello di strati orizzontali e paralleli è stato ritenuto ben rappresentativo delle reali condizioni del sottosuolo in corrispondenza dei siti oggetto di studio.

Il codice ProShake opera nel dominio delle frequenze trasformando, attraverso l'algoritmo FFT (Fast Fourier Transformer), una storia temporale generica di input in una somma di sollecitazioni armoniche di ampiezza, frequenza e fase variabile, e valutando la risposta del deposito di terreno alla sollecitazione casuale applicata come somma delle risposte alle singole sollecitazioni armoniche. In particolare, attraverso la soluzione teorica del modello a strati continui e paralleli, il codice calcola la funzione di trasferimento tra strati successivi; lo spettro di Fourier del moto allo strato i-esimo è ottenuto dalla convoluzione tra lo spettro di Fourier del moto di input e la funzione di trasferimento; infine tramite l'algoritmo IFFT lo spettro di Fourier dell'i-esimo strato è trasformato nel corrispondente accelerogramma.

Scenari di pericolosità sismica locale comune di Ferrara

Si riportano di seguito le considerazioni di tipo qualitativo circa il comportamento sotto sollecitazione dinamica dei terreni che caratterizzano il territorio del comune di Ferrara tratte da "Valutazione del rischio sismico delle aree edificate ed edificabili del PSC del comune di Ferrara".

L'area in esame è un bacino sedimentario caratterizzato da presenza di strati di terreno molto deformabili (depositi fluvio - deltizi) sovrastanti un substrato a maggiore rigidità (pieghe anticlinali associate a faglie che formano la cosiddetta Dorsale Ferrarese): in queste condizioni il moto sismico risultante in superficie può differire notevolmente dal moto di ingresso al basamento roccioso, a causa dell'azione filtrante esercitata dai depositi di terreni sciolti, con possibilità di esaltazione dell'ampiezza e della durata del moto sismico. Tutta l'area è dunque potenzialmente suscettibile di effetti stratigrafici di amplificazione delle sollecitazioni e del moto sismico. Anche gli effetti topografici di amplificazione delle sollecitazioni e del moto sismico potrebbero interessare le porzioni del territorio comunale attraversate da argini di corsi d'acqua o rilevati.

In corrispondenza dei paleoalvei principali, dei paleoalvei secondari e dei ventagli e depositi di rotta e tracimazione, sono presenti a partire da profondità variabile a seconda dell'epoca di origine più o meno recente del ramo fluviale e dell'eventuale epoca di estinzione, corpi di materiale prevalentemente granulare sottofalda. Questi corpi sabbiosi risultano potenzialmente liquefacibili e addensabili in caso di sisma, anche se l'occorrenza di tali fenomeni è fortemente condizionata dall'entità del sisma. I terreni fini costituenti il macrostrato entro il quale i depositi sabbiosi sono inglobati sono potenzialmente soggetti a cedimenti per riconsolidazione indotti da sisma.

Nelle zone di transizione le lenti sabbiose sono potenzialmente liquefacibili e addensabili, gli strati fini possono manifestare fenomeni di riconsolidazione e cedimenti.

Nell'ambiente dei bacini interfluviali prevalgono depositi di terreni di natura fine molto compressibili a rischio di cedimenti per riconsolidazione indotti da sisma.

Le opere in terra (argini e rilevati) di altezza superiore al metro potrebbero andare soggetti a fenomeni di instabilità di versante in caso di sisma.

Le considerazioni fin qui svolte hanno condotto alla redazione della Carta comunale delle aree suscettibili di effetti locali e della Carta di sintesi della prima fase di analisi della pericolosità sismica.

Le parti di territorio a diversa pericolosità sismica locale, relative alle aree urbanizzate, urbanizzabili, alle fasce di territorio riguardanti le reti infrastrutturali e i corridoi destinati al potenziamento e alla razionalizzazione dei sistemi per la mobilità, sono evidenziate nella Carta comunale delle aree suscettibili ad effetti locali. In essa sono rappresentati con quattro colori differenti gli ambienti morfologici-deposizionali principali e le opere in terra:

A. per le aree appartenenti all'ambiente 1 (colore giallo) gli effetti di sito indotti da sisma attesi sono l'amplificazione stratigrafica, la liquefazione e i cedimenti per addensamento dei corpi sabbiosi, i cedimenti per riconsolidazione del macrostrato di terreno fine

B. per le aree appartenenti all'ambiente 2 (colore grigio) gli effetti di sito indotti da sisma attesi sono l'amplificazione stratigrafica, i cedimenti per riconsolidazione

C. per le aree appartenenti all'ambiente 3 (colore verde) gli effetti di sito indotti da sisma attesi sono l'amplificazione stratigrafica, la liquefazione e i cedimenti per addensamento delle lenti sabbiose, i cedimenti per riconsolidazione degli strati di terreno fine

D. per le opere in terra con altezza superiore al metro (colore marrone) gli effetti di sito indotti dal sisma sono l'amplificazione topografica, l'amplificazione stratigrafica, l'instabilità, i cedimenti per addensamento e/o riconsolidazione dei terreni sottostanti

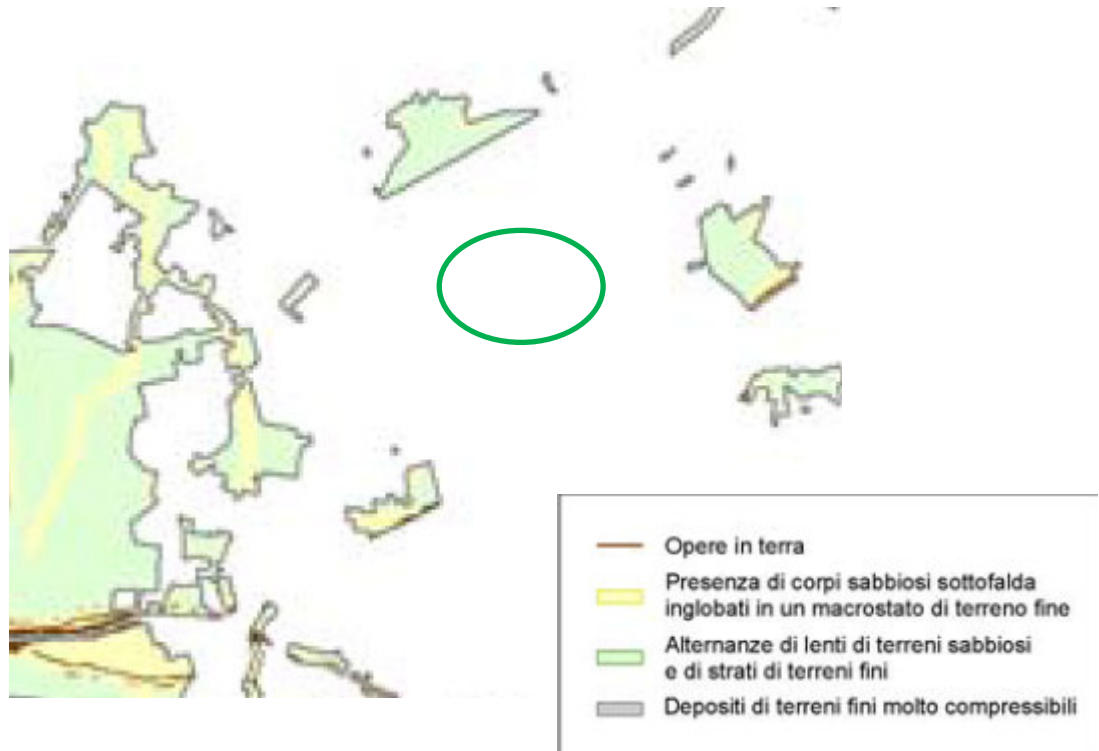


Fig.25 - Carta comunale delle aree suscettibili di effetti di sito

La carte della sintesi della prima fase di analisi di pericolosità sismica integra e sintetizza tutte le informazioni contenute nella carta comunale delle aree suscettibili di effetti locali e rappresenta una carta di indirizzo per la pianificazione. Infatti nella carta sono rappresentate, secondo quanto richiesto dagli "Indirizzi per gli studi di microzonazione sismica in Emilia Romagna per la pianificazione territoriale e urbanistica", in giallo le aree che necessitano di un secondo livello di approfondimento (aree B), in colore rosso quelle che necessitano di un terzo livello di approfondimento (A,C,D)

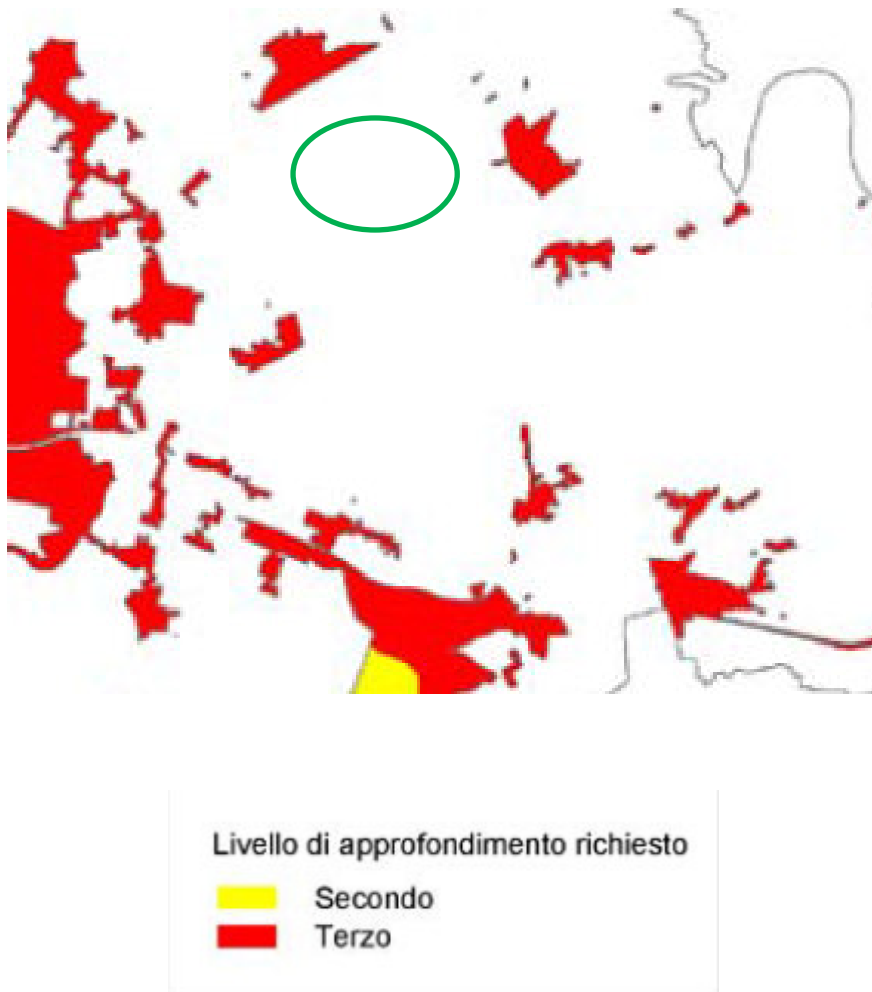


Fig.26 - Carta comunale delle aree suscettibili di livelli di approfondimento

Dagli stralci cartografici sopra riportati emerge come per l'area di interesse non sia richiesto alcun livello di approfondimento sismico. Tuttavia nel seguente capitolo viene svolto, in via cautelativa, uno studio di II Livello (Fattore di amplificazione) ed un III Livello (verifica del potenziale di liquefazione) secondo quanto riportato nella DGR 630/2019, Allegato A2.

3.3 Secondo livello di approfondimento

La DGR 630/2019 illustra le finalità del secondo livello di approfondimento, che sono di seguito riportate:

- la conferma delle condizioni di pericolosità indicate dal precedente livello di approfondimento ed eventuale nuova perimetrazione delle aree in cui effettuare la microzonazione sismica;
- la suddivisione dettagliata del territorio, in base all'amplificazione attesa, in aree a maggiore e minore pericolosità sismica;
- la conferma o migliore definizione delle aree, indicate dal livello di approfondimento precedente, in cui si ritengono necessari approfondimenti di terzo livello e indicazione delle indagini e analisi da effettuare.

3.3.1 Amplificazione stratigrafica

Per calcolare i Fattori di Amplificazione (FA) richiesti nell'analisi semplificata è stata eseguita un'apposita indagine geofisica che ha consentito di definire lo spessore del deposito di copertura o profondità del substrato rigido (H) e della velocità equivalente delle onde di taglio per lo spessore considerato (V_{SH} e V_{s30}) del deposito di copertura.

Pertanto, per quanto riguarda le amplificazioni litostratigrafiche e quindi per il calcolo dei coefficienti di amplificazione FPGA, FH01-05, FH05-10, ed in base alle risultanze dell'indagine sismica eseguita che ha permesso di appurare che, per almeno nei primi 30 m di terreno, non vi sia la presenza di un bedrock sismico. Per l'indagine sono stati usati gli abachi proposti dalla regione Emilia-Romagna nella DGR 630/19.

Tale procedura permette attraverso l'impiego di apposite tabelle, la valutazione dei fattori di amplificazione in funzione del valore di V_{s30} misurato nel sito oggetto di studio. La costruzione delle suddette tabelle è stata implementata utilizzando i dati geofisici e geotecnici disponibili nella Banca dati Regionale. Sono stati individuati per ogni ambiente e relativa tipologia, i profili medi di velocità (V_s) e la loro variabilità, tutti i profili di V_s relativi alle varie tipologie geolitologiche che sono stati analizzati si congiungono in profondità con il profilo del suolo A. La stima dell'amplificazione in aree di pianura prevede l'uso di tabelle diverse a seconda della stratigrafia e della profondità del bedrock (maggiore o minore di 100 m), che forniscono valori in termini di PGA (FAPGA), in termini di Intensità di Housner per intervalli di periodo T compresi tra SI1 0,1 s ÷ 0,5 s (FA0,1-0,5S), SI2 tra 0,5 ÷ 1 s (FA0,5-1S) e SI3 tra 0,5 ÷ 1,5 s (FA0,5-1,5S) e in termini di intensità spettrale in accelerazione SA per intervalli di periodo compresi tra: SA1 (0,1s≤T≤0,5s), SA2 (0,4s≤T≤0,8s), SA3 (0,7s≤T≤1,1s) e SA4 (0,5s≤T≤1,5s). La finalità dell'utilizzo di tali tabelle rientra nell'ambito della pianificazione territoriale e urbanistica, pertanto

considerano come pericolosità sismica di riferimento quella relativa al periodo di ritorno di 475 anni (SLV corrispondente ad una CU 2). I Fattori di Amplificazione (F.A.) sono riferiti al Suolo A (Tabella 3.2.II - Decreto 17 gennaio 2017) come previsto dall'Eurocodice 8, parte 1, e dallo stesso D.M. 17/01/2018 e distinti in base agli ambiti territoriali.

Per le aree di pianura si distinguono tre ambiti:

Pianura1: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un contrasto di impedenza significativo, tale da essere considerato coincidente con il tetto del substrato rigido, a profondità ≤ 100 m da p.c.;

Pianura2: settore di pianura con sedimenti alluvionali prevalentemente fini, alternanze di limi, argille e sabbie, caratterizzato dalla presenza di una importante discontinuità stratigrafica responsabile di un significativo contrasto di impedenza a circa 100 m da p.c. e dal tetto del substrato rigido a circa 150 m da p.c.;

Pianura 3: settore di pianura caratterizzato da elevati spessori di sedimenti prevalentemente fini e poco consolidati, alternanze di limi, argille e sabbie di ambiente alluvionale e transizionale, con substrato rigido a profondità non inferiori a 300 m da pc.

Vista la similitudine stratigrafica diventa rilevante la profondità del substrato rigido profondo (bedrock sismico), che sulla base dei dati geologici e sismici riportati in letteratura (et. Al Martelli 2013) e nello studio di microzonazione sismica del Comune di Ferrara (Fioravante e Girelli), per l'area in esame è individuabile a profondità superiori o prossime a 100 m. Pertanto, il sito viene classificato come "Pianura Padana e costa Adriatica" ed in particolare "Pianura 2".

In riferimento alla tabella A2.1.2 "Pianura Padana e costa Adriatica - Pianura 2" di seguito riportata, considerando i valori di Vs30 determinati e prossimi a 200 m/sec, si dovranno utilizzare i parametri evidenziati:

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

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
<i>PGA</i>	1,7	1,7	1,7	1,6	1,5	1,5

Fattore di Amplificazione **PGA**

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
<i>SA1</i>	1,8	1,8	1,8	1,7	1,6	1,5
<i>SA2</i>	2,7	2,7	2,4	2,1	1,9	1,8
<i>SA3</i>	3,3	3,2	2,8	2,5	2,3	2,1
<i>SA4</i>	3,3	3,1	2,7	2,4	2,1	1,9

Fattori di Amplificazione **SA1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SA2** ($0,4s \leq T \leq 0,8s$), **SA3** ($0,7s \leq T \leq 1,1s$),
SA4 ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

V_{S30} (m/s) →	150	200	250	300	350	400
<i>SI1</i>	2,0	2,0	1,9	1,8	1,7	1,6
<i>SI2</i>	3,1	3,0	2,7	2,4	2,1	2,0
<i>SI3</i>	3,6	3,3	2,9	2,5	2,2	2,0

Fattori di Amplificazione **SI1** ($0,1s \leq T \leq 0,5s$), **SI2** ($0,5s \leq T \leq 1,0s$), **SI3** ($0,5s \leq T \leq 1,5s$)

Facendo riferimento alla tabella A.2.1.1., inerente la zona di Pianura Padana e costa Adriatica - Pianura 2, si ottengono i seguenti valori dei parametri :

	PERIODO	VALORE
Fattore Amplificazione P.G.A.		1.7
F.A SA1	$0,1s < T_0 < 0,5s$	1.8
F.A SA2	$0,4s < T_0 < 0,8s$	2.7
F.A SA3	$0,7s < T_0 < 1,1s$	3.2
F.A SA4	$0,5s < T_0 < 1,5s$	3.1
F.A. SI1	$0,1s < T_0 < 0,5s$	2.0
F.A. SI2	$0,5s < T_0 < 1,0s$	3.0
F.A. SI3	$1,0s < T_0 < 1,5s$	3.3

3.3.2 Amplificazione topografica

L'area di intervento è caratterizzata dal punto di vista topografico da una zona pianeggiante; la DGR 630/2019 specifica che gli effetti topografici possono essere trascurati per pendii con inclinazione media inferiore a 15°. Sulla base di tale indicazione l'area rientra nella categoria T1 riportata nella tab. 3.2.V delle NTC 2018, a cui corrisponde un valore del coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1,0.

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Fig.27 – Valori massimi di amplificazione topografica

3.4 Fenomeno della liquefazione

La liquefazione di un terreno è rappresentata dal quasi totale annullamento della sua resistenza al taglio con l'assunzione del comportamento meccanico caratteristico dei liquidi. La predisposizione a tale fenomeno rappresenta un elemento da tenere in considerazione soprattutto in chiave di progettazione antisismica.

La liquefazione interessa soprattutto i depositi sabbiosi sciolti, posti sottofalda, che presentano le seguenti caratteristiche:

- Sabbie da fini a medie con contenuti in materiale fine variabile fra 0 e 25%;
- Grado di saturazione pari a 1 (terreni sotto falda);
- Da poco a mediamente addensati;
- Profondità del deposito entro i 15 m dal piano campagna.
- Valori di N_{spt} inferiori a 10 nei primi 10 m di profondità.

Il D.M. 17/01/18 e riporta le linee guida per valutare la suscettibilità alla liquefazione, in particolare la verifica è da omettere quando si manifesti almeno una delle seguenti circostanze:

- 1) accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
- 2) profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- 3) depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche

(Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;

- 4) distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure sottostanti, nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

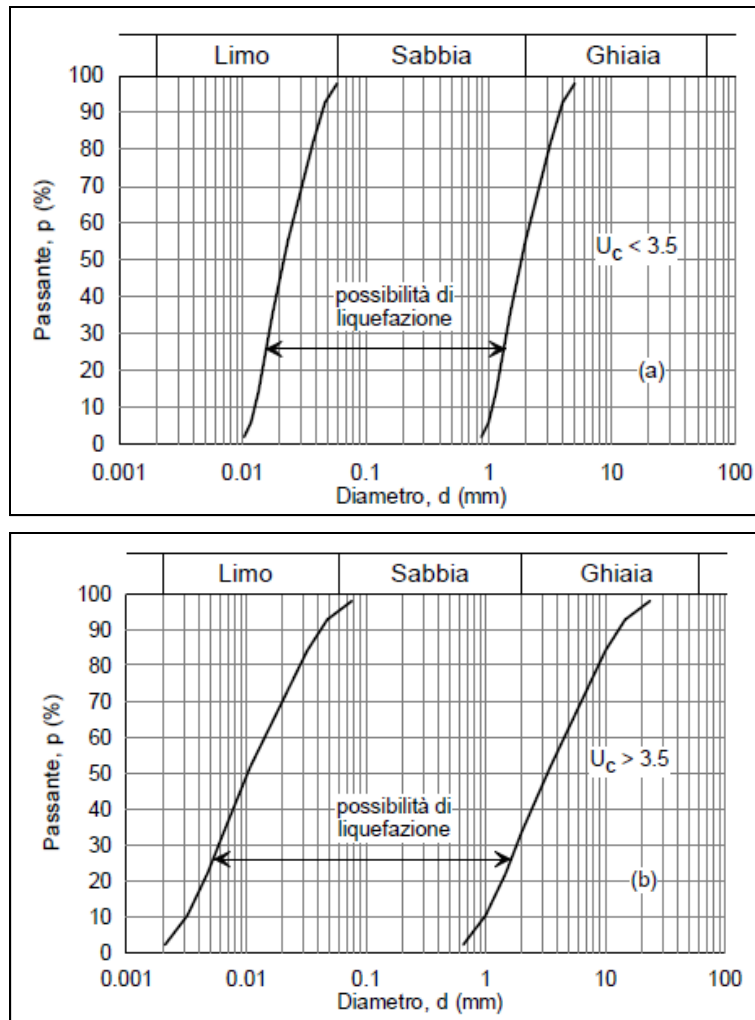


Fig. 28 – Fusi granulometrici di terreni suscettibili di liquefazione

3.4.1. Analisi del rischio alla liquefazione –(Verifica di III Livello)

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati da prove SPT e da prove CPT mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI di Iwasaki et al. (1982). Le prove CPT sono preferibili per la migliore ripetibilità delle misure e per la continuità dei profili penetrometrici. L'indice LPI è un parametro di sintesi che, mediante un valore numerico compreso tra 0 e 100, quantifica i possibili effetti della liquefazione in superficie, tenendo conto di severità dell'azione sismica, e di profondità, spessore e valore del fattore di sicurezza degli strati liquefacibili. L'uso dell'indice LPI nelle applicazioni GIS (Geographic Information System) può essere un valido strumento per la stesura delle carte di rischio di liquefazione, in cui un territorio è suddiviso in zone di differente classe di potenziale di liquefazione. Le classi di potenziale di liquefazione, secondo la proposta di Sonmez (2003), sono le seguenti: TABELLA 1 – CLASSI DI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

TABELLA 1 – CLASSI DI POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ (2003)

LPI	Potenziale di liquefazione
0	Non liquefacibile ($FSL \geq 1.2$)
$0 < LPI \leq 2$	Basso
$2 < LPI \leq 5$	Moderato
$5 < LPI \leq 15$	Alto
$15 < LPI$	Molto alto

Il coefficiente di sicurezza **F_s**, indica con $F_s < 1,0$ la possibilità che avvenga liquefazione, F_s compreso fra 1,0 e 1,2 una ridotta possibilità che avvenga liquefazione, mentre $F_s > 1,2$ esclude la possibilità di fenomeni di liquefazione

Il calcolo è stato eseguito sulla base dei risultati ottenuti delle prove CPTU, utilizzando il metodo di Robertson & Wride.

Per la stima della magnitudo si è utilizzato il metodo delle zone sismogenetiche con le modalità suggerite in "Indirizzi e criteri per la zonazione microsismica" della Protezione Civile.

Il sito è ubicato in prossimità del limite sud-orientale della ZS9 913 (Appennino Emiliano) con $M = M_{wMax2} = 6.1$.

Per quanto attiene l'accelerazione attesa, secondo la normativa NTC, per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) per una struttura di progetto di Tipo I con vita nominale di 50 anni, sul sito in esame (categoria di suolo D, categoria topografica T1) l'accelerazione massima al suolo in free-field (PGA) raggiunge il valore 0.19 g (tabella 15).

Dai dati bibliografici consultati emerge come la falda idrica dovrebbe attestarsi mediamente a -1.50 m dal p.c..

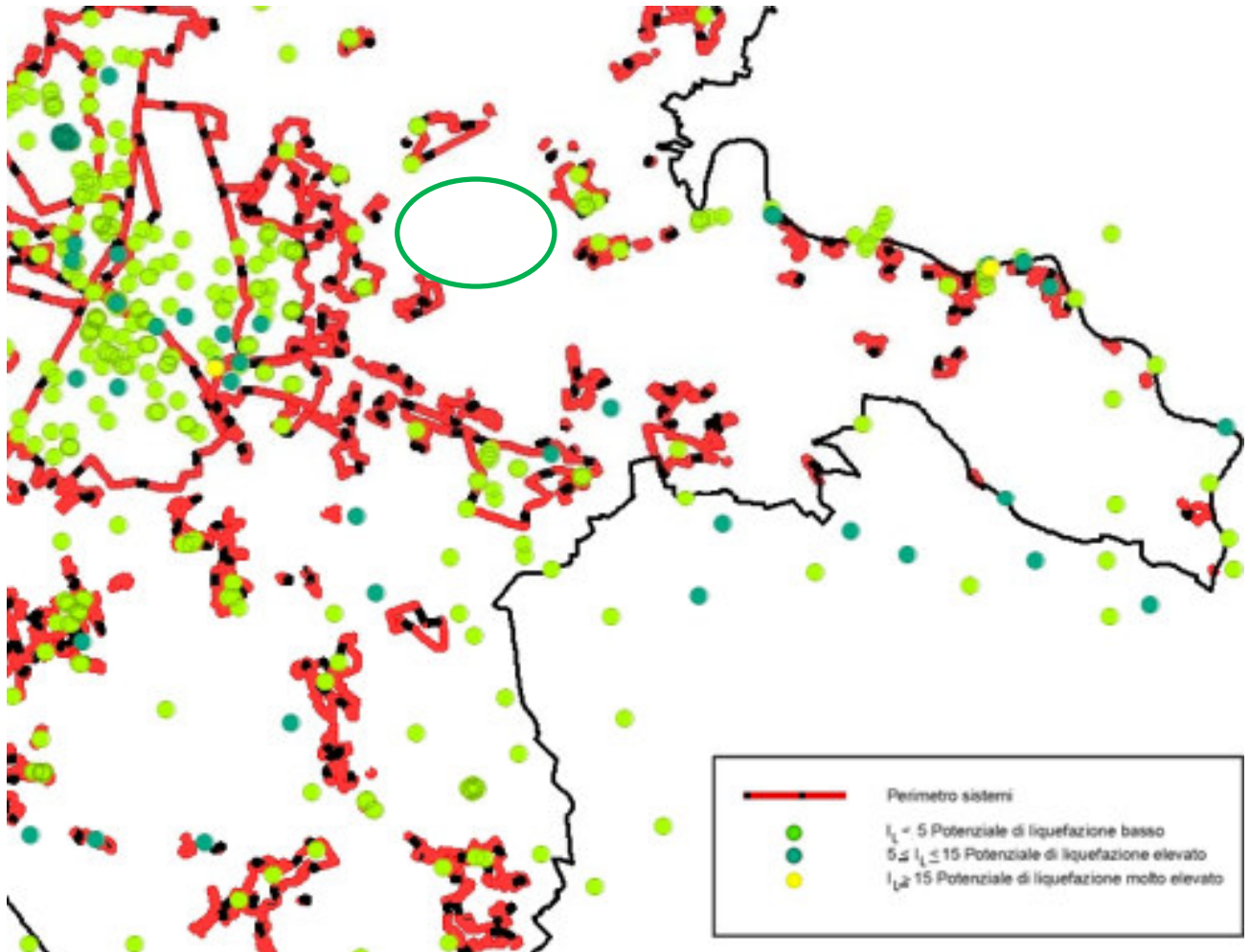
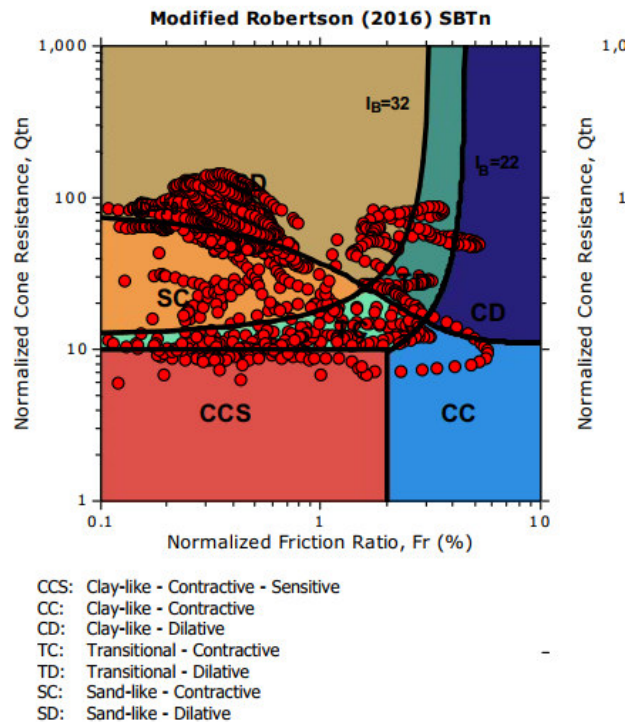


Fig. 29 Stralcio area comunale con le verifiche del potenziale di liquefazione realizzate

Le verifiche comunali hanno evidenziato un potenziale di liquefazione variabile da basso ($I_p < 5$) ad un potenziale elevato ($I_p > 5$)

CPTU 1



Il diagramma sopra riportato rappresenta la carta della classificazione di P.K. Robertson (2016), su cui sono stati plottati i parametri misurati dalla prova penetrometrica. Le zone SC e SD identificano sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica. Le zone CC e CCS ($I_c > 2,5$) identificano sedimenti coesivi (argillosi, argilloso limosi) entrambi sensibili al "cyclic softening" (Boulanger e Idriss 2004; 2008),

Come si evince dal diagramma, la verticale di indagine ha riscontrato sedimenti attribuibili a tutte classi litologiche riportate nel diagramma a testimonianza di evidente eterogeneità nelle caratteristiche litologiche dei terreni indagati.

L'indice del Potenziale di Liquefazione (IL) è pari a **0.0** pertanto il rischio che avvenga liquefazione secondo il metodo proposto da Sonmez (2003) è da considerarsi *basso*.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEL TERRENO

Metodo di Robertson e Wride (CPT)

Ferrara 01

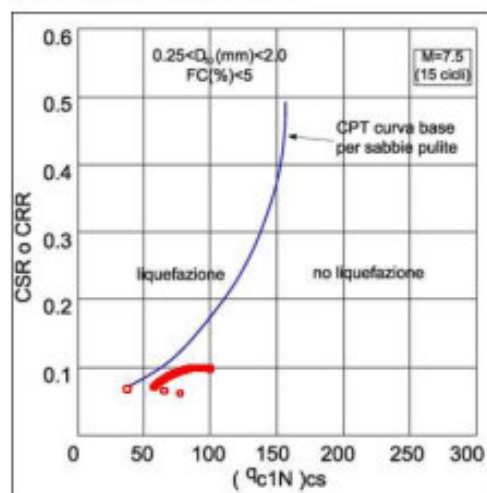
Modello stratigrafico

Strato	Descrizione	Spessore (m)	gamma umido (kN/m3)	gamma saturo (kN/m3)	Dr (%)	qc media (kPa)	fs media (kPa)	Validità
1	argille sabbiose	1.8	18.00	19.00	20	1371.0	30.0	SI
2	argille limose	4.8	17.00	18.00	1	657.0	6.0	SI
3	sabbie limose	13.4	20.00	21.00	50	8360.0	29.0	SI

Parametri sismici di ingresso

Magnitudo di riferimento (Mw)	6.14
Accelerazione massima (g)	0.19
Soggiacenza falda (m)	1.50
MSF (EC8 (Ambroseys))	2.07

Risultati dell'elaborazione



Relazione tra CSR6.14 e $(qc1N)_{cs}$ (semplificato da Youd et al., 2001)

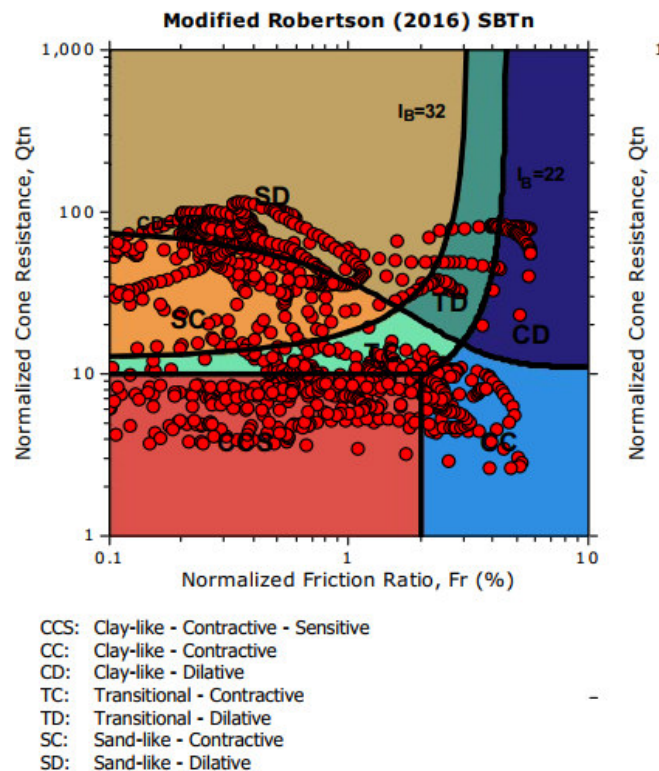
Indice del potenziale di liquefazione (Iwasaki et al., 1978):

LPI = 0.00 - Potenziale di rottura molto basso (calcolato fino alla profondità di 20.00 m)

Fig.30 - Risultati dell'elaborazione a liquefazione CPTU 1

I risultati del calcolo indicano un potenziale di liquefazione molto basso.

CPTU 2



Il diagramma sopra riportato rappresenta la carta della classificazione di P.K. Robertson (2016), su cui sono stati plottati i parametri misurati dalla prova penetrometrica. Le zone SC e SD identificano sedimenti di bassa coesione attribuibili a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica. Le zone CC e CCS ($I_c > 2,5$) identificano sedimenti coesivi (argillosi, argilloso limosi) entrambi sensibili al "cyclic softening" (Boulanger e Idriss 2004; 2008),

Come si evince dal diagramma, la verticale di indagine ha riscontrato sedimenti attribuibili a tutte classi litologiche riportate nel diagramma a testimonianza di evidente eterogeneità nelle caratteristiche litologiche dei terreni indagati.

L'analisi dei risultati mette in evidenza come il livello che presenta le criticità maggiori, sia quello compreso tra 2,60 ÷ 6,60 e 8,40 ÷ 14,00 m circa con valori di F_s molto inferiori all'unità.

L'indice del Potenziale di Liquefazione (IL) è pari a **6,57** pertanto il rischio che avvenga liquefazione secondo il metodo proposto da Sonmez (2003) è da considerarsi *alto*.

VALUTAZIONE DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE DEL TERRENO
Metodo di Robertson e Wride (CPT)
Ferrara 02

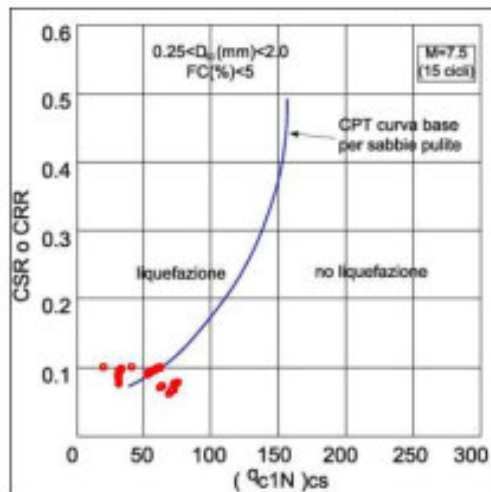
Modello stratigrafico

Strato	Descrizione	Spessore (m)	gamma umido (kN/m ³)	gamma saturo (kN/m ³)	Dr (%)	qc media (kPa)	fs media (kPa)	Validità
1	limo sabbio-argilloso	2.4	18.00	19.00	40	1289.0	23.0	SI
2	argilla limosa tenera	5.8	18.00	18.00	40	760.0	1.0	SI
3	limo sabbio-argilloso	1.6	19.00	19.00	1	1721.0	5.0	SI
4	sabbia limosa	4.2	20.00	20.00	30	6085.0	18.0	SI
5	limo argilloso	1.4	18.50	15.50	1	800.0	1.0	SI
6	limo sabbio-argilloso	3.0	19.00	19.00	40	1782.0	23.0	SI
7	sabbia limosa	1.6	21.00	21.00	50	9933.0	43.0	SI

Parametri sismici di ingresso

Magnitudo di riferimento (Mw)	6.14
Accelerazione massima (g)	0.19
Soggiacenza falda (m)	1.50
MSF (EC8 (Ambroseys))	2.07

Risultati dell'elaborazione



Relazione tra CSR_{6.14} e (qc1N)_{cs} (semplificato da Youd et al., 2001)

Indice del potenziale di liquefazione (Iwasaki et al., 1978):
LPI = 6.57 - Potenziale di rottura elevato (calcolato fino alla profondità di 20.00 m)

Fig.31 - Risultati dell'elaborazione a liquefazione CPTU 2

I risultati del calcolo indicano un potenziale di liquefazione elevato.

4. INDAGINI GEOGNOSTICHE ESEGUITE

Alla scopo di ottenere utili informazioni tecniche destinate ad una corretta interpretazione delle caratteristiche reologiche dei terreni di fondazione delle strutture in progetto, sono state realizzate n.5 prove penetrometriche statiche (Cpt 1-Cpt 5) utilizzando un penetrometro statico/dinamico Pagani modello Emilia – TG 63-200 (200 kN) avente una spinta di infissione di 20 t (manicotto sup. 150 mm², punta diam. 36 mm), un maglio di 73,0 Kg (volata 75 cm, angolo di apertura 60°), aste lunghe 1 metro.

I dati di campagna ed i grafici delle prove sono riportati in allegato 1.

La ***prova penetrometrica statica*** (CPT) consiste nello spingere nel terreno, ad una velocità costante di 2 cm/sec, una serie di aste cilindriche con un cono alla base (punta meccanica Begemann) e misurarne continuamente o ad intervalli non superiori a 20 cm la resistenza alla penetrazione.

La resistenza viene misurata nel momento in cui manicotto e punta conica sono spinti verso il basso mentre gli altri elementi del penetrometro rimangono fermi.

- Resistenza alla punta conica q_c :

la resistenza al cono è letta direttamente sul display della cella di carico montata sul gruppo di spinta dell'attrezzatura: $q_c = R_p$ misurata in kg/cm².

- Attrito laterale o locale f_s :

l'attrito unitario locale che si ottiene sottraendo al valore di R_l (resistenza laterale letta sul display) il valore di R_p , diviso per la superficie laterale del manicotto (S_l):

$$f_s = (R_l - R_p) / S_l$$

La prova **penetrometrica statica con piezocono CPTU** consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica, di dimensioni e caratteristiche standard, infissa a velocità costante nel terreno, tramite un dispositivo di spinta che agisce su una batteria di aste. Essa viene eseguita mediante macchina penetrometrica cingolata Pagani TG 63/200. Il piezocono (punta elettrica), permette la misura in continuo delle caratteristiche geotecniche dei terreni indagati; è infatti possibile acquisire, durante il movimento continuo di spinta, le grandezze q_c (resistenza di punta) ed f_s (attrito laterale) ad ogni centimetro di profondità.

Il sistema acquisisce inoltre il valore della U_2 (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).

Il piezocono è dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio, detto filtro, di norma posizionato alla base della punta conica, che permette di misurare e registrare oltre ai parametri di

resistenza alla penetrazione, qc ed fs, anche la pressione interstiziale, U2, sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo. La misura corretta della pressione u U2 è condizionata dalla completa saturazione del filtro. La possibilità di misurare la pressione interstiziale ha considerevolmente aumentato la capacità interpretativa della prova nei terreni saturi sotto falda.

Poiché la sensibilità dello strumento alla variazione delle pressioni interstiziali è molto alta, in quanto non risente di effetti di scala, è possibile identificare anche sottili livelli di terreno a permeabilità differente, la cui presenza può essere decisiva nella stima dei tempi di consolidazione.

L'elaborazione dei dati delle prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU avviene mediante apposito software di calcolo– Geologismiki. Inoltre, ai sensi del D.M. 17/01/2018, in assenza di specifiche analisi granulometriche, l'utilizzo di prove penetrometriche CPTU è fondamentale come supporto per la verifica alla liquefazione secondo un approfondimento di III Livello. Infatti, partendo dalle indagini CPTU e tramite il software CLiq v.3.0.3.2 (Geologismiki) è possibile eseguire il calcolo per la valutazione del potenziale di liquefazione dei depositi indagati, mediante i seguenti metodi semplificati:

- Robertson (NCEER 2001);
- Robertson (2009);
- Idriss & Boulanger (2008);
- Moss et al. (2006);
- Boulanger & Idriss (2014).



Fig.32 –Prova statica CPT1



Fig.33 –Prova dinamica CPT5

5. CARATTERIZZAZIONE LITOSTRATIGRAFICA E GEOTECNICA

Natura dei terreni

L'elaborazione dei dati desunti dalle prove penetrometriche statiche con punta meccanica (Cpt 1- 6) e con piezocono (CPTU 1-2) ha permesso di ricostruire l'assetto litostratigrafico e, contestualmente, di caratterizzare dal punto di vista geotecnico i terreni investigati.

Modello litostratigrafico = CPTU 1 CPT 3 -CPT 4 CPT 6

In particolare, è stato individuato al di sotto del terreno vegetale superficiale (0,40-0,60) fino alla profondità di 1,40/1,60 m nelle prove Cpt 3 Cpt 4 Cpt 6 e 1,80 m nella prova CPTU 1, un **orizzonte A** costituito depositi limosi argillosi sabbiosi (Q_c kg/cmq= 10-36).

Dalle profondità di 1,40/1,80 m sopra fino alla profondità di 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) e 6,40 m CPTU1 un **orizzonte B** costituito da argille limose limi argillosi teneri (Q_c kg/cmq= 6-12).

Tale orizzonte è caratterizzato dalla presenza di un livello **orizzonte B'** dalla prof. di 2,20 m fino alla prof. di 3,20 caratterizzato da argille limose limi argillosi molto teneri come testimonia la scarsa resistenza registrata (Q_c kg/cmq= 2-4)

Dalle profondità di 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) e 6,40 m CPTU1 fino alla massima profondità (20,0 m -CPTU1), è stato individuato un **orizzonte C** costituito dalla sabbia limosa mediamente addensata – addensata (Q_c kg/cmq= 31-180).

Locale livello limoso argilloso centimetrico in particolare da 8,80 a 9,20 m

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio
da 0.40 a 1,40÷1,80	Limo sabbioso argilloso	orizzonte A	15
da 1,40÷1,80 a 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) 6,40 CPTU 1	Argilla limosa tenera	orizzonte B	9
da 2,20÷2,40 a 3,00 ÷ 3,20	Argilla limosa molto tenera	orizzonte B'	4
da 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) 6,40 CPTU1 a 20,00 m	Sabbia limosa	orizzonte B	86

Modello litostratigrafico = CPTU 2 (cabina di trasformazione) CPT 1 -CPT 2 CPT 5

In particolare, è stato individuato al di sotto del terreno vegetale superficiale (0,40-0,60) fino alla profondità di 1,40 m nelle prove Cpt 1/Cpt 2 2,40m Cpt 5 e 2,20 m nella prova CPTU 2, un **orizzonte A** costituito depositi limosi argillosi sabbiosi (Q_c kg/cmq= 9-23).

Dalle profondità di 1,40/2,40 m sopra fino alla profondità di 8,00 m si individua un **orizzonte B** costituito depositi limosi argillosi loc. sabbiosi, argille sensitive tenere (Q_c kg/cmq= 5-14).

Tale orizzonte è caratterizzato dalla presenza di un livello **orizzonte B'** dalla prof. di 2,00 m fino alla prof. di 2,80 CPT 1 dalla prof. di 3,00 m fino alla prof. di 3,40 CPTU 2 e dalla prof. di 3,00 m fino alla prof. di 3,80 CPT 5 da caratterizzato da limi argillosi molto teneri come testimonia la scarsa resistenza registrata (Q_c kg/cmq= 3-4)

Dalla profondità di 8,00 m fino alla profondità di 9,80 è stato individuato un **orizzonte C'** costituito da limo sabbioso argilloso (Q_c kg/cmq= 6-33).

Dalla profondità di 9,80 m fino alla profondità di 13,40 è stato individuato un **orizzonte D** costituito dalla sabbia limosa mediamente addensata – addensata (Q_c kg/cmq= 21-110).

Locale livello limoso argilloso centimetrico in particolare da 11,0 a 11,20 m

Dalla profondità di 13,40 m fino alla profondità di 15,40 è stato individuato un **orizzonte D** costituito dalla limo argilloso (Q_c kg/cmq= 7-10).

Dalla profondità di 15,40 m fino alla profondità di 18,00 è stato individuato un **orizzonte E** costituito dalla limo sabbioso loc. argilloso (Q_c kg/cmq= 14-22).

Dalla profondità di 18,00 m fino alla massima prof. à di 20,00 è stato individuato un **orizzonte F** costituito dalla sabbia mediamente addensata – addensata (Q_c kg/cmq= 50-160).

GRADO DI CONSISTENZA DALLA PROVA CPT	
q_c/P_s	Consistenza
< 5	Molto molle
5 - 15	Da molle a media
15 - 30	Compatta
30 - 60	Molto compatta
> 60	Dura

Tabella 2: Grado di consistenza di un terreno argilloso [da Bruschi Alberto (2010), *Prove geotecniche in situ*, Dario Flaccovio Editore - TABELLA 3.11].

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio
da 0,40 a 1,40÷2,40	Limo sabbioso argilloso	orizzonte A	14
da 1,40÷2,40 a 8,00	Argilla limosa loc. sabbiosa, argille sensitive tenere	orizzonte B	8
da 2,20÷3,00 a 2,80 ÷ 3,80	Argilla limosa argille sensitive molto tenera	orizzonte B'	4
da 8,00 a 9,80 m	Limo sabbioso argilloso	orizzonte C'	16
da 9,80 a 13,40	Sabbia limosa	orizzonte C	63
da 13,40 a 15,40	Limo argilloso	orizzonte D	9
da 15,40 a 18,00	Limo sabbioso loc. argilloso	orizzonte E	19
da 18,00 a 20,00	Sabbia limosa	orizzonte F	97

Modello geomeccanico di riferimento

Nella seguente tabella, viene riportato il profilo geotecnico dei vari livelli riconosciuti suddivisi sulla base delle seguenti caratteristiche: litologia prevalente, stato di addensamento dei materiali, proprietà fisico-meccaniche.

All'interno del *range* di riferimento è possibile identificare il valore medio, considerato come valore medio spaziale ovvero, la media dei valori relativi ad un determinato volume di terreno (esempio : volume di terreno interessato dal cuneo di rottura o da una superficie di scivolamento).

I parametri geotecnici degli orizzonti in esame sono stati ricavati utilizzando le correlazioni riportate in letteratura ed in particolare da: *Atti del corso di aggiornamento "Esplorazione geologico-tecnica" organizzato dalla Scuola d'Ingegneria del Canton Ticino e da "Fondazioni" di Joseph e.Bowles.*

Peso dell'unità di volume γ : è stato assunto sulla base dei valori tipici indicati in letteratura come γ_{wet} (peso dell'unità di volume umido) e γ' (peso dell'unità di volume immerso).

Densità relativa D_r : è un parametro che indica il grado di addensamento di un deposito incoerente e quindi la sua compressibilità. E' stata calcolata con la correlazione di Skempton il quale propone la seguente correlazione: $D_r = ((N1)_{60})/60)^{0,5}$

Dove $((N1)_{60})$ si riferisce al sistema di battitura pari a 60% tenendo conto della tensione verticale efficace in Kpa.

Angolo di attrito ϕ' : l'angolo di attrito esprime la resistenza al taglio dei terreni considerando nulla la coesione; il valore è stato ottenuto con la correlazione di Schmertmann (1977) in base alla densità relativa ed alla pressione efficace.

Modulo di deformazione drenato E' : indica la compressibilità del terreno; considerando i depositi incoerenti normalconsolidati si è assunto come valore di progetto quello ottenuto con la correlazione di D'apollonia et alii 1970.

Modulo o rapporto di Poisson μ : costante elastica con valori compresi fra 0 e 5; sulla base delle indicazioni riportate in letteratura per terreni sabbioso ghiaiosi si può assumere un valore pari a 0,30/0,35.

PARAMETRI GEOTECNICI TERRENI DI FONDAZIONE			
Orizzonte A – orizzonte C' LIMO SABBIOSO ARGILLOSO			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Spessore		m	1.0-2.0
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			medio
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	Kn/m ³	17,0÷18,0
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ'	°	25-29
Coesione efficace	C'	kPa	0,0-10,0
Coesione non drenata	Cu	kPa	30-80
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo edometrico *	M	kPa	8000-10000
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte B – orizzonte D ARGILLA LIMOSA			
	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Spessore		m	
Densità relativa	Dr	%	
Addensamento			tenero
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	Kn/m ³	17,0÷17,5
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	
Coesione efficace	C'	kPa	
Coesione non drenata	Cu	kPa	30-50
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo edometrico *	M	kPa	4000-8000
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte B' – ARGILLA LIMOSA			
	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			coesivo
Spessore		m	/
Densità relativa	Dr	%	
Addensamento			Molto tenero
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	Kn/m ³	17,0
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ	°	
Coesione efficace	C'	kPa	-
Coesione non drenata	Cu	kPa	20-30
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>

Modulo elastico	E	kPa	3000-5000
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte E LIMO SABBIOSO			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			incoerente
Spessore		m	3.0
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			sciolto
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	Kn/m ³	17,0÷18,0
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ'	°	27-29
Coesione efficace	C'	kPa	/
Coesione non drenata	Cu	kPA	/
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico *	E	kPa	10000-12000
coefficiente di Poisson	μ	-	0,35
Orizzonte C – orizzonte F SABBIA LIMOSA			
<i>CARATTERISTICHE LITOSTRATIGRAFICHE</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Classificazione			incoerente
Spessore		m	/
Densità relativa	Dr	%	/
Addensamento			Medio-denso
<i>PESI</i>	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Peso di volume	γ	Kn/m ³	19,0÷20,0
PARAMETRI DI RESISTENZA AL TAGLIO	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Angolo di attrito efficace	ϕ'	°	30-36
Coesione efficace	C'	kPa	/
Coesione non drenata	Cu	kPA	/
PARAMETRI ELASTICI	<i>Simbolo</i>	<i>Unità di misura</i>	<i>Valore</i>
Modulo elastico *	E	kPa	15000-25000
coefficiente di Poisson	μ	-	0,30

6. SCAVI

In considerazione del fatto che il progetto possa prevedere sbancamenti di terreno si rende necessaria (oltreché obbligatoria per Norma) la protezione degli sbancamenti aventi altezza del fronte di scavo superiore a 1,50 m; tale accorgimento impedirà che possano verificarsi cedimenti nei terreni sul fronte di scavo e permetterà di poter lavorare all'interno dello scavo in assoluta sicurezza, come previsto dal *Decreto Legislativo 9 aprile 2008, n. 81 Attuazione dell'Art. 1 della legge 3 agosto 2007, n. 123 in materia di tutela della salute e della sicurezza nei luoghi di lavoro e del Decreto Ministeriale 14 gennaio 08 "Norme tecniche sulle costruzioni"*.

Si riportano di seguito gli articoli più significativi.

- *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nei lavori di splateamento o sbancamento eseguiti senza l'impiego di escavatori meccanici, le pareti delle fronti di attacco devono avere una inclinazione o un tracciato tali, in relazione alla natura del terreno, da impedire franamenti. Quando la parete del fronte di attacco supera l'altezza di m 1,50, e' vietato il sistema di scavo manuale per scalzamento alla base e conseguente franamento della parete. Quando per la particolare natura del terreno o per causa di piogge, di infiltrazione, di gelo o disgelo, o per altri motivi, siano da temere frane o scoscendimenti, deve essere provveduto all'armatura o al consolidamento del terreno.*
 - *D.Lgs 81/2008, art. 118: Nello scavo di pozzi e di trincee profondi più di m 1,50, quando la consistenza del terreno non dia sufficiente garanzia di stabilità, anche in relazione alla pendenza delle pareti, si deve provvedere, man mano che procede lo scavo, alla applicazione delle necessarie armature di sostegno.*
 - *D.Lgs 81/2008, art. 120: E' vietato costituire depositi di materiali presso il ciglio degli scavi. Qualora tali depositi siano necessari per le condizioni del lavoro, si deve provvedere alle necessarie puntellature.*
- DM 14 01 08 "Norme tecniche sulle costruzioni", 6.8.6. (fronti di scavo): Per scavi trincea a fronte verticale di altezza superiore ai 2 m, nei quali sia prevista la permanenza di operai, e per scavi che ricadano in prossimità di manufatti esistenti, deve essere prevista una armatura di sostegno delle pareti di scavo.*

Al fine di evitare il franamento e/o spostamento dei terreni di scarpata si consiglia di ricorrere ad una delle seguenti soluzioni da dimensionare in fase progettuale :

- scavo tradizionale con angolo di sbancamento adeguato tale da garantire le condizioni di massima sicurezza (le scarpate non dovranno avere pendenze superiori a 45°). Questa soluzione potrà essere completata dalla formazione di gradoni utili alla diminuzione della pendenza e dell'altezza di fronti di scavo verticali molto estesi.

Al termine delle operazioni di scavo si dovranno adottare adeguate protezioni necessarie per prevenire eventuali fenomeni di dilavamento da parte delle acque piovane.

- utilizzo di opportune strutture di sostegno (paratie, berlinese di micropali, ecc)

7. TERRE E ROCCE DA SCAVO

Il 22 agosto 2017 è entrato in vigore il DPR 13 giugno 2017, n. 120, ovvero il nuovo regolamento sulla "Disciplina semplificata delle terre e rocce da scavo", il quale abroga sia il DM n. 161/2012, che l'art. 184-bis, comma 2bis del TUA, nonché gli artt. 41, c.2 e 41-bis del DL n. 69/2013.

La nuova disciplina riguarda la gestione delle terre e rocce da scavo sia come sottoprodotti sia come rifiuti con un ampliamento dei limiti quantitativi per il deposito temporaneo.

Il D.P.R. n. 120/2017 secondo quanto sancito nell'art. 1 disciplina:

- La gestione delle terre e rocce da scavo escluse dalla normativa sui rifiuti, limitatamente ad alcuni cantieri.
- La gestione delle terre e rocce da scavo riutilizzate come sottoprodotti in relazione a qualunque cantiere.
- La gestione delle terre e rocce da scavo per il deposito temporaneo delle stesse come rifiuti.

Assunto che per terre e rocce da scavo si intende il suolo escavato derivante da attività finalizzate alla realizzazione di un'opera, e che la qualifica di sottoprodotti non viene meno se le terre sono frammiste a materiali il cui utilizzo è fisiologico in talune attività di scavo, vale a dire il calcestruzzo, la bentonite, il PVC, la vetroresina, le miscele cementizie e gli additivi per scavo meccanizzato.

L'art. 2 continua con altre definizioni fondamentali quali quella di sito: un'area o porzione di territorio geograficamente definita e perimetrata; di sito di produzione: il sito in cui le terre sono generate; e quella di opera: il risultato di un insieme di lavori che di per sé esplica una funzione economica o tecnica.

Restano espressamente estranei alla normativa i rifiuti da demolizione e il refluo in mare di cui all'art. 109, D.Lgs 152/2006 (art. 3).

All'art. 4 sono definiti i criteri per qualificare le terre e rocce da scavo come sottoprodotti. Il comma 3 dedicato ai materiali di riporto stabilisce che la presenza di quest'ultimi, non farà perdere la qualifica di sottoprodotti alle terre in cui la quantità massima di materiali di origine antropica corrisponda al 20% in peso. Le terre e rocce da scavo dovranno inoltre rispettare le concentrazioni soglia di contaminazione (CSC) e superare il test di cessione da condurre con il metodo di cui al D.M. 5/02/1998 da confrontare con le CSC per le acque sotterranee.

L'articolo 5 è dedicato al deposito intermedio. Esso potrà avvenire nel sito di produzione, in quello di destinazione o in altro sito a condizione che siano rispettati 5 requisiti:

- 1 Compatibilità di destinazione urbanistica tra sito di produzione e sito di deposito.
- 2 Preventiva indicazione di luogo e durata.
- 3 Durata non superiore al termine di validità del piano o della dichiarazione di utilizzo.
- 4 Separazione fisica e autonoma gestione rispetto ad altre terre, siano esse sottoprodotti considerati in altri piani o dichiarazioni, siano esse rifiuti.
- 5 Conformità al piano o alla dichiarazione e presenza di apposita segnaletica con tutte le informazioni del caso.

È possibile variare il sito di deposito intermedio purché vi sia un tempestivo aggiornamento del piano o della dichiarazione. In caso di sfioramento dei tempi, le terre temporaneamente depositate diverranno rifiuti.

Gli articoli da 8 a 19 normano le terre e rocce da scavo prodotti in cantieri oltre i 6.000 m³ per opere sottoposte a VIA/AIA. In tali cantieri è necessario redigere il piano di utilizzo che deve essere conforme alle disposizioni previste nell'allegato 5 del decreto.

Gli art. 20-22 riguardano i cantieri fino ai 6.000 m³ e in quelli oltre i 6.000 m³ non sottoposti a VIA/AIA, dove la dichiarazione sostitutiva di atto di notorietà assolve la funzione del piano di utilizzo. Essa va

inviata almeno 15 giorni prima l'inizio dello scavo, utilizzando il modulo presente all'allegato 6 del decreto, al comune del luogo di produzione e all'ARPA, indicando quantità, siti di deposito intermedio e di destinazione, estremi delle autorizzazioni e tempi per l'utilizzo.

L'art. 23 riguarda la disciplina del deposito temporaneo di terre e rocce da scavo qualificate come rifiuti.

L'art. 24 riguarda invece la possibilità di riutilizzare nel sito di produzione di terre e rocce da scavo escluse disciplina dei rifiuti.

Per potersi considerare escluse dall'ambito di applicazione della normativa sui rifiuti le terre e rocce da scavo devono essere prive di contaminazione (art. 185 comma 1 lett. C del D.Lgs. 152/06).

Gli art. 25 e 26 riguardano rispettivamente le modalità e le cautele da attuare per condurre l'attività di scavo nei siti di bonifica già caratterizzati e il riutilizzo delle terre provenienti da un sito in bonifica all'interno dello stesso sito.

Gli ultimi cinque articoli (27-31) si riferiscono alle disposizioni intertemporali, transitorie e finali. In particolare il regime transitorio considera diverse situazioni:

- I piani e i progetti già approvati prima dell'entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente che dovrà essere applicata anche alle modifiche e agli aggiornamenti che possono intervenire dopo il 22 Agosto 2017.

- I progetti con procedura in corso alla data di entrata in vigore del D.P.R. 120/2017 restano disciplinati dalla normativa previgente, tuttavia, entro 180 giorni dall'entrata in vigore del D.P.R., è fatta salva la volontà di passare al nuovo regime presentando il piano di utilizzo di cui all'articolo 9 o la dichiarazione di cui all'articolo 21.

- In caso di riutilizzo nello stesso sito previsto in procedure di VIA già avviate nelle quali non sia intervenuto il provvedimento finale si applica, su richiesta del proponente, l'art. 24.

- In caso di riutilizzo nei siti di bonifica restano valide le autorizzazioni rilasciate in approvazione dei progetti di bonifica.

L'articolo 28 rimarca la necessità che gli enti di controllo competenti effettuino controlli, ispezioni e prelievi per verificare il rispetto di quanto previsto nei piani di utilizzo e di quanto espresso nelle dichiarazioni di utilizzo e di avvenuto utilizzo. Il D.P.R. si chiude con l'art. 31 che sancisce le norme espressamente abrogate:

- D.M. n. 161/2012;

- L'art. 184/bis, comma 2bis, D.Lgs. 152/06;

- Gli artt. 41, comma 2 e 41bis, D.L. 69/13 convertito, con modificazioni, dalla legge n. 98/2013.

8. CEDIMENTI POST SISMICI

Gli effetti indotti dal sisma liberano forze dinamiche temporanee, le quali possono causare effetti di "riordino" dei sedimenti, con possibilità di cedimenti significativi indotti da fenomeni di riconsolidazione che possono coinvolgere sia i depositi granulari, sia i sedimenti fini poco coesivi.

La deformazione volumetrica (eventuale) post liquefazione ξ_v è stata calcolata con il metodo di Idriss e Boulanger (2008) in accordo con il metodo di Zhang et. Al. (2002) per i sedimenti saturi sabbiosi. Tale procedimento

si basa sui risultati empirici di Ishihara e Yoshimine (1992) ottenuti da analisi di laboratorio su campioni di sabbia e successivamente aggiornati da Zhang (2002), il quale li ha correlati alla resistenza alla punta normalizzata in modo da definire l'entità delle deformazioni volumetriche post - liquefazione sulla base delle resistenze alla punta (q_{c1N})_{CS} per differenti fattori di sicurezza, (Fs) [per eventuali approfondimenti si rimanda alla letteratura tecnica di riferimento].

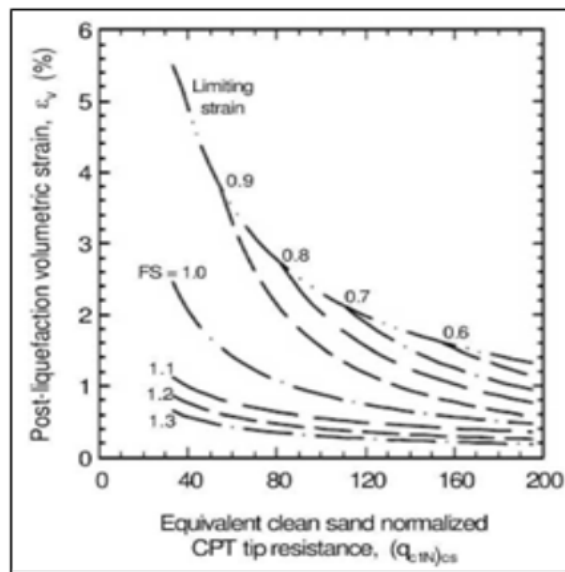


Fig. xx Correlazione tra Q_c (Cptu) e deformazione volumetrica post liquefazione

L'analisi della deformazione volumetrica e la conseguente stima del cedimento post sismico ricavata dalla prova CPTU 2 ha rilevato un cedimento dell'ordine di circa 5-6 cm tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente nell'intervallo di profondità compreso tra 3 ÷ 6 e 10 ÷ 14 m circa.

9. CONCLUSIONI

La presente relazione, richiesta a supporto del progetto di realizzazione di un nuovo parco fotovoltaico in Comune di Ferrara (FE), illustra i risultati delle indagini geologico – tecniche e sismiche che hanno permesso di valutare il comportamento geomeccanico dei terreni di fondazione del manufatto in progetto.

Lo studio ha comportato un rilievo geomorfologico di dettaglio della zona interessata dal progetto e di un suo significativo intorno, per la caratterizzazione geologica dell'area e la realizzazione di una indagine geognostica (6 prove penetrometriche Cpt e numero 2 prove penetrometriche Cptu) e di una indagine sismica (2 linee sismiche MASW) .

In particolare, i risultati delle analisi eseguite, consentono di indicare i seguenti dati geologici e geotecnici di sintesi:

- Dall'analisi della carta Sintesi delle penalizzazioni idrogeologiche e sismiche l'area ricade nelle aree a rischio allagamento dal Fiume Po e con potenziale di liquefazione basso con rischio di cedimenti presenti.
- L'area risulta caratterizzata dalla presenza di paleoalvei secondari non dossivi, che si dipartono dai paleoalvei principali, e varie forme esclusivamente antropiche quali argini fluviali, tratti artificiali d'alveo, argini e terrapieni interni al territorio, canali attuali e canali abbandonati.
- Per quanto concerne il rischio di esondazione dell'area riportato dagli elaborati della Variante di Coordinamento tra il Piano di Gestione del Rischio di Alluvioni e il Piano Stralcio per il Rischio Idrogeologico del bacino idrografico del Fiume Po, approvata dalla Giunta Regionale il 05/12/2016 con D.G.R. 2112/2016, l'area ricade all'interno delle zone con alluvioni poco frequenti (P2) e delle alluvioni rare (P1).
- All'interno dell'area di studio è stata rilevata la falda alla profondità circa 1,60-2,00 m dall'attuale piano campagna (ottobre 2022).

Secondo quanto riportato nella Deliberazione della Giunta Regionale n.1435 del 21 luglio 2003 e successivamente con la n.1164 del 23 luglio 2018, il Comune di Ferrara ricade in classe sismica 3.

I parametri sismici identificativi del sito sono:

- il sottosuolo, a seguito della verifica di II livello, è da assumere in categoria D (Tab. 3.2.II delle NTC); Dall'analisi di II livello effettuata puntualmente per l'area di studio il valore di F.A. P.G.A.=1.7.

Si riporta di seguito la tabella riassuntiva :

	PERIODO	VALORE
Fattore Amplificazione P.G.A.		1.7
F.A SA1	0,1s < T ₀ < 0,5s	1.8
F.A SA2	0,4s < T ₀ < 0,8s	2.7
F.A SA3	0,7s < T ₀ < 1,1s	3.2
F.A SA4	0,5s < T ₀ < 1,5s	3.1
F.A. SI1	0,1s < T ₀ < 0,5s	2.0
F.A. SI2	0,5s < T ₀ < 1,0s	3.0
F.A. SI3	1,0s < T ₀ < 1,5s	3.3

- Dall'analisi della verifica al potenziale di liquefazione eseguita per le due prove CPTU profonde 20 m I risultati del calcolo indicano un potenziale di liquefazione da basso (CPTU 1) ad elevato (CPTU 2).

Tale dato è confermato dallo studio geologico comunale in cui le verifiche (eseguite su differenti prove CPTU su tutto il territorio comunale) hanno evidenziato un potenziale di liquefazione variabile da basso ($I_p < 5$) ad un potenziale elevato ($i_p > 5$)

La modellazione effettuata, prende in considerazione tutti gli strati potenzialmente liquefacibili in cui non vi è certezza della composizione esclusivamente argillosa, ovvero tutti gli strati che mostrano un Indice di Classificazione (o di comportamento) I_c inferiore a 2,6. Oltre tale limite il terreno risulta coesivo, quindi la possibilità che avvengano fenomeni di liquefazione ciclica è praticamente nulla, al contrario tali terreni risultano maggiormente suscettibili a perdite di resistenza post sisma (cyclic softening)

La stima del cedimento post sismico ha rilevato una deformazione dell'ordine di circa 5 cm tale valore è cumulato e risulta distribuito prevalentemente nell'intervallo di profondità compreso tra 3,00 ÷ 6,00 e tra 10 ÷ 14 m circa (verifica eseguita in corrispondenza della verticale CPTU 2 con elevato indice di potenziale alla liquefazione).

L'elaborazione dei dati, ha permesso di evidenziare una successione stratigrafica composta da 2 orizzonti principali distinti per natura litologica, granulometria e grado di addensamento; in particolare, il modello litostratigrafico - geomeccanico ottenuto dall'analisi dei risultati delle prove penetrometriche è così definito:

Modello litostratigrafico = CPTU 1 CPT 3 -CPT 4 CPT 6

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio
da 0,40 a 1,40÷1,80	Limo sabbioso argilloso	orizzonte A	15
da 1,40÷1,80 a 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) 6,40 CPTU 1	Argilla limosa tenera	orizzonte B	9
da 2,20÷2,40 a 3,00 ÷ 3,20	Argilla limosa molto tenera	orizzonte B'	4
da 3,40 (CPT 3) 4,20 (Cpt 4-Cpt6) 6,40 CPTU1 a 20,00 m	Sabbia limosa	orizzonte B	90

Modello litostratigrafico = CPTU 2 (cabina di trasformazione) CPT 1 -CPT 2 CPT 5

PROFONDITA' (m da p.c.)	MODELLO LITOSTRATIGRAFICO	MODELLO GEOMECCANICO	Qc medio
da 0,40 a 1,40÷2,40	Limo sabbioso argilloso	orizzonte A	14
da 1,40÷2,40 a 8,00	Argilla limosa loc. sabbiosa, argille sensitive tenere	orizzonte B	8
da 2,20÷3,00 a 2,80 ÷ 3,80	Argilla limosa argille sensitive molto tenera	orizzonte B'	4
da 8,00 a 9,80 m	Limo sabbioso argilloso	orizzonte C'	16
da 9,80 a 13,40	Sabbia limosa	orizzonte C	63
da 13,40 a 15,40	Limo argilloso	orizzonte D	9
da 15,40 a 18,00	Limo sabbioso loc. argilloso	orizzonte E	19
da 18,00 a 20,00	Sabbia limosa	orizzonte F	97

Le prove eseguite hanno evidenziato pertanto la presenza di un orizzonte superficiale (Orizzonte B) caratterizzato da argille limose loc. sabbiose e argille sensitive (in particolare in corrispondenza della prova CPTU 2) con scadenti caratteristiche geotecniche e con valori di resistenza $Q_c < 9,00 \text{ Kg/cmq}$.

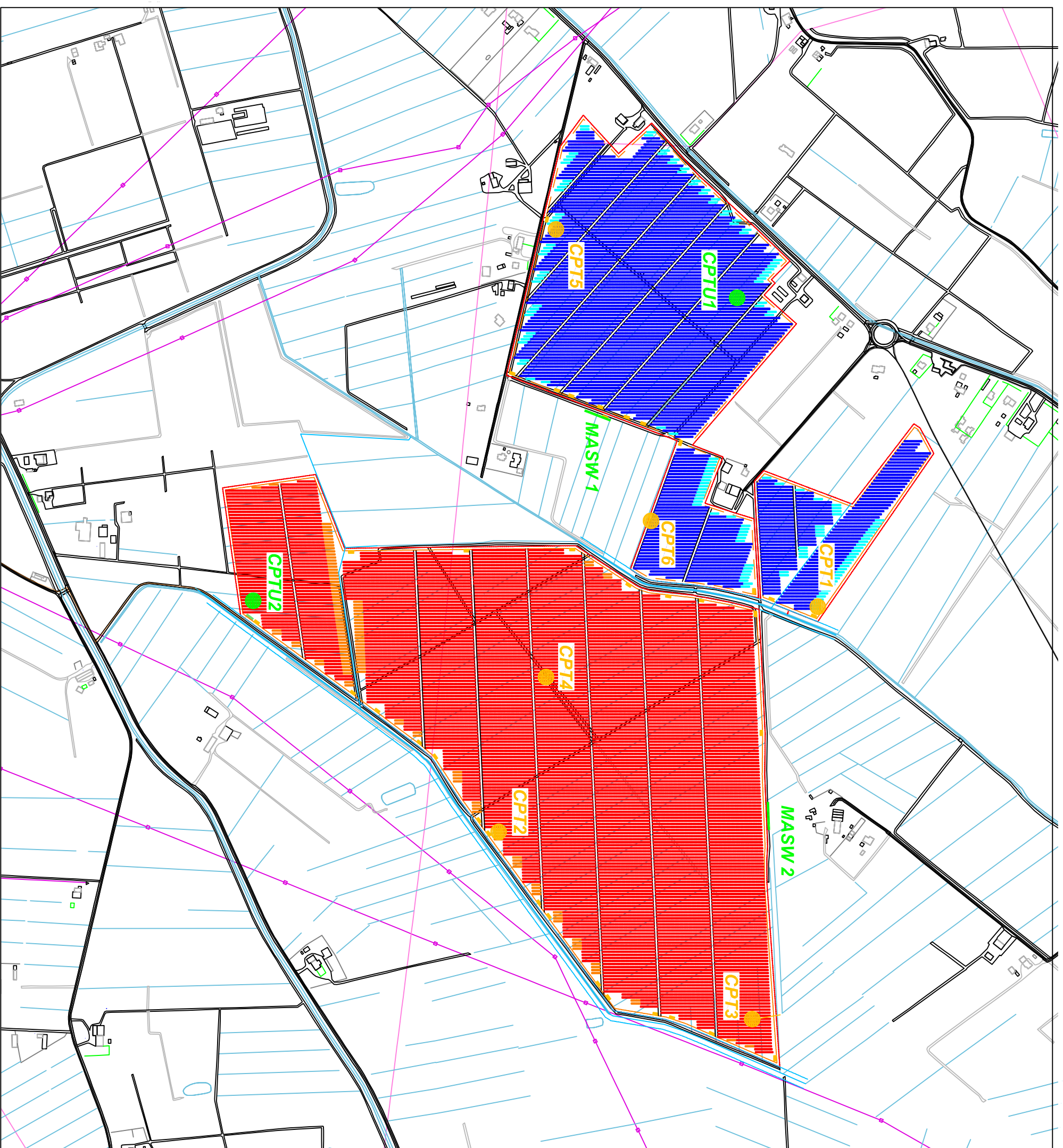
Tale orizzonte è caratterizzato dalla presenza di un livello **orizzonte B'** dalla prof. di 2,00/2,80 m fino alla prof. di 3,00/3,80 costituito da limi argillosi molto teneri come testimonia la scarsa resistenza registrata ($Q_c \text{ kg/cmq} = 3-4$).

All'interno dell'area di studio è stata rilevata inoltre la falda alla profondità circa 1,60-2,00 m dall'attuale piano campagna (ottobre 2022).

Novembre 2022

dott. geol. Gianluca Nascimbene

*Iscritto all'Ordine dei
Geologi della Lombardia*
N° 1076
NASCIMBENE
N. 1076



CPT3

Ubicazione delle prove penetrometriche statiche eseguite

CPTU1

Ubicazione delle prove penetrometriche CPTU eseguite

MASW 1

Ubicazione degli stendimenti sismici realizzati (MASW)

PROVINCIA DI FERRARA
 COMUNE DI FERRARA
**RELAZIONE GEOLOGICO-SISMICA
 PER LA REALIZZAZIONE DI UN NUOVO
 IMPIANTO FOTOVOLTAICO**

TAVOLA 1

Planimetria con l'ubicazione
 delle indagini eseguite
 scala grafica

ECOGIS

studio associato di geologia
 GIANLUCA NASCIMBENE - GIUSEPPE ZUFFADA



Sede legale ed uffici:
 Via Aldo Moro, 5 - 47028, S. MARTINO SICCOMARIO (PV)
 Tel. 0382/1750334 Fax 0382/1752557
 e-mail: ecogis@ecogis.it

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 1

- committente:

- data: 26/10/2002

- lavoro:

- quota inizio:

- località: Ferrara

- prof. falda: -1,60 m

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	6	10	6	0,3	4,44
0,60	10	15	10	0,3	3,33
0,80	18	30	18	0,8	4,44
1,00	16	31	16	1,0	6,25
1,20	14	30	14	1,1	7,62
1,40	12	24	12	0,8	6,67
1,60	9	20	9	0,7	8,15
1,80	8	20	8	0,8	10,00
2,00	6	18	6	0,8	13,33
2,20	4	15	4	0,7	18,33
2,40	4	9	4	0,3	8,33
2,60	3	6	3	0,2	6,67
2,80	3	6	3	0,2	6,67
3,00	5	10	5	0,3	6,67
3,20	7	14	7	0,5	6,67
3,40	8	20	8	0,8	10,00
3,60	7	18	7	0,7	10,48
3,80	9	20	9	0,7	8,15
4,00	9	21	9	0,8	8,89
4,20	8	20	8	0,8	10,00
4,40	8	16	8	0,5	6,67
4,60	5	11	5	0,4	8,00
4,80	8	16	8	0,5	6,67
5,00	8	18	8	0,7	8,33
5,20	10	21	10	0,7	7,33
5,40	9	18	9	0,6	6,67
5,60	6	14	6	0,5	8,89
5,80	6	16	6,0	0,7	11,11
6,00	12	22	12,0	0,7	5,56
6,20	14	23	14,0	0,6	4,29
6,40	10	21	10	0,7	7,33
6,60	5	15	5,0	0,7	13,33
6,80	6	12	6,0	0,4	6,67
7,00	5	10	5,0	0,3	6,67
7,20	5	12	5	0,5	9,33
7,40	4	12	4,0	0,5	13,33
7,60	6	11	6,0	0,3	5,56

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 2

- committente:

- data: 26/10/2002

- lavoro:

- quota inizio:

- località: Ferrara

- prof. falda: -1,60 m

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	9	18	9	0,6	6,67
0,60	25	32	25	0,5	1,87
0,80	20	31	20	0,7	3,67
1,00	15	31	15	1,1	7,11
1,20	10	20	10	0,7	6,67
1,40	9	15	9	0,4	4,44
1,60	8	18	8	0,7	8,33
1,80	10	20	10	0,7	6,67
2,00	11	21	11	0,7	6,06
2,20	8	18	8	0,7	8,33
2,40	5	15	5	0,7	13,33
2,60	5	12	5	0,5	9,33
2,80	5	10	5	0,3	6,67
3,00	15	18	15	0,2	1,33
3,20	5	11	5	0,4	8,00
3,40	8	15	8	0,5	5,83
3,60	5	12	5	0,5	9,33
3,80	7	14	7	0,5	6,67
4,00	6	14	6	0,5	8,89
4,20	5	12	5	0,5	9,33
4,40	7	14	7	0,5	6,67
4,60	11	18	11	0,5	4,24
4,80	11	22	11	0,7	6,67
5,00	10	21	10	0,7	7,33
5,20	8	20	8	0,8	10,00
5,40	6	14	6	0,5	8,89
5,60	9	14	9	0,3	3,70
5,80	10	18	10,0	0,5	5,33
6,00	8	15	8,0	0,5	5,83
6,20	8	16	8,0	0,5	6,67
6,40	7	15	7	0,5	7,62
6,60	8	16	8,0	0,5	6,67
6,80	7	15	7,0	0,5	7,62
7,00	7	14	7,0	0,5	6,67
7,20	6	12	6	0,4	6,67
7,40	6	11	6,0	0,3	5,56
7,60	7	15	7,0	0,5	7,62

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 3

- committente:
- lavoro:
- località: Ferrara

- data: 26/10/2002
- quota inizio:
- prof. falda: -2,50 m

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	30	45	30	1,0	3,33
0,60	58	75	58	1,1	1,95
0,80	23	44	23	1,4	6,09
1,00	23	36	23	0,9	3,77
1,20	11	26	11	1,0	9,09
1,40	12	22	12	0,7	5,56
1,60	11	18	11	0,5	4,24
1,80	10	18	10	0,5	5,33
2,00	6	15	6	0,6	10,00
2,20	8	15	8	0,5	5,83
2,40	10	18	10	0,5	5,33
2,60	12	18	12	0,4	3,33
2,80	10	20	10	0,7	6,67
3,00	10	14	10	0,3	2,67
3,20	8	15	8	0,5	5,83
3,40	5	7	5	0,1	2,67
3,60	21	32	21	0,7	3,49
3,80	26	38	26	0,8	3,08
4,00	40	48	40	0,5	1,33
4,20	39	47	39	0,5	1,37
4,40	66	85	66	1,3	1,92
4,60	69	94	69	1,7	2,42
4,80	76	94	76	1,2	1,58
5,00	63	92	63	1,9	3,07
5,20	58	83	58	1,7	2,87
5,40	77	88	77	0,7	0,95
5,60	50	62	50	0,8	1,60
5,80	60	80	60,0	1,3	2,22
6,00	70	93	70,0	1,5	2,19
6,20	91	14	91,0	-5,1	-5,64
6,40	80	112	80	2,1	2,67
6,60	71	96	71,0	1,7	2,35

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 4

- committente:
- lavoro:
- località:

- data:
- quota inizio:
- prof. falda:

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	60	80	60	1,3	2,22
0,60	48	76	48	1,9	3,89
0,80	22	58	22	2,4	10,91
1,00	25	33	25	0,5	2,13
1,20	21	35	21	0,9	4,44
1,40	36	50	36	0,9	2,59
1,60	15	40	15	1,7	11,11
1,80	10	20	10	0,7	6,67
2,00	7	16	7	0,6	8,57
2,20	6	16	6	0,7	11,11
2,40	5	14	5	0,6	12,00
2,60	4	10	4	0,4	10,00
2,80	3	9	3	0,4	13,33
3,00	3	9	3	0,4	13,33
3,20	3	8	3	0,3	11,11
3,40	6	14	6	0,5	8,89
3,60	10	20	10	0,7	6,67
3,80	10	22	10	0,8	8,00
4,00	6	18	6	0,8	13,33
4,20	18	31	18	0,9	4,81
4,40	54	68	54	0,9	1,73
4,60	49	74	49	1,7	3,40
4,80	66	90	66	1,6	2,42
5,00	78	96	78	1,2	1,54
5,20	80	102	80	1,5	1,83
5,40	78	110	78	2,1	2,74
5,60	89	115	89	1,7	1,95
5,80	76	102	76,0	1,7	2,28
6,00	82	104	82,0	1,5	1,79
6,20	67	109	67,0	2,8	4,18
6,40	102	121	102	1,3	1,24
6,60	98	116	98,0	1,2	1,22

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 5

- committente:
- lavoro:
- località:

- data:
- quota inizio:
- prof. falda:

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	16	22	16	0,4	2,50
0,60	25	40	25	1,0	4,00
0,80	23	45	23	1,5	6,38
1,00	20	41	20	1,4	7,00
1,20	10	21	10	0,7	7,33
1,40	12	18	12	0,4	3,33
1,60	9	15	9	0,4	4,44
1,80	10	16	10	0,4	4,00
2,00	16	25	16	0,6	3,75
2,20	22	35	22	0,9	3,94
2,40	14	28	14	0,9	6,67
2,60	9	18	9	0,6	6,67
2,80	5	11	5	0,4	8,00
3,00	11	16	11	0,3	3,03
3,20	3	10	3	0,5	15,56
3,40	3	7	3	0,3	8,89
3,60	3	9	3	0,4	13,33
3,80	4	6	4	0,1	3,33
4,00	5	8	5	0,2	4,00
4,20	7	18	7	0,7	10,48
4,40	7	15	7	0,5	7,62
4,60	9	12	9	0,2	2,22
4,80	10	14	10	0,3	2,67
5,00	9	12	9	0,2	2,22
5,20	10	12	10	0,1	1,33
5,40	9	12	9	0,2	2,22
5,60	9	14	9	0,3	3,70
5,80	12	22	12,0	0,7	5,56
6,00	16	27	16,0	0,7	4,58
6,20	31	43	31,0	0,8	2,58
6,40	24	40	24	1,1	4,44
6,60	12	24	12,0	0,8	6,67
6,80	12	21	12	0,6	5,00
7,00	8	20	8,0	0,8	10,00

Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)

**PROVA PENETROMETRICA STATICA
DIAGRAMMA DI RESISTENZA**

CPT 6

- committente:

- data: 26/10/2002

- lavoro:

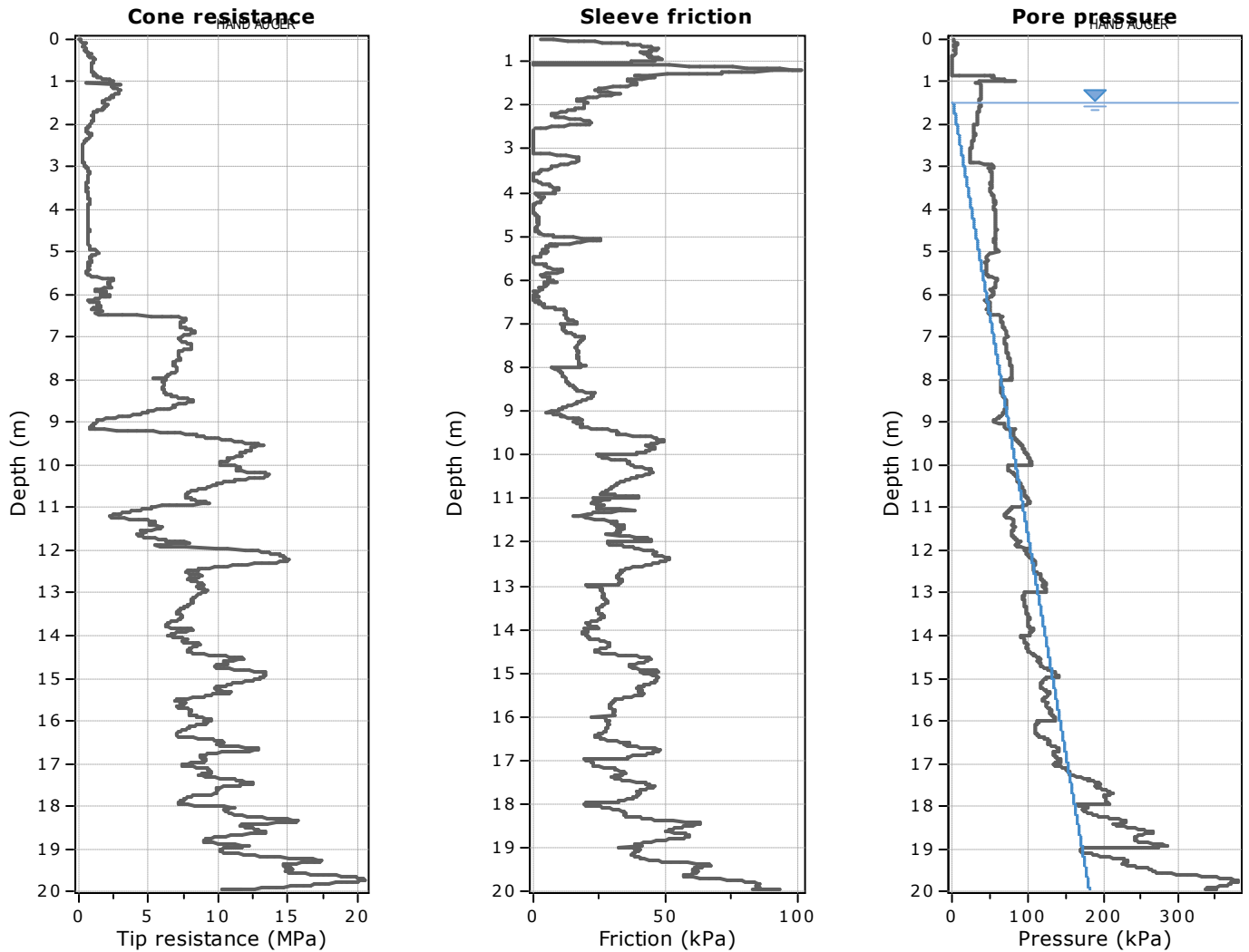
- quota inizio:

- località: Ferrara

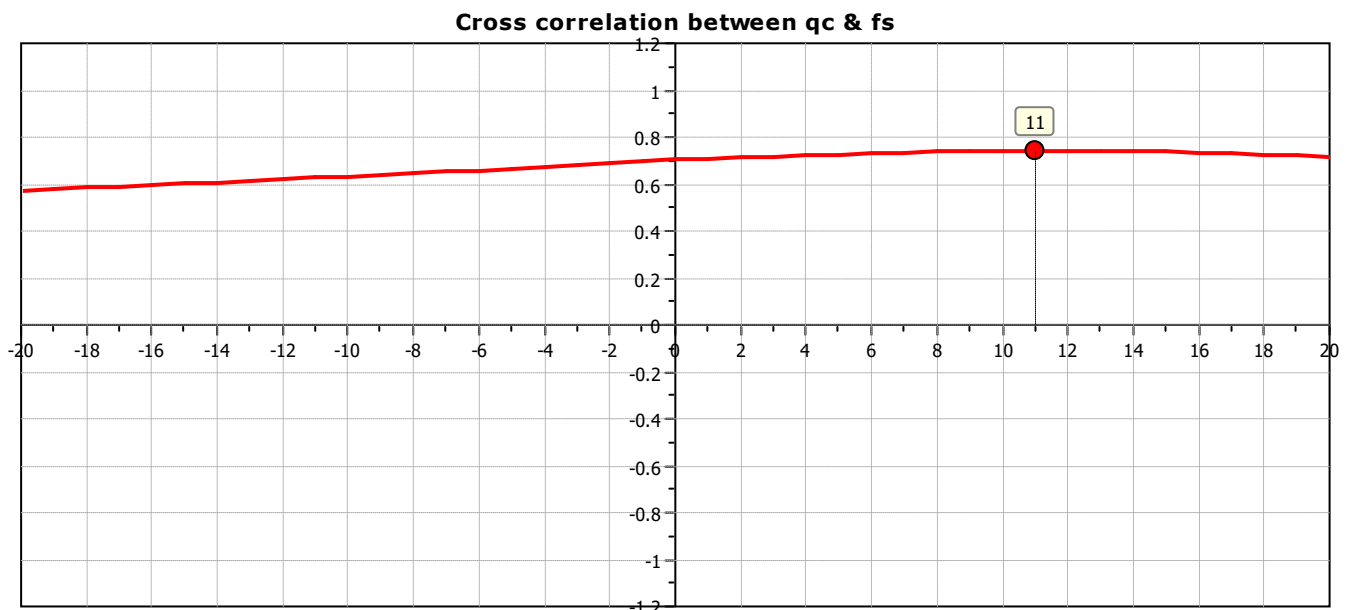
- prof. falda:

Prof m	Valori di resistenza				
	LP Kg/cm2	LL Kg/cm2	RP=qc Kg/cm2	RL=fs Kg/cm2	Rf=fs/qc %
0,20					
0,40	10	18	10	0,5	5,33
0,60	12	18	12	0,4	3,33
0,80	10	26	10	1,1	10,67
1,00	16	31	16	1,0	6,25
1,20	12	20	12	0,5	4,44
1,40	10	18	10	0,5	5,33
1,60	9	15	9	0,4	4,44
1,80	8	15	8	0,5	5,83
2,00	8	15	8	0,5	5,83
2,20	4	10	4	0,4	10,00
2,40	4	8	4	0,3	6,67
2,60	2	5	2	0,2	10,00
2,80	4	8	4	0,3	6,67
3,00	4	9	4	0,3	8,33
3,20	8	12	8	0,3	3,33
3,40	10	15	10	0,3	3,33
3,60	8	15	8	0,5	5,83
3,80	9	18	9	0,6	6,67
4,00	6	15	6	0,6	10,00
4,20	16	23	16	0,5	2,92
4,40	28	31	28	0,2	0,71
4,60	26	31	26	0,3	1,28
4,80	24	35	24	0,7	3,06
5,00	31	39	31	0,5	1,72
5,20	43	53	43	0,7	1,55
5,40	15	25	15	0,7	4,44
5,60	38	42	38	0,3	0,70

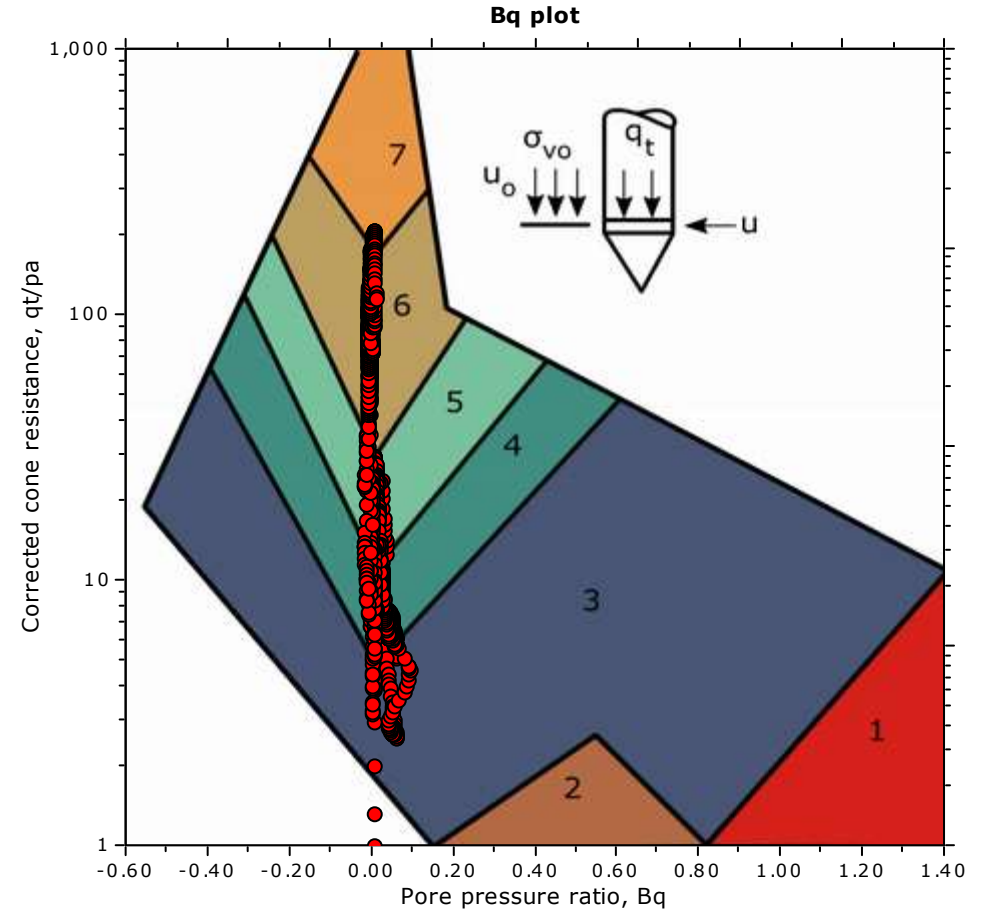
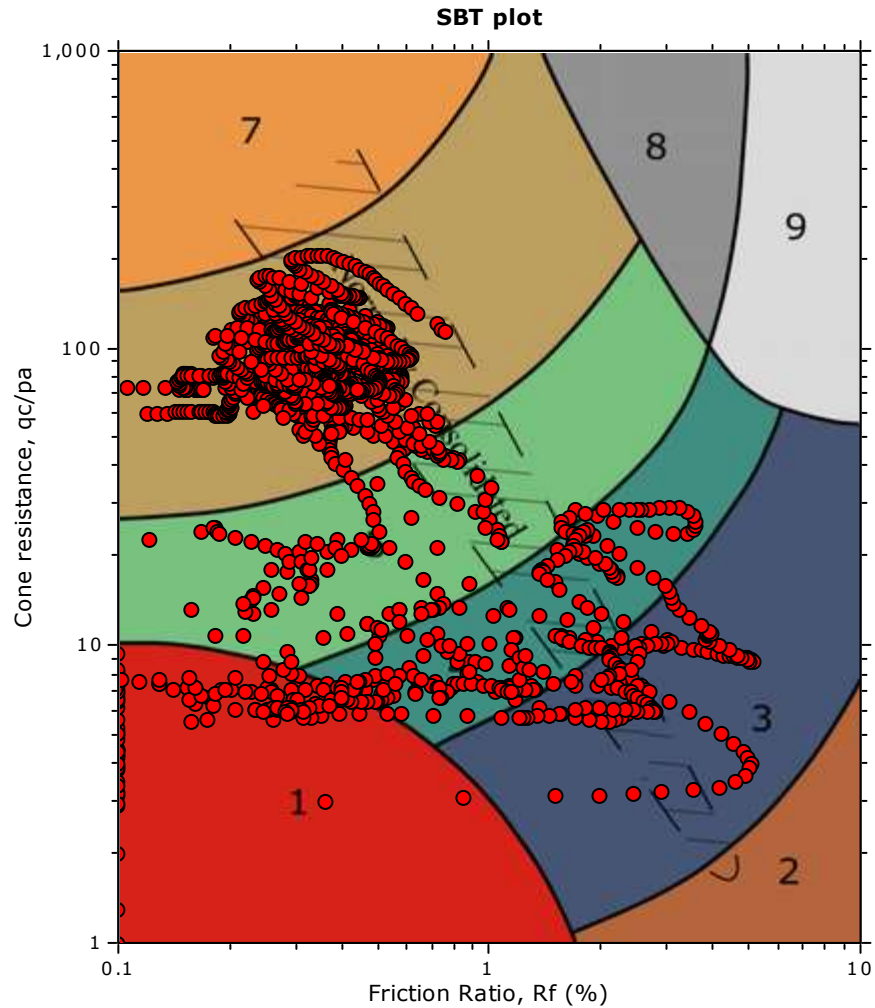
Penetrometro statico/dinamico PAGANI modello "Emilia TG 63-200" da 20 t - Velocità Avanzamento punta di 2 cm/s
Punta meccanica tipo Begemann Ø=35.7 mm (area punta 10 cm²-apertura 60°) - Manicotto laterale (superficie 150 cm²)



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



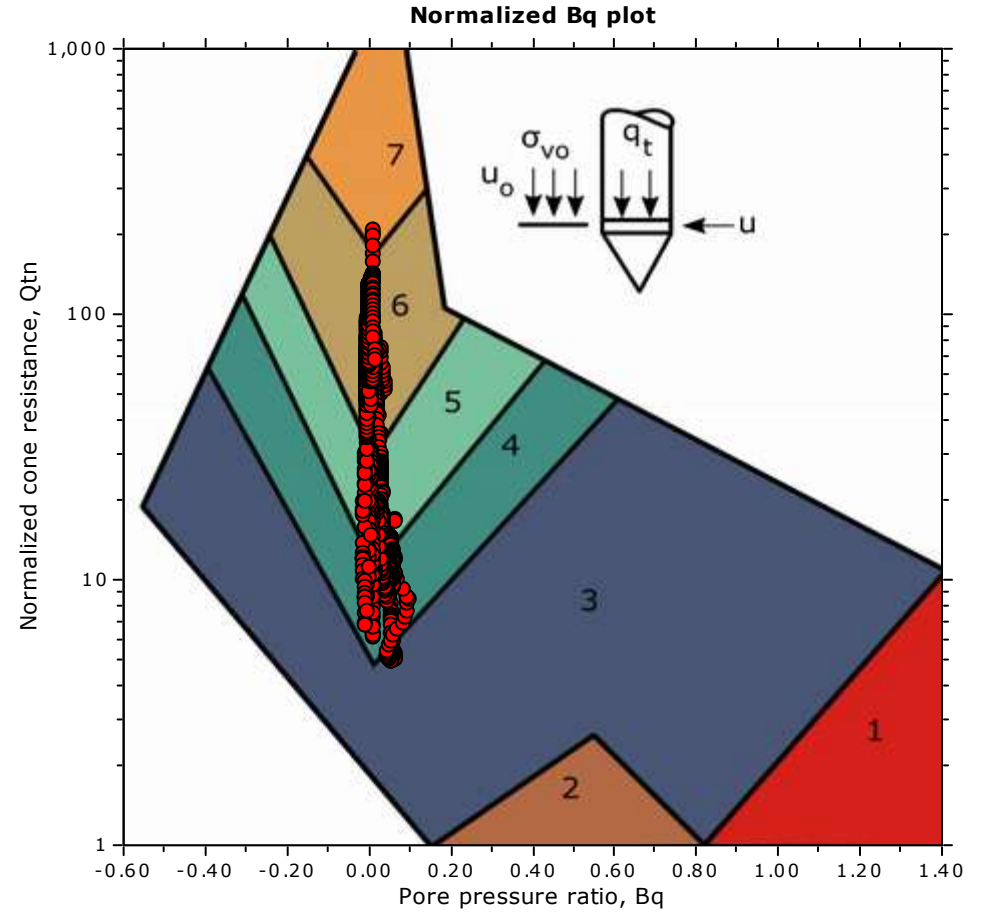
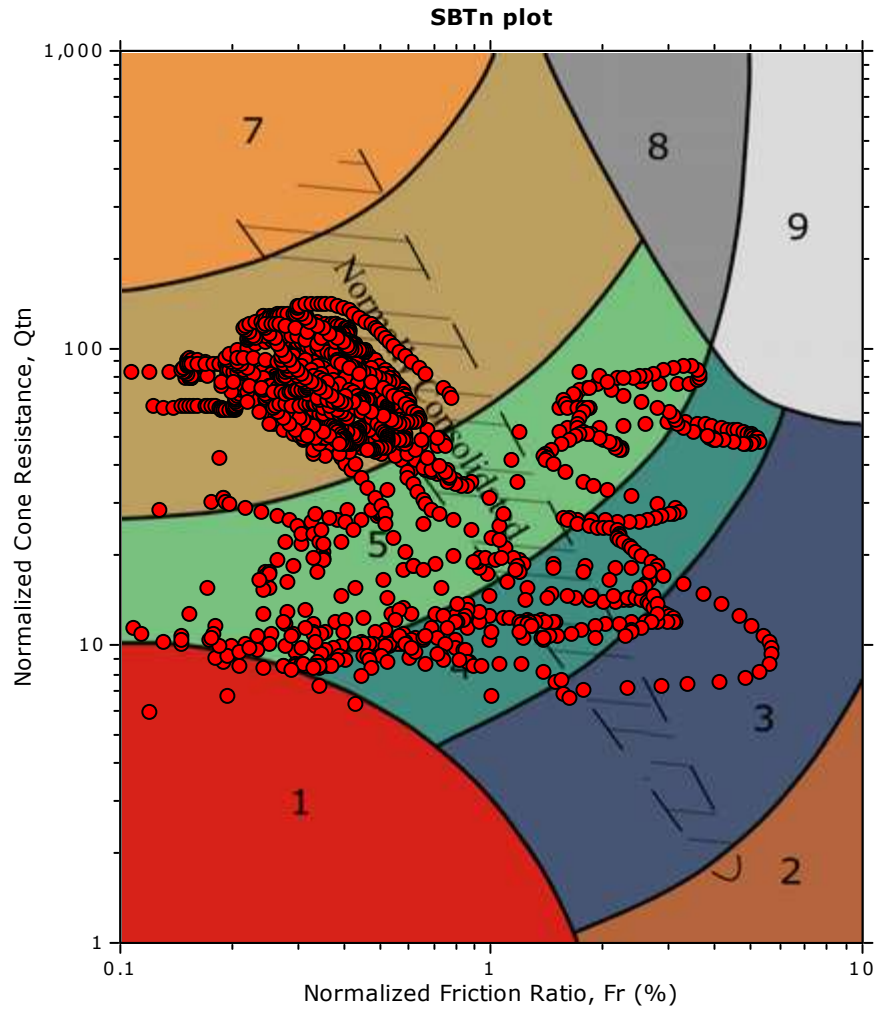
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

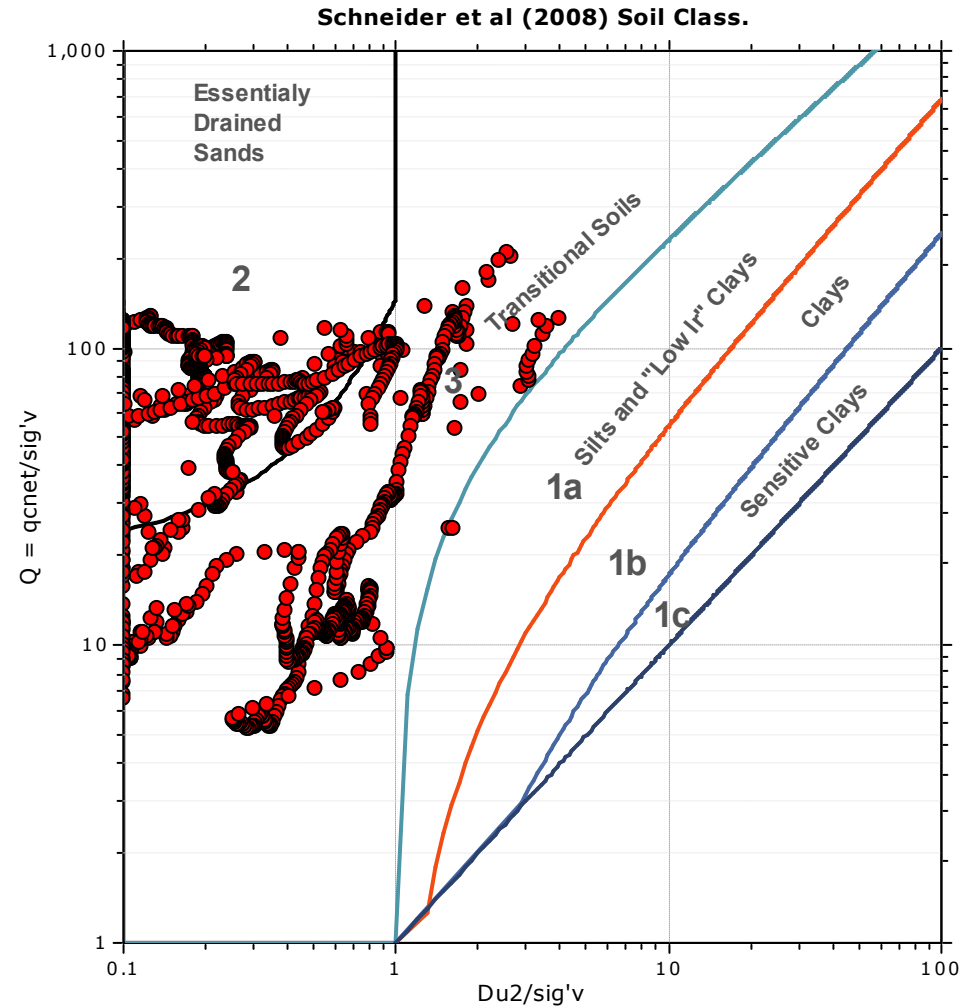
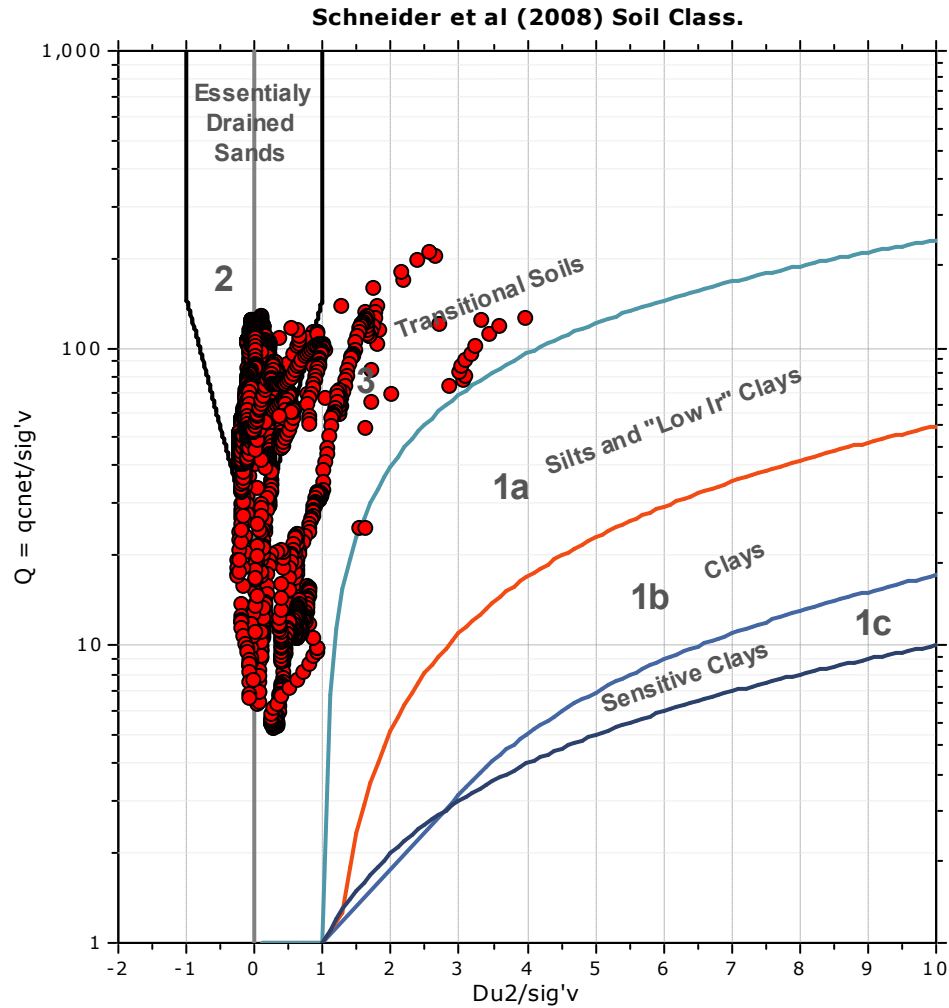
SBT - Bq plots (normalized)

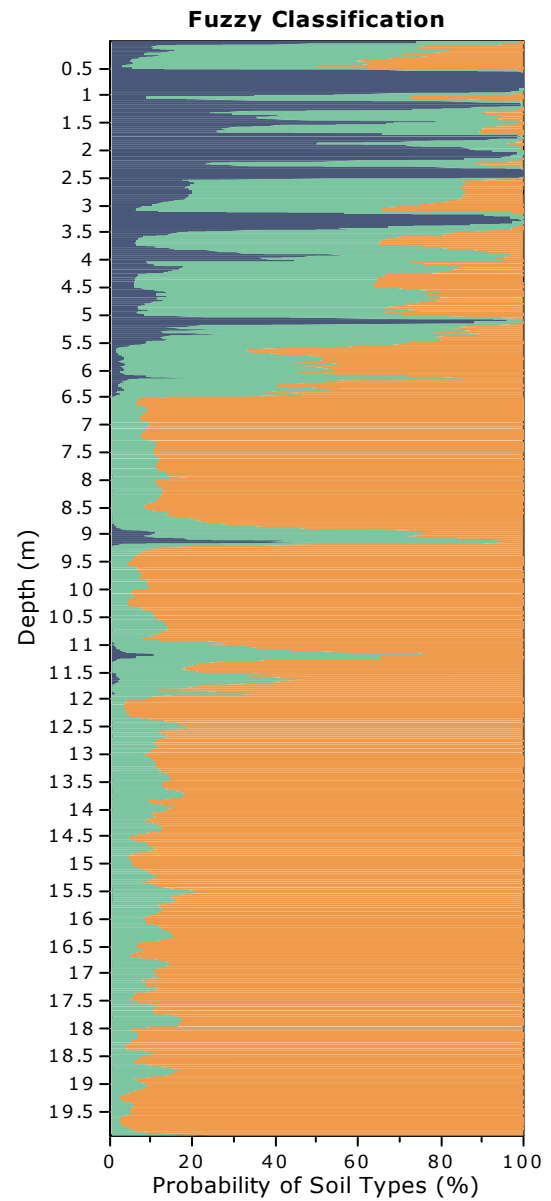
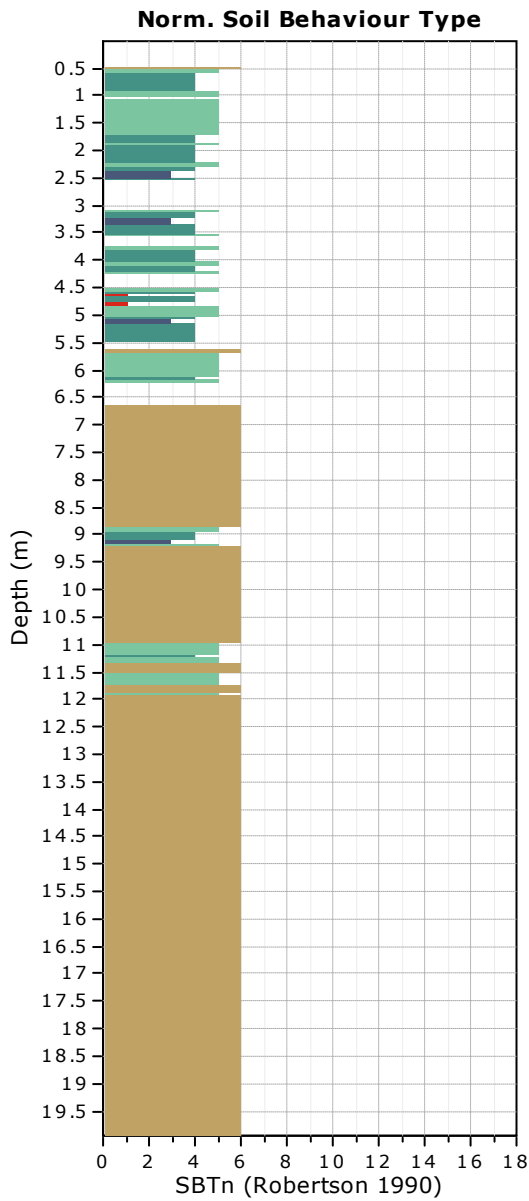


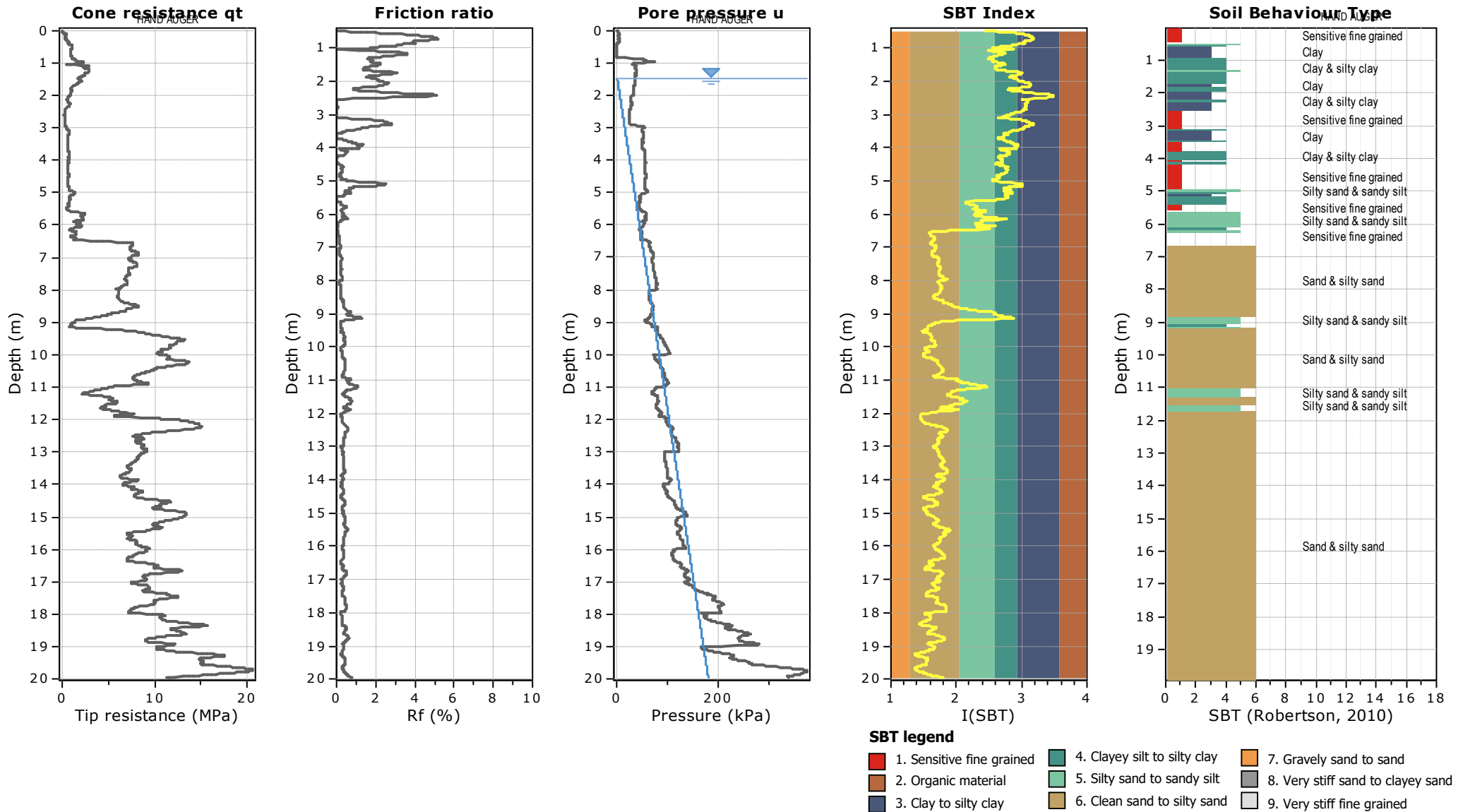
SBTn legend

- | | | |
|--|---|---|
| ■ 1. Sensitive fine grained | ■ 4. Clayey silt to silty clay | ■ 7. Gravelly sand to sand |
| ■ 2. Organic material | ■ 5. Silty sand to sandy silt | ■ 8. Very stiff sand to clayey sand |
| ■ 3. Clay to silty clay | ■ 6. Clean sand to silty sand | ■ 9. Very stiff fine grained |

Bq plots (Schneider)

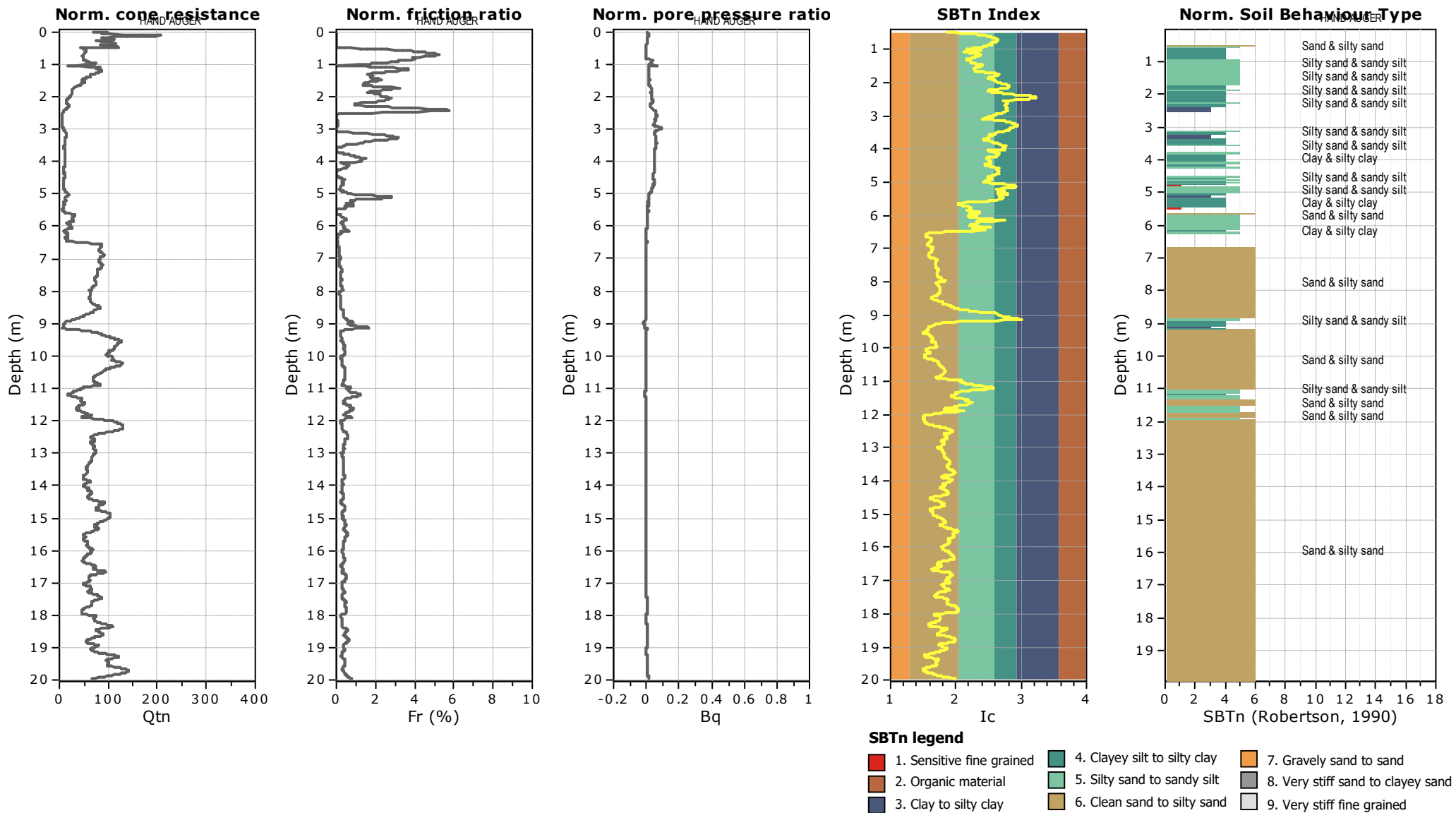






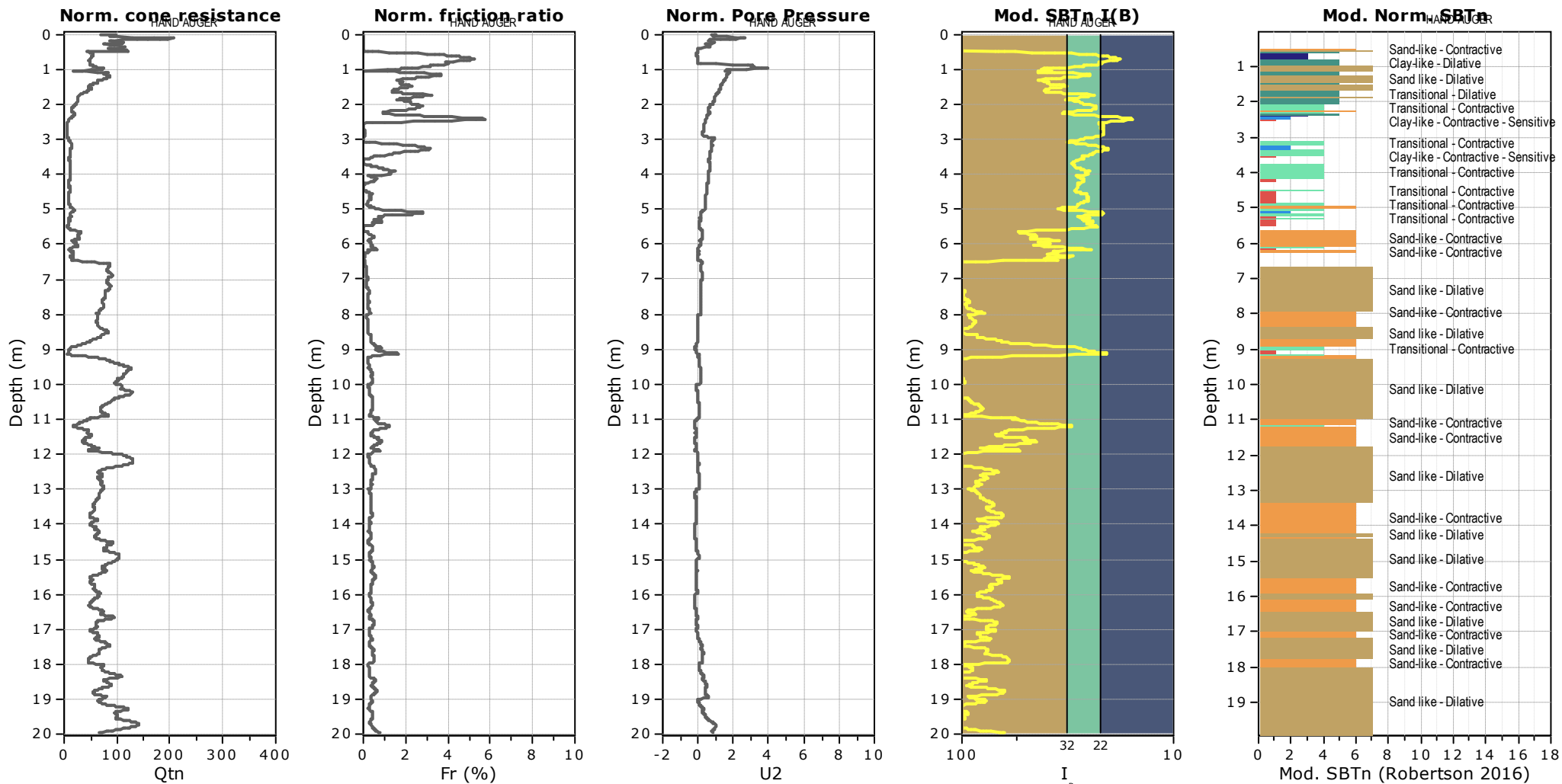
Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Project: Marco Barbieri

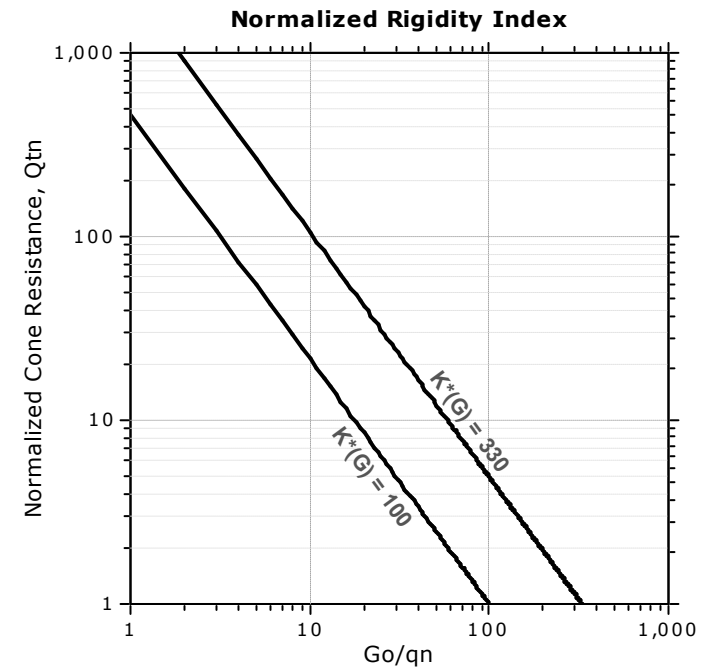
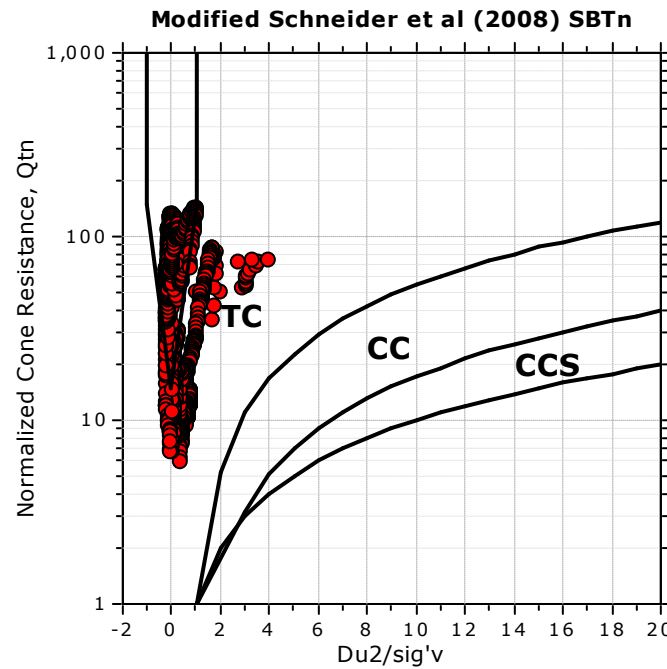
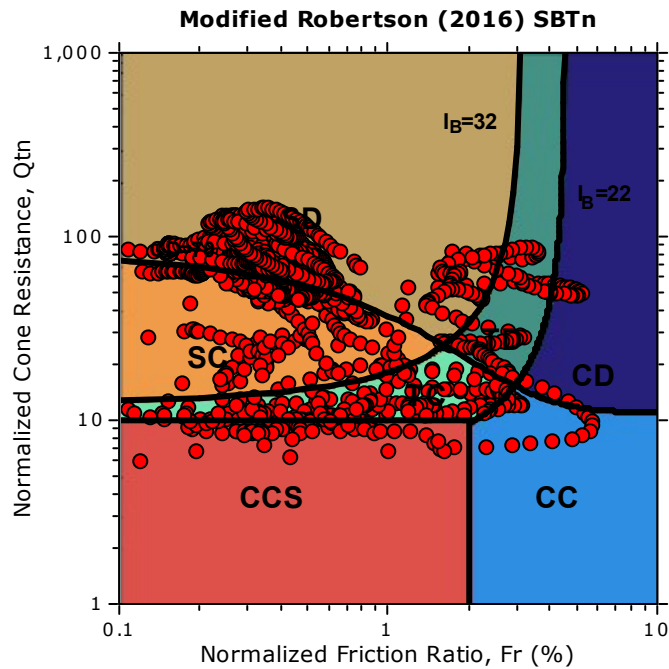
Location: Ferrara



Mod. SBTn legend

- 1. CCS: ClayLike - Contractive, Sensitive
- 2. CC: Clay-like - Contractive
- 3. CD: Clay-Like: Dilative
- 4. TC: Transitional - Contractive
- 5. TD: Transitional - Dilative
- 6. SC: Sand-like - Contractive
- 7. SD: Sand-like - Dilative

Updated SBTn plots

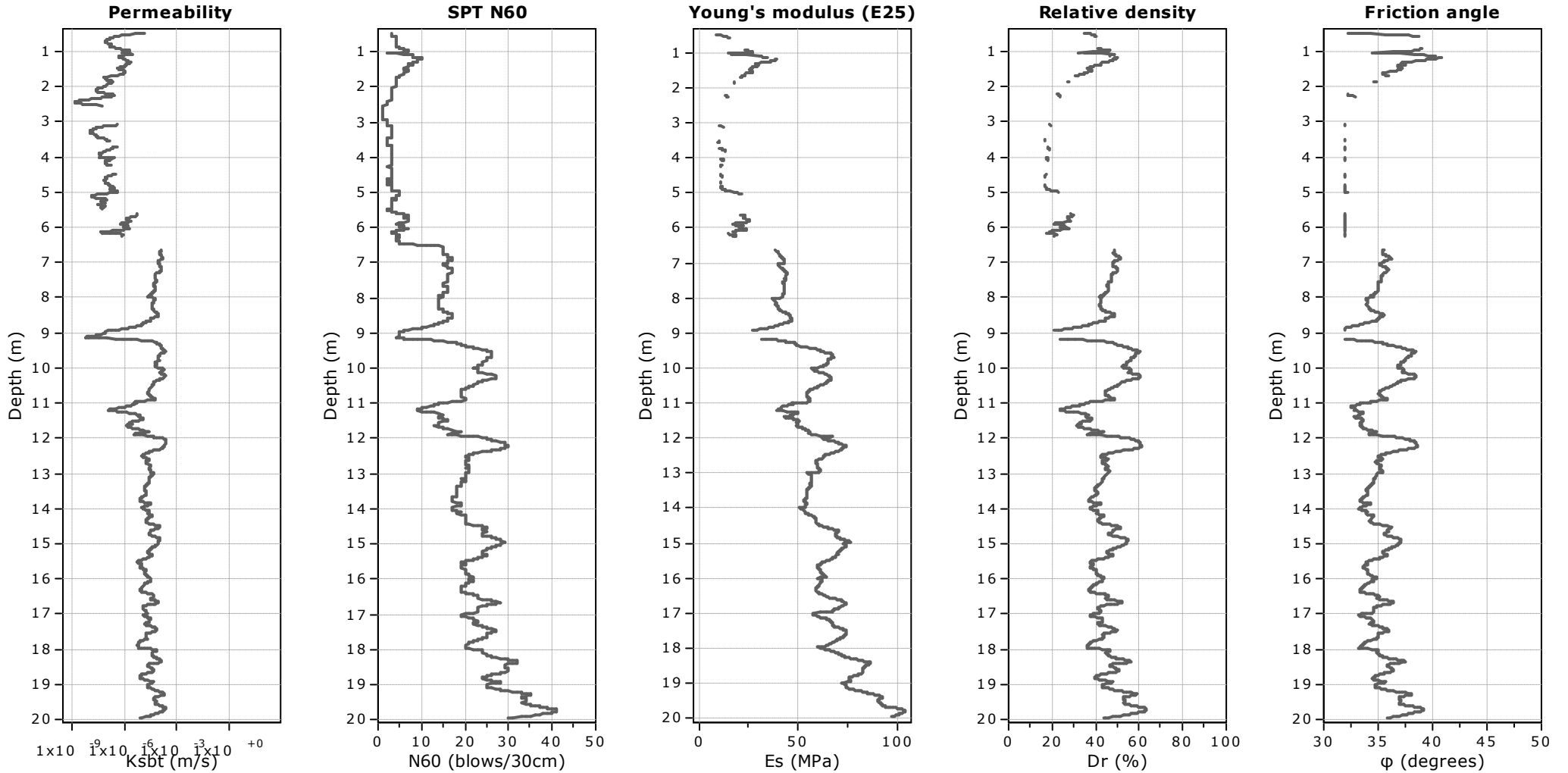


- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

$K^*(G) > 330$: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N₆₀: Based on I_c and q_t

Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

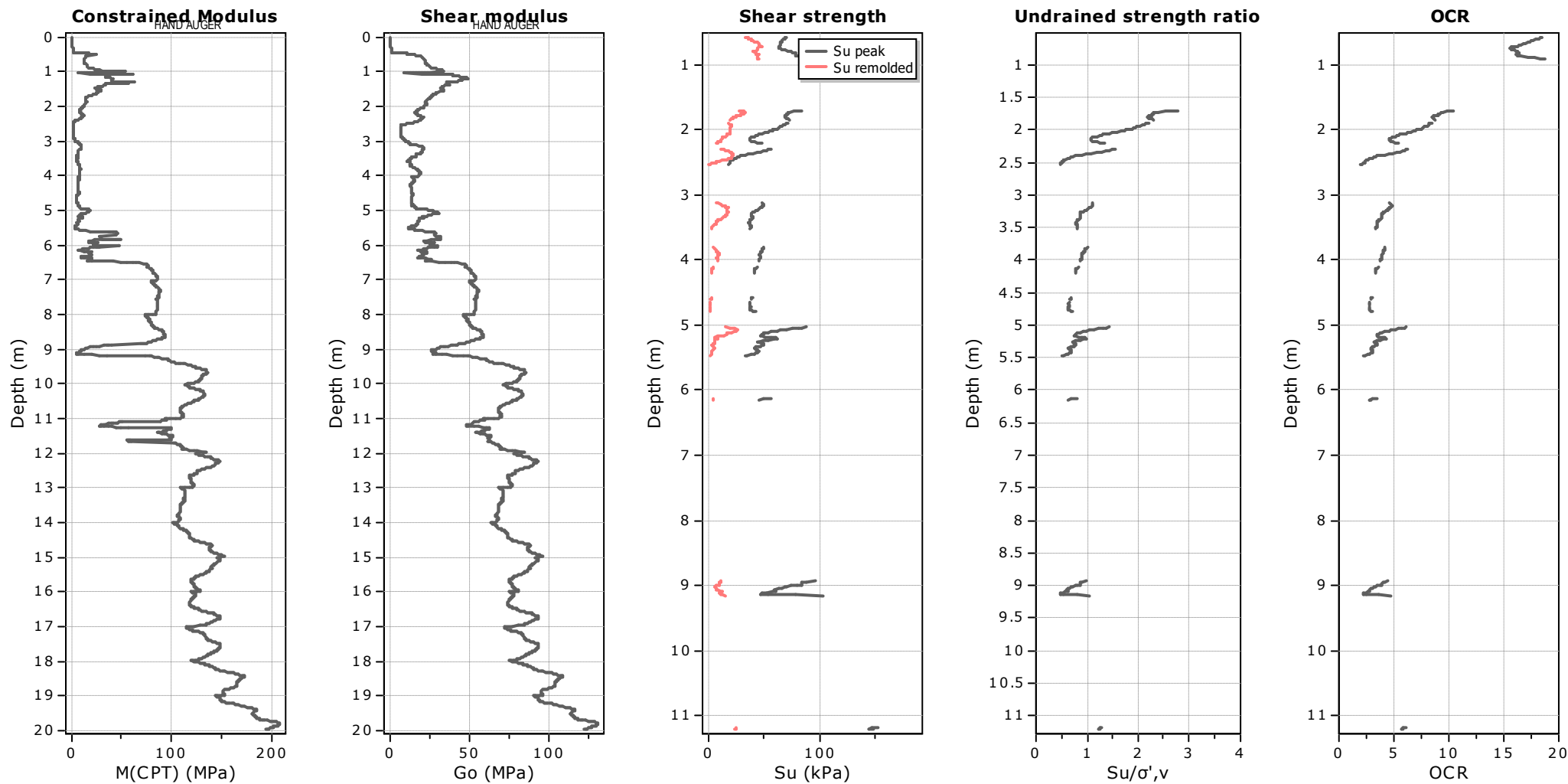
Relative density constant, C_{Dr}: 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable *alpha* using I_c and Q_{tn} (Robertson, 2009)

Go: Based on variable *alpha* using I_c (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : 14

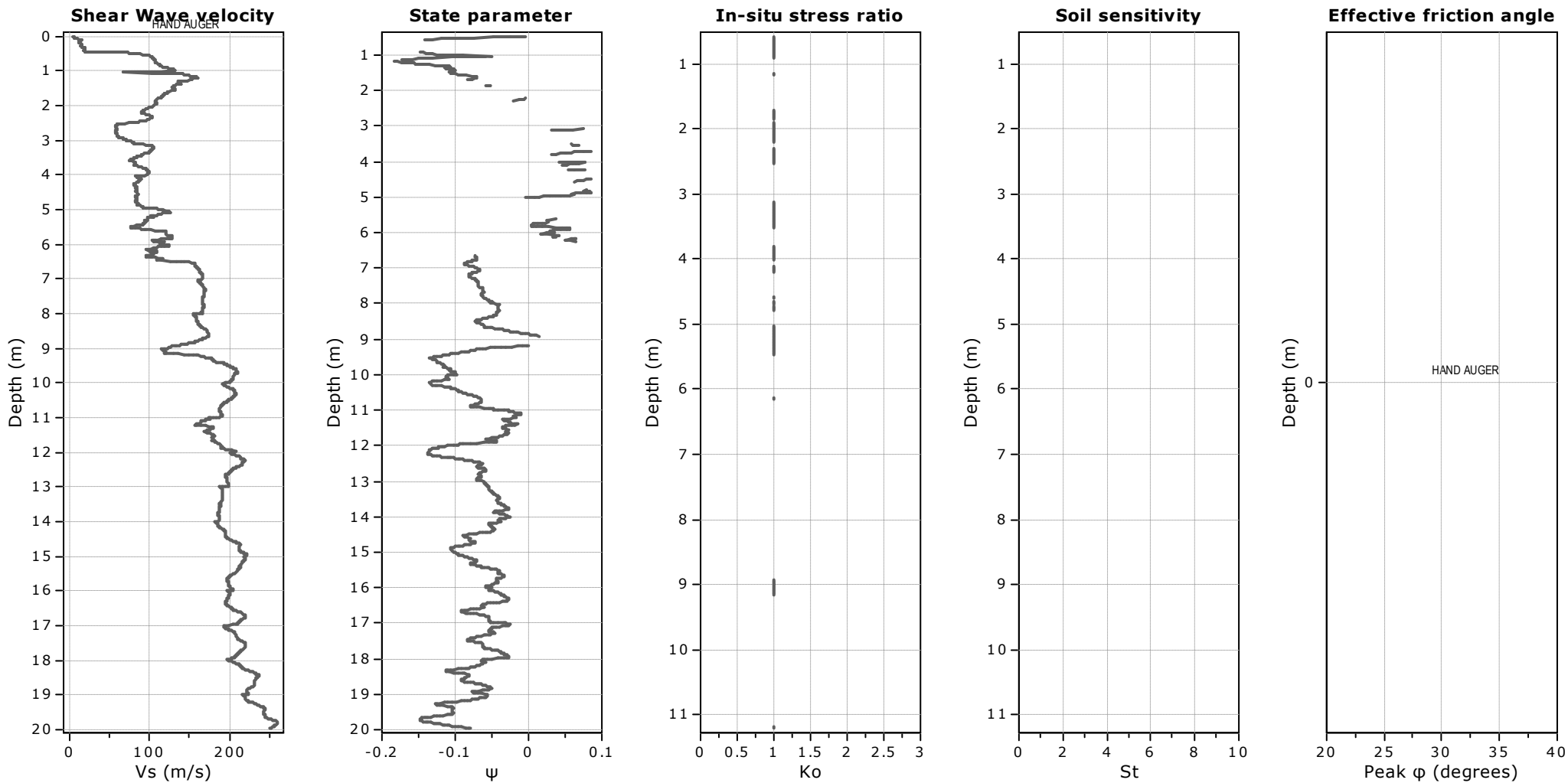
OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

● User defined estimation data

● Flat Dilatometer Test data

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



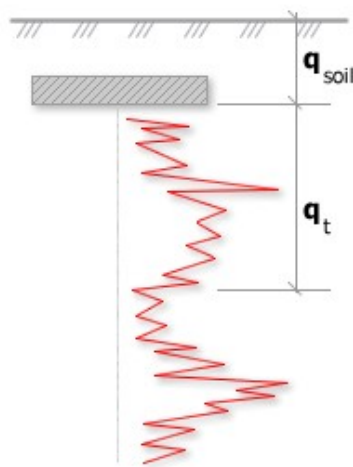
Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 350.00

—●— User defined estimation data

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

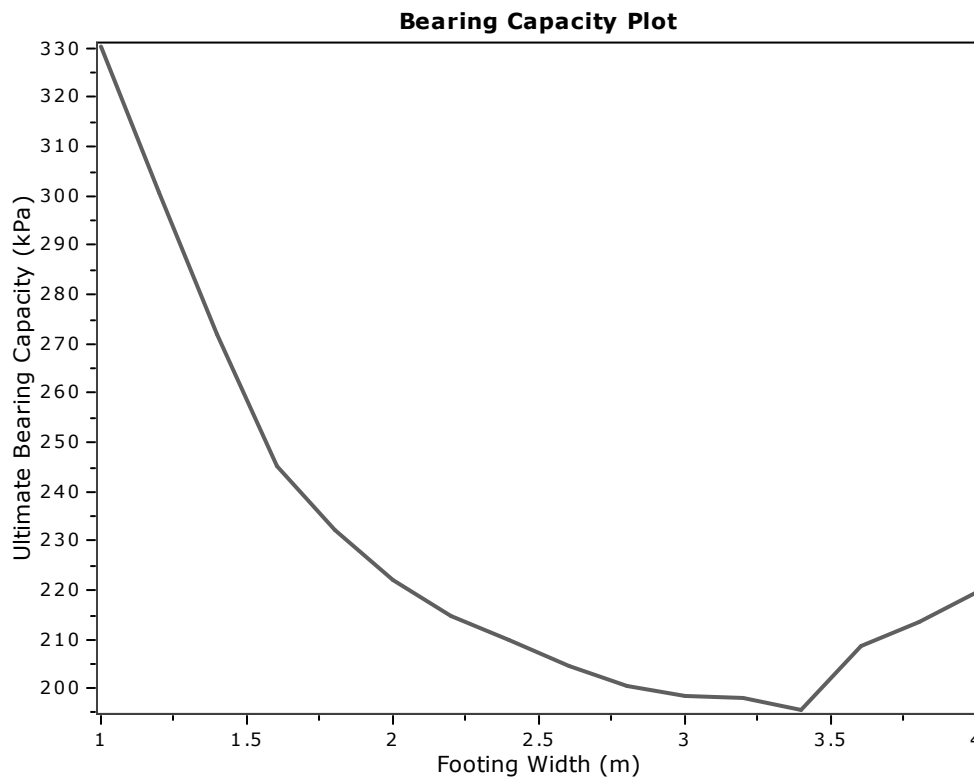
$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

R_k : Bearing capacity factor

q_t : Average corrected cone resistance over calculation depth

q_{soil} : Pressure applied by soil above footing

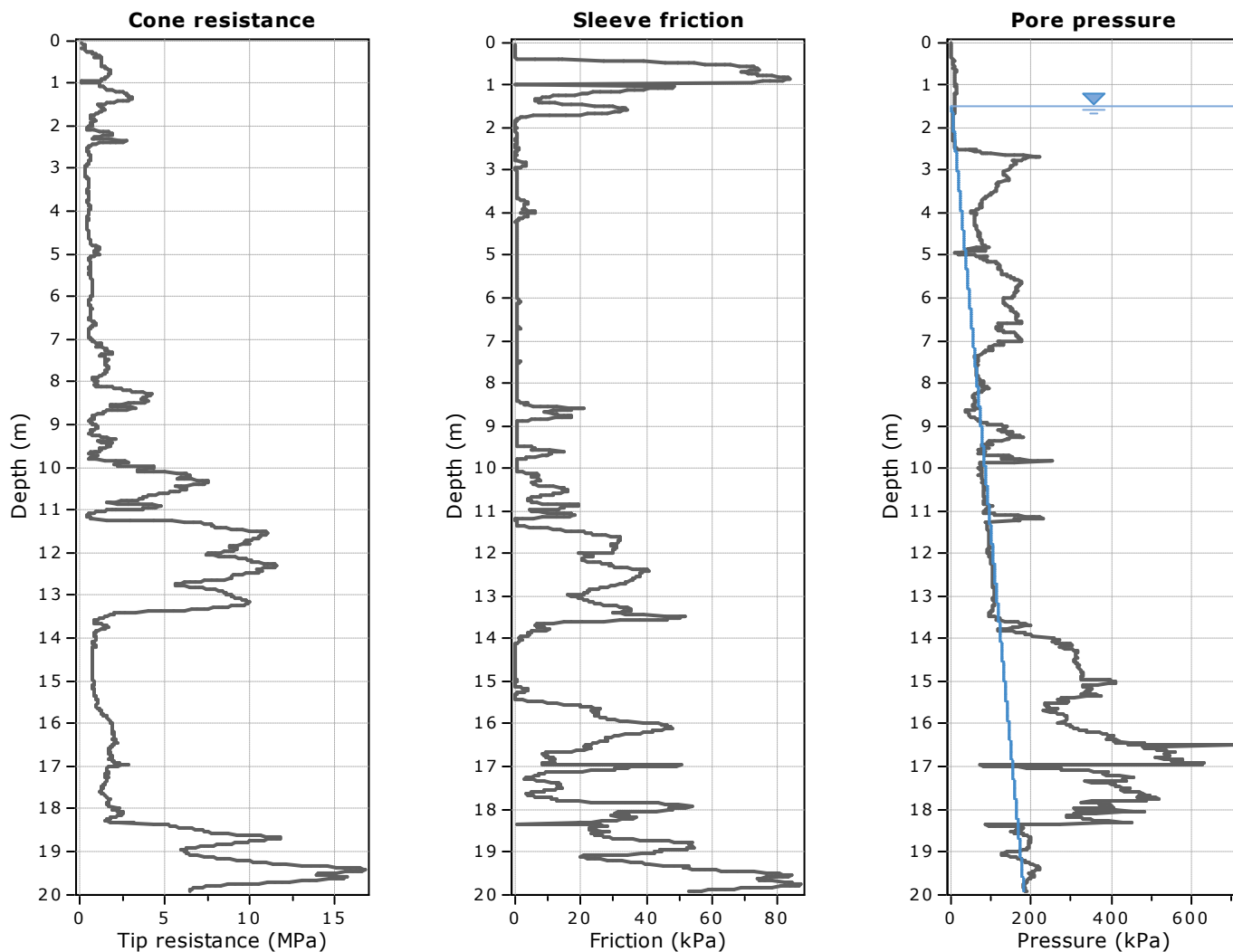


:: Tabular results ::

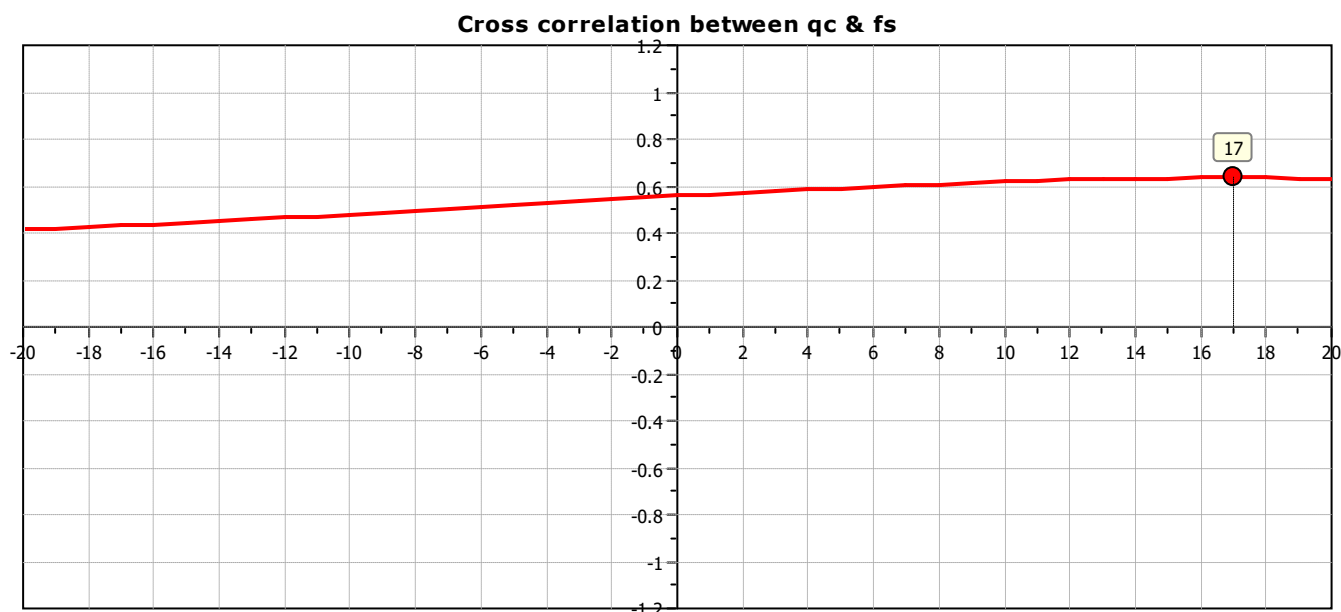
No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	1.60	0.20	9.50	330.30
2	1.20	0.50	2.30	1.46	0.20	9.50	300.56
3	1.40	0.50	2.60	1.31	0.20	9.50	272.06
4	1.60	0.50	2.90	1.18	0.20	9.50	245.30
5	1.80	0.50	3.20	1.11	0.20	9.50	232.15
6	2.00	0.50	3.50	1.06	0.20	9.50	222.08
7	2.20	0.50	3.80	1.03	0.20	9.50	214.77
8	2.40	0.50	4.10	1.00	0.20	9.50	209.72
9	2.60	0.50	4.40	0.98	0.20	9.50	204.72
10	2.80	0.50	4.70	0.95	0.20	9.50	200.34
11	3.00	0.50	5.00	0.94	0.20	9.50	198.40
12	3.20	0.50	5.30	0.94	0.20	9.50	198.18
13	3.40	0.50	5.60	0.93	0.20	9.50	195.61
14	3.60	0.50	5.90	0.99	0.20	9.50	208.43
15	3.80	0.50	6.20	1.02	0.20	9.50	213.49
16	4.00	0.50	6.50	1.05	0.20	9.50	219.69

Project: Marco Barbieri

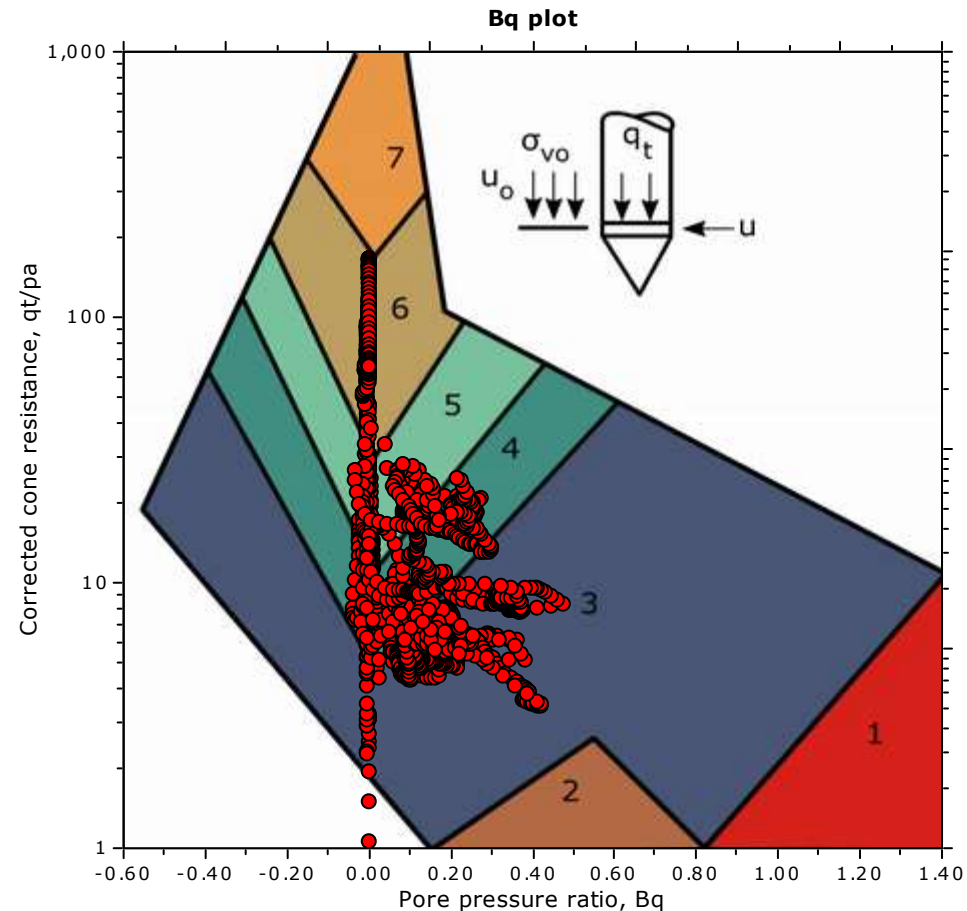
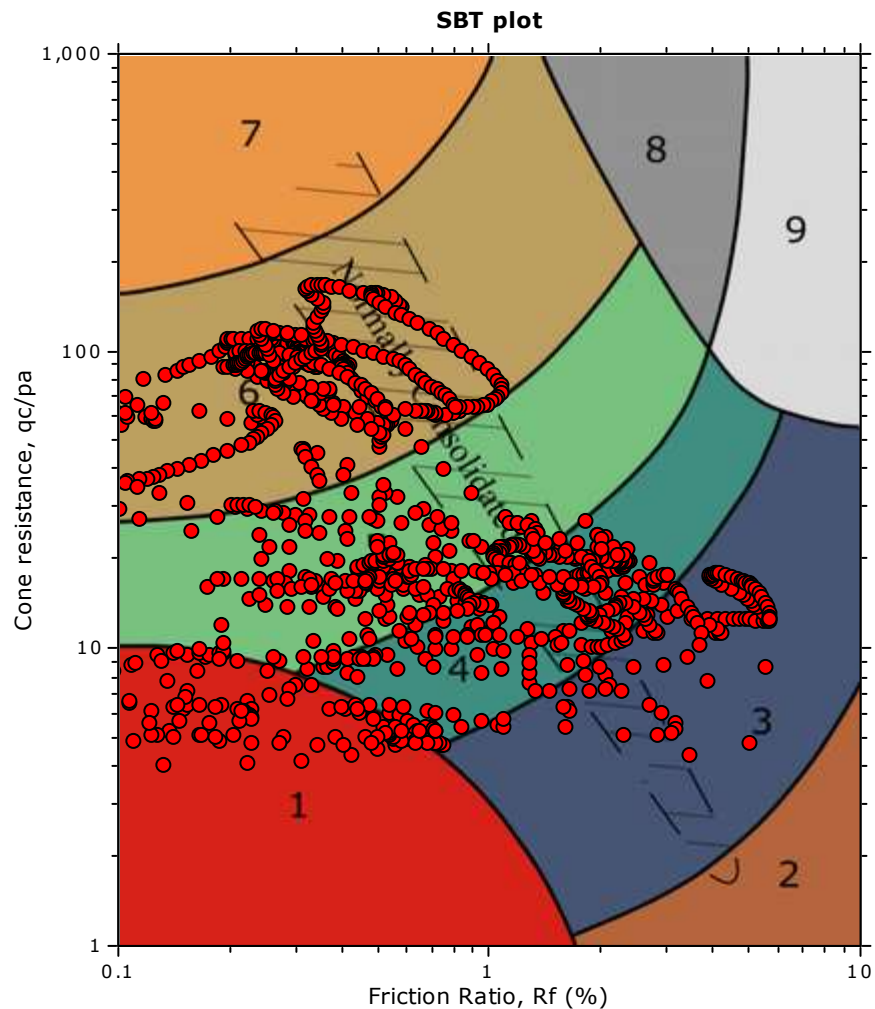
Location: Ferrara



The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).



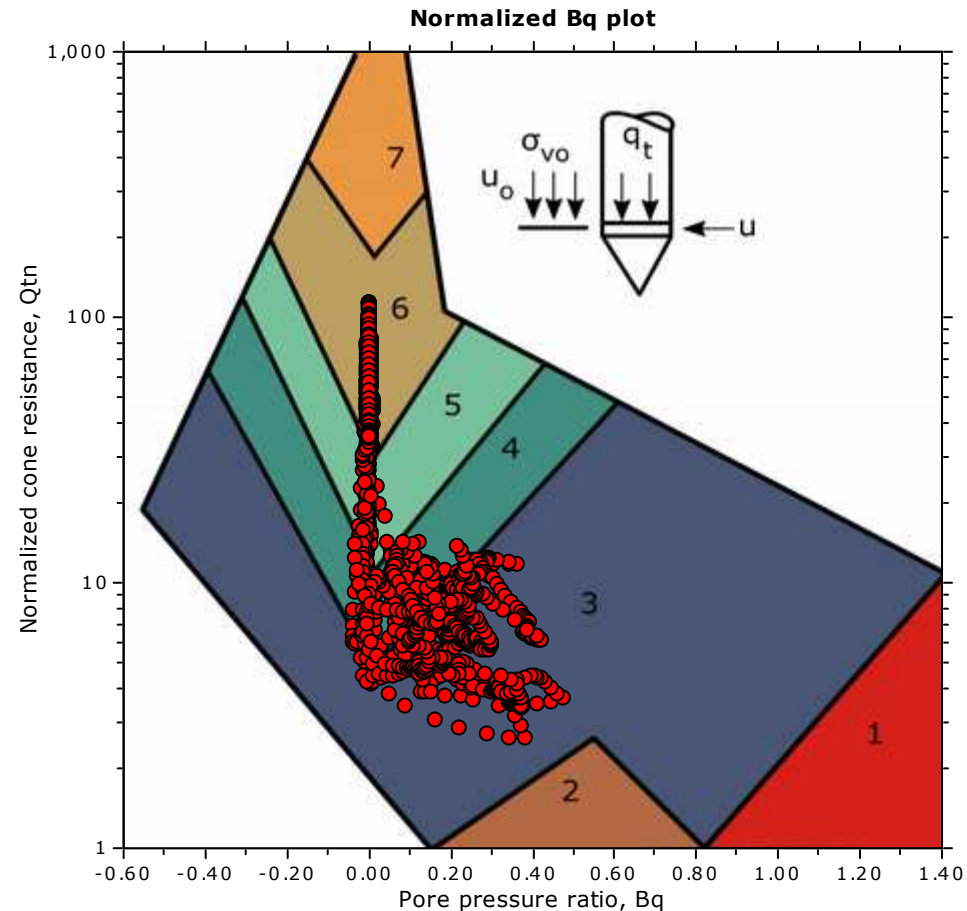
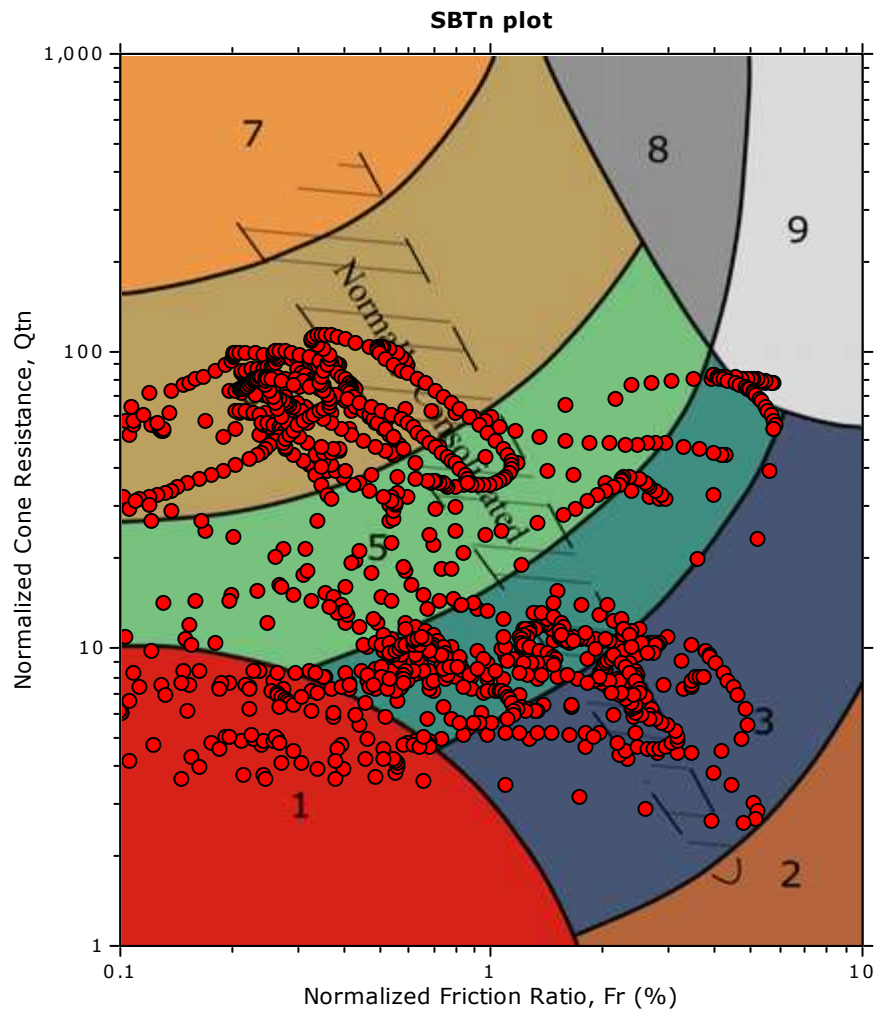
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

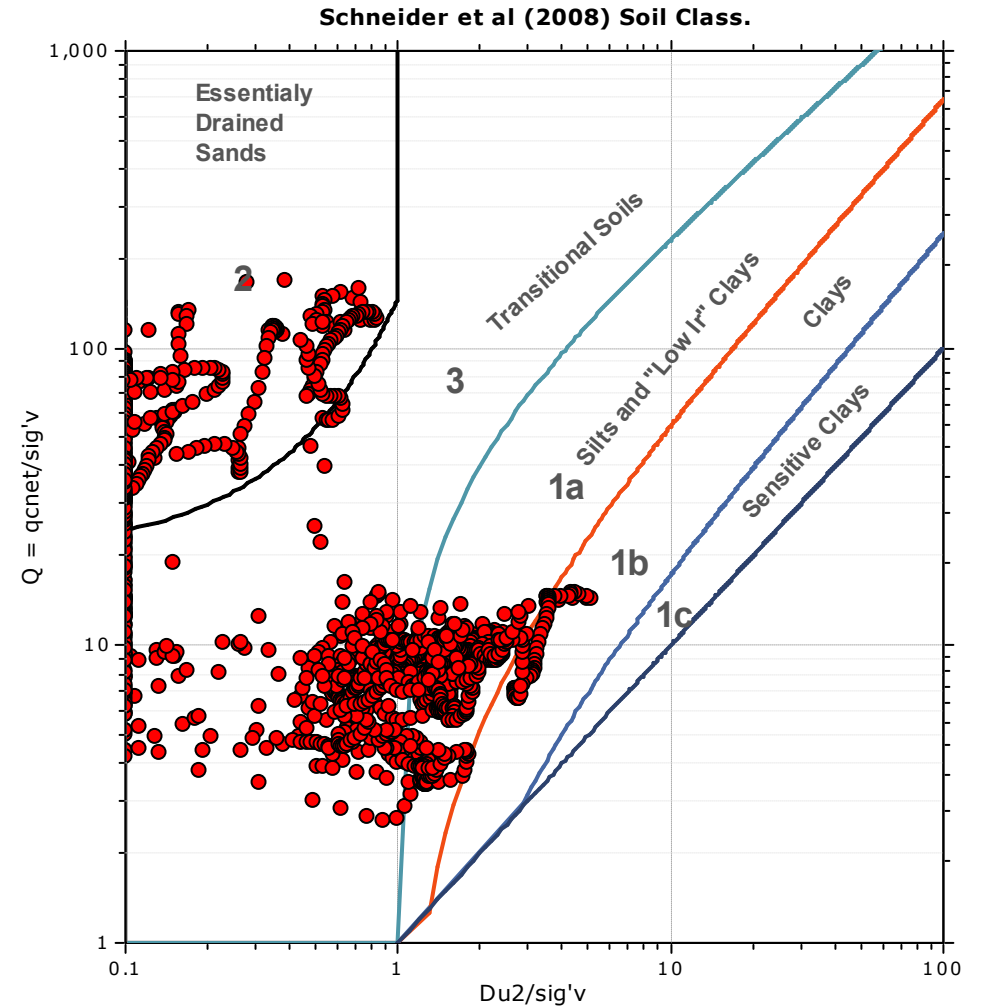
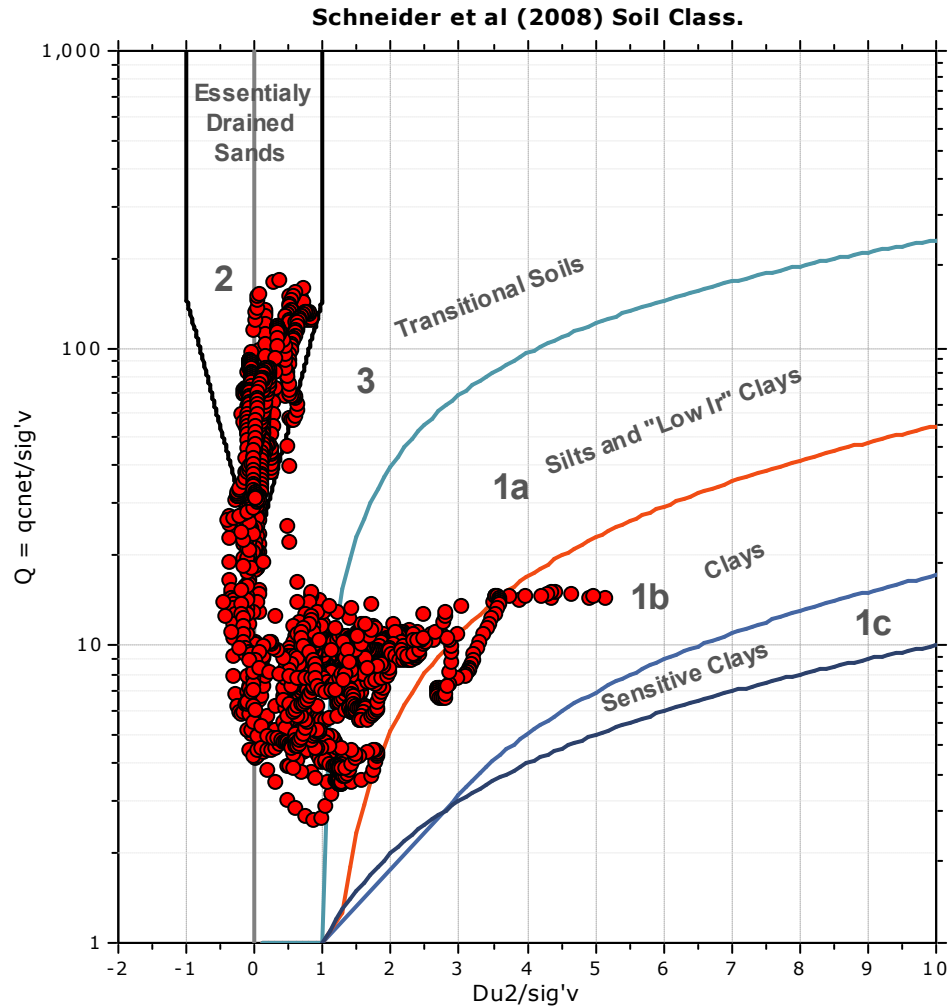
SBT - Bq plots (normalized)

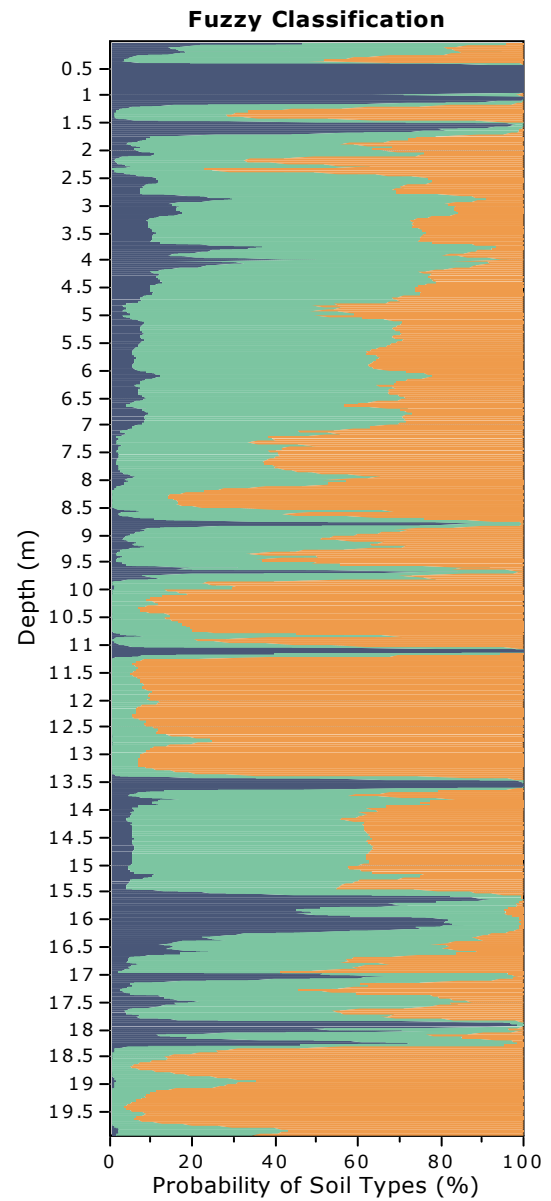
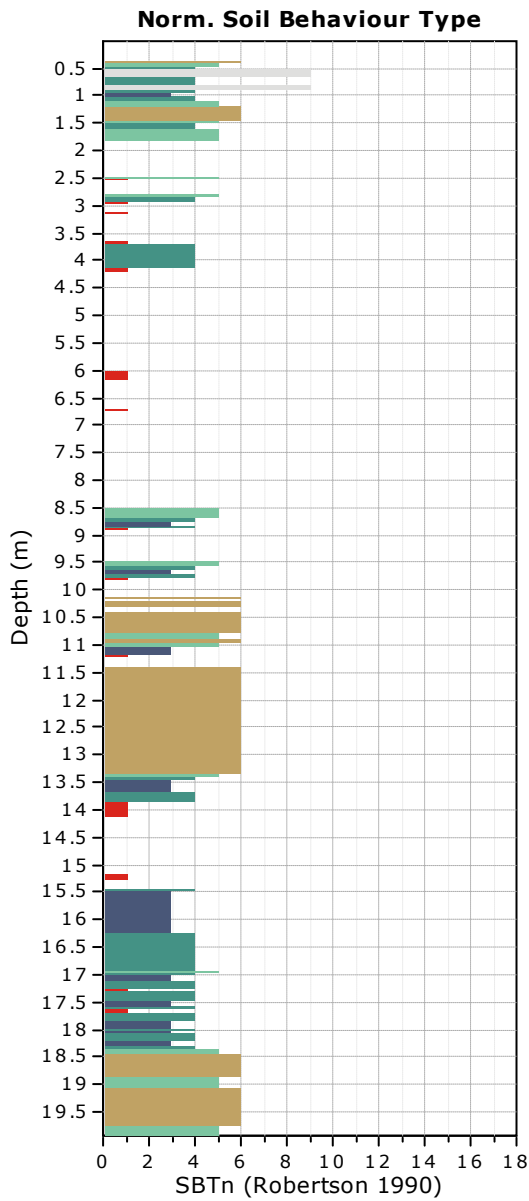


SBTn legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty clay | 6. Clean sand to silty sand | 9. Very stiff fine grained |

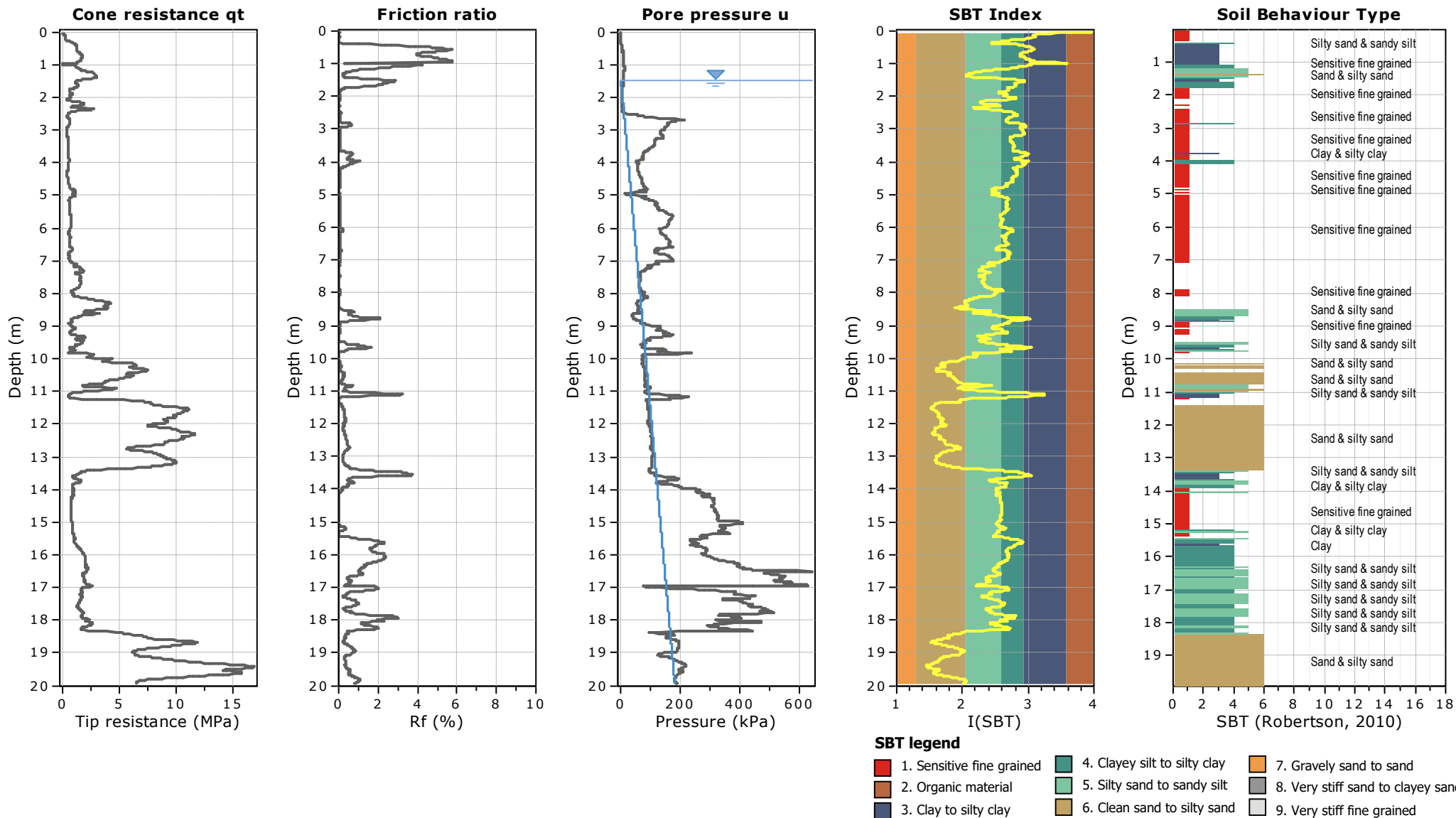
Bq plots (Schneider)

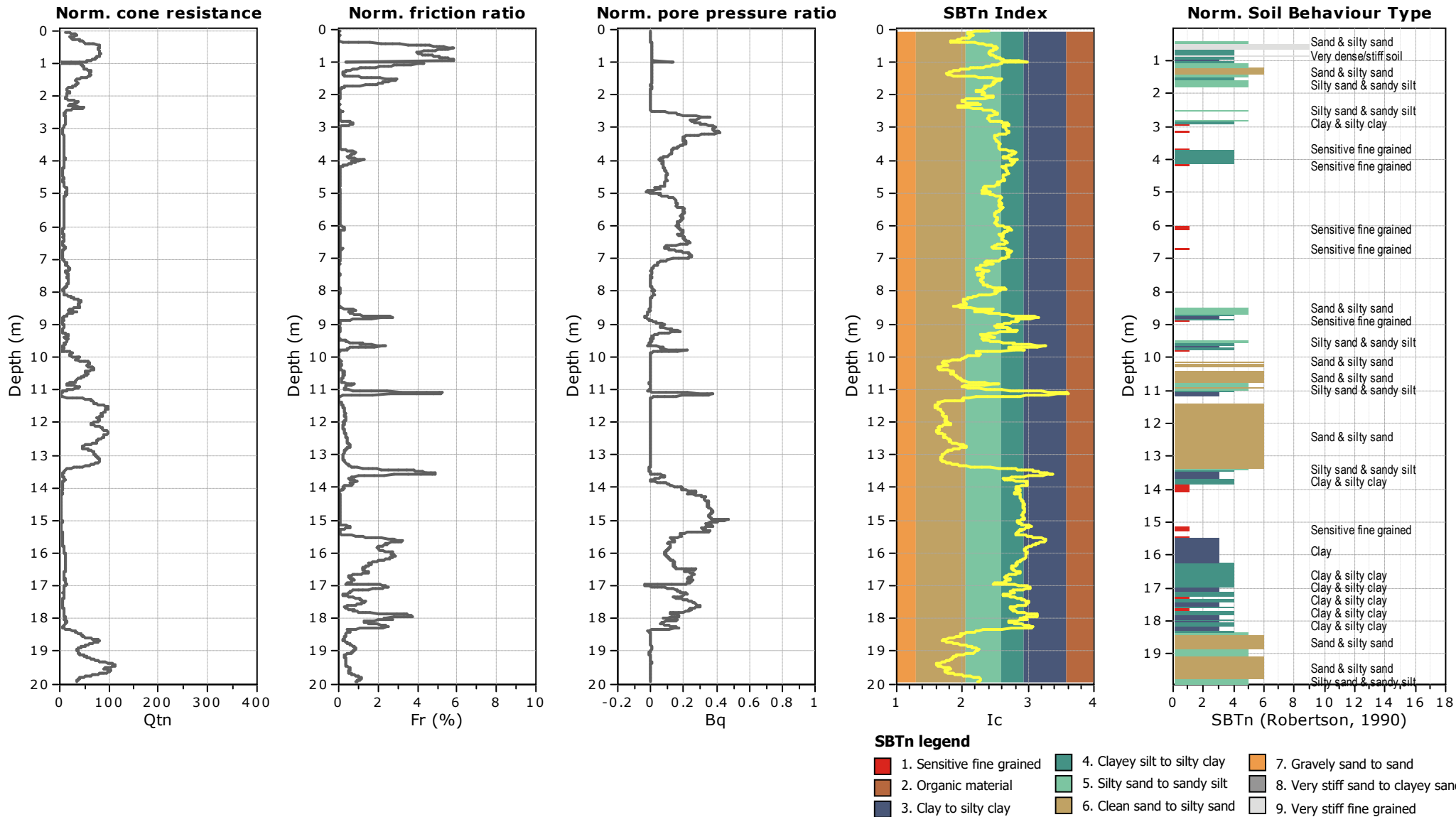


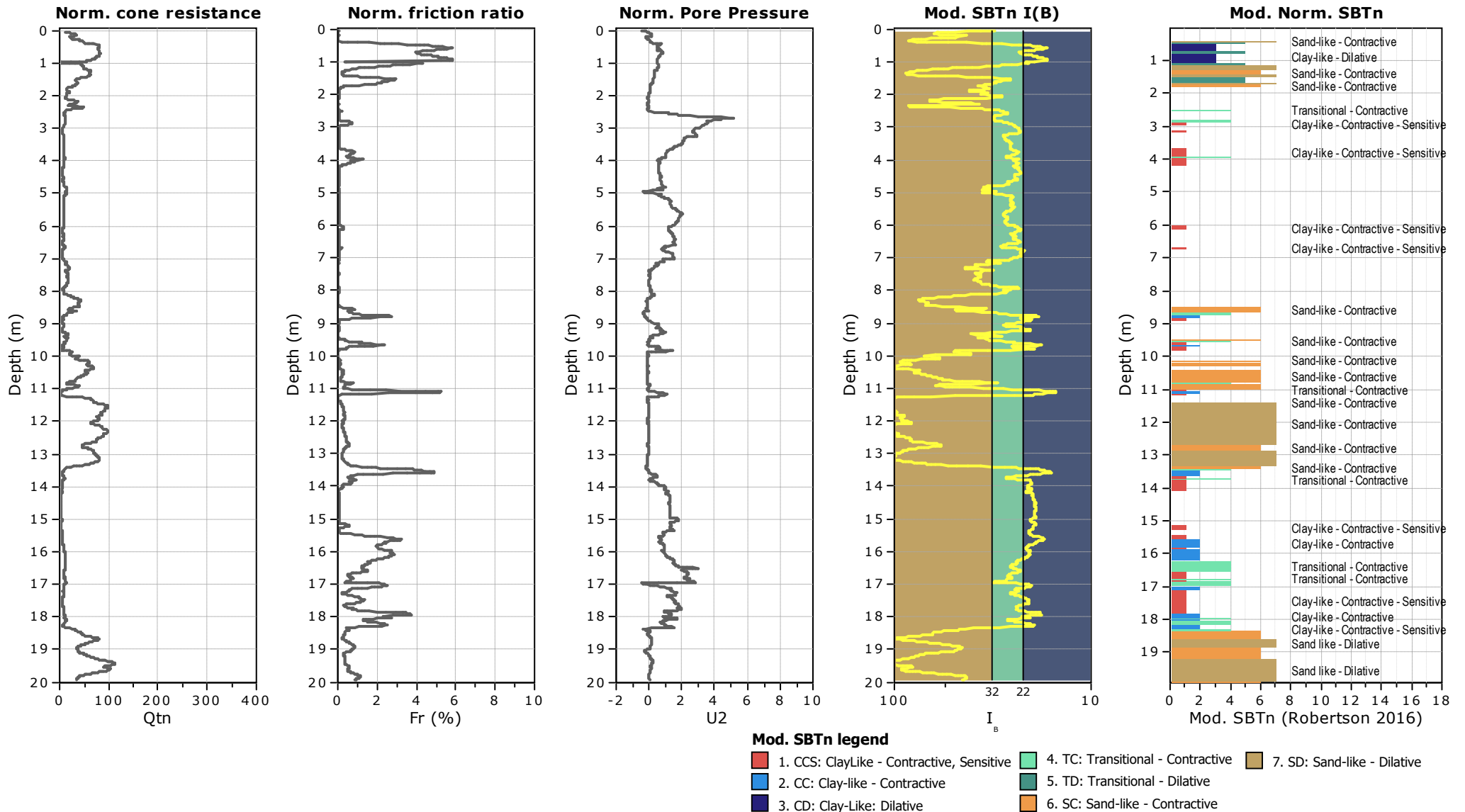


Project: Marco Barbieri

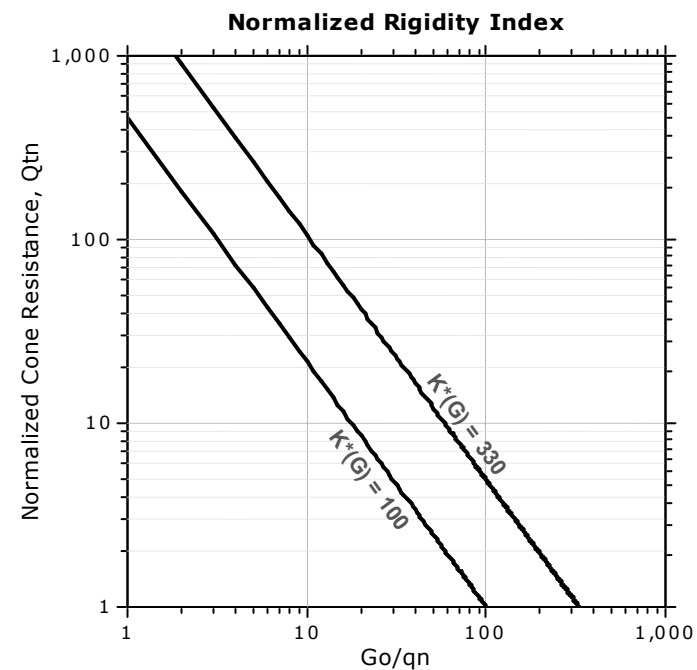
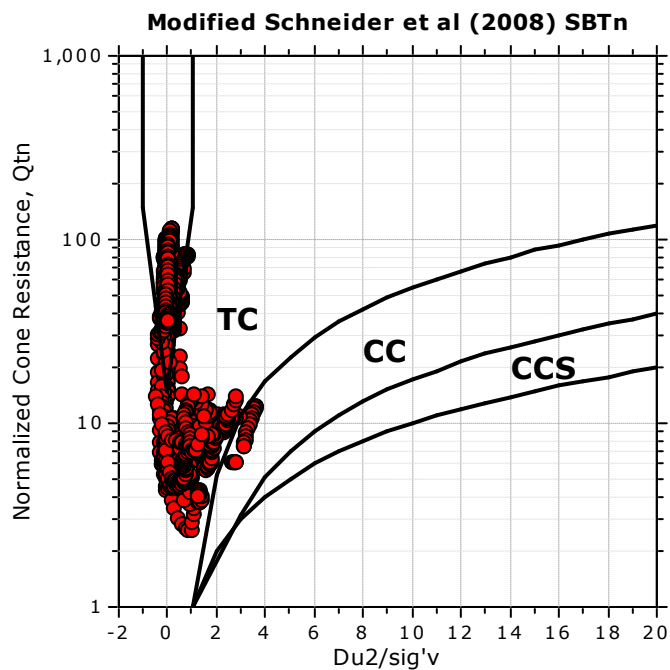
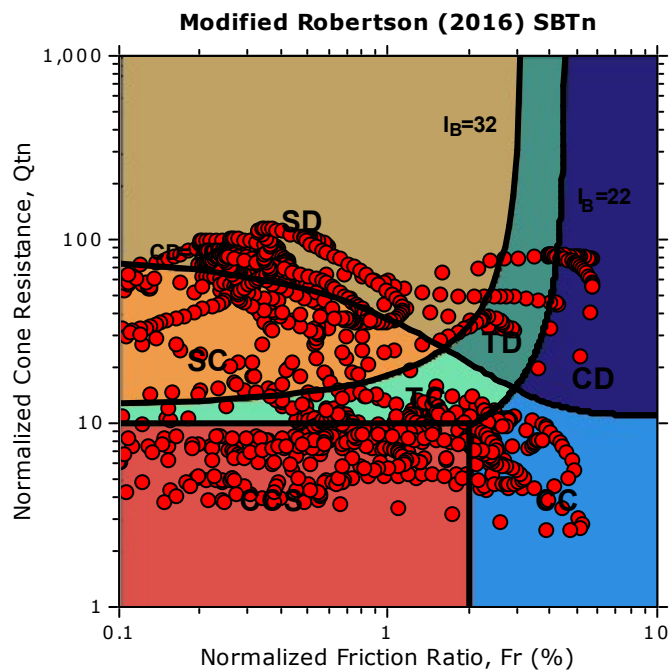
Location: Ferrara







Updated SBTn plots

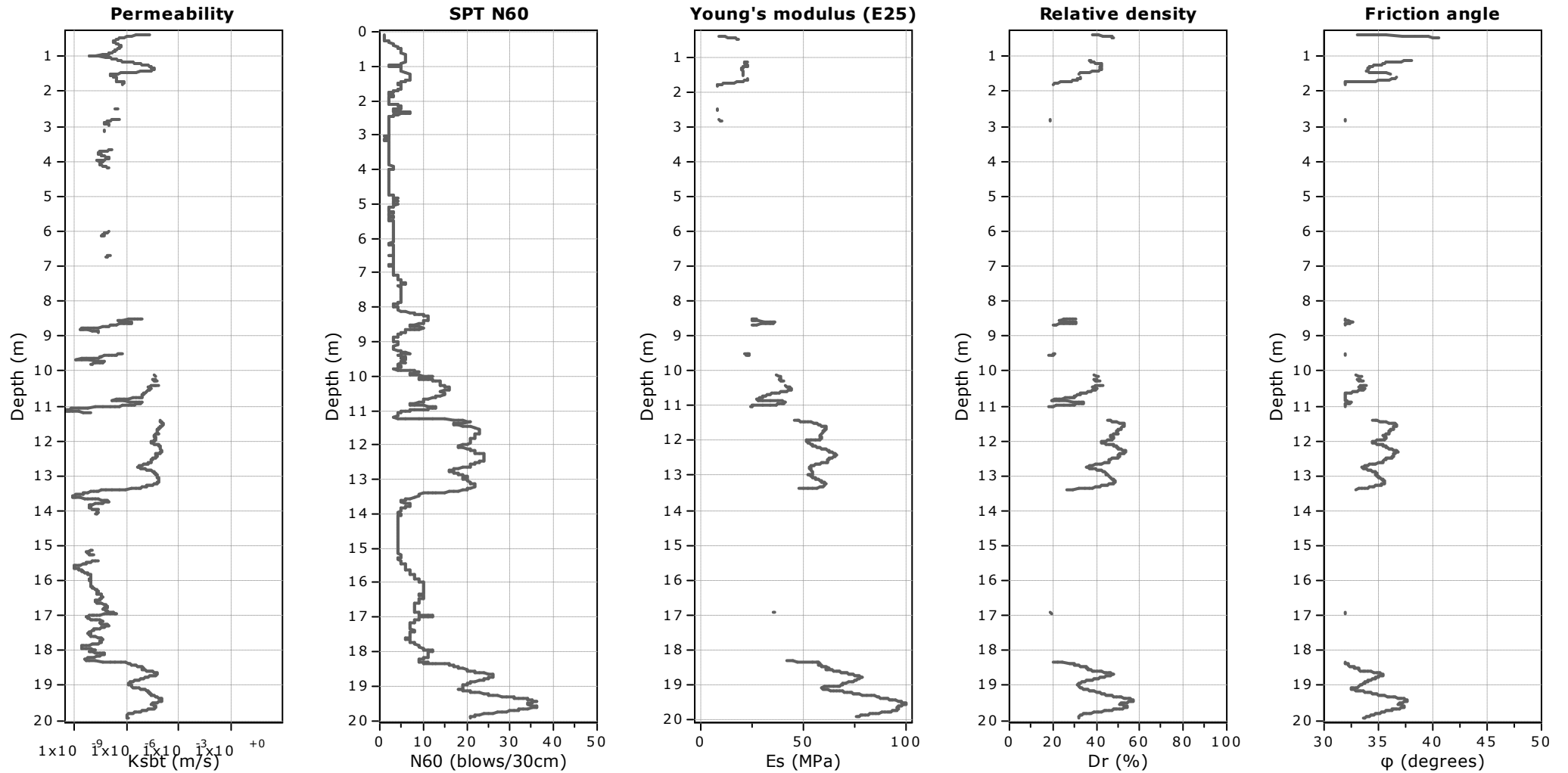


- CCS: Clay-like - Contractive - Sensitive
- CC: Clay-like - Contractive
- CD: Clay-like - Dilative
- TC: Transitional - Contractive
- TD: Transitional - Dilative
- SC: Sand-like - Contractive
- SD: Sand-like - Dilative

$K^*(G) > 330$: Soils with significant microstructure (e.g. age/cementation)

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n

SPT N_{60} : Based on I_c and q_t

Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)

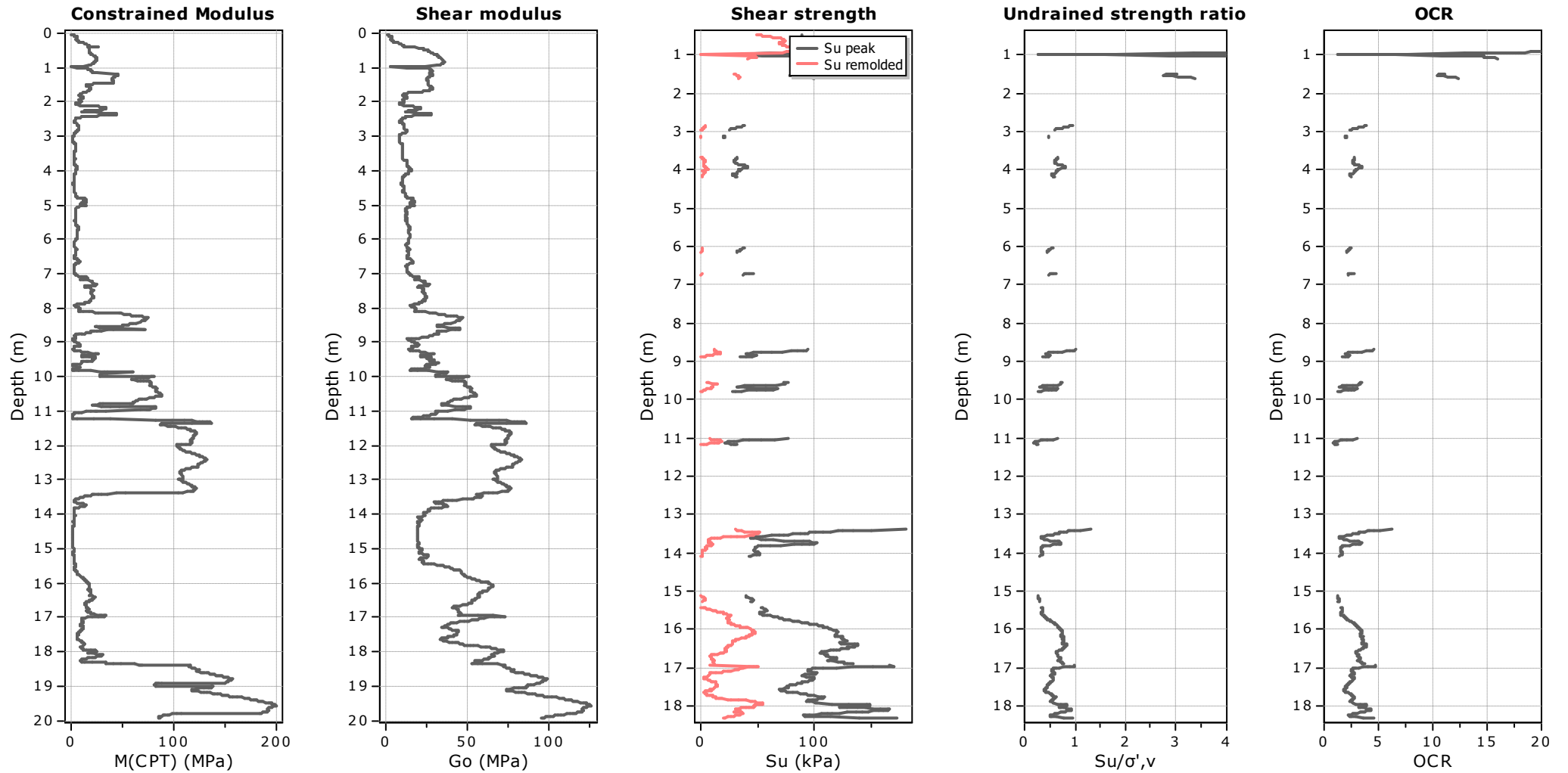
Relative density constant, C_{Dr} : 350.0

Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)

● — User defined estimation data

Project: Marco Barbieri

Location: Ferrara



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable *alpha* using I_c and Q_{tn} (Robertson, 2009)

Go: Based on variable *alpha* using I_c (Robertson, 2009)

Undrained shear strength cone factor for clays, N_{kt} : 14

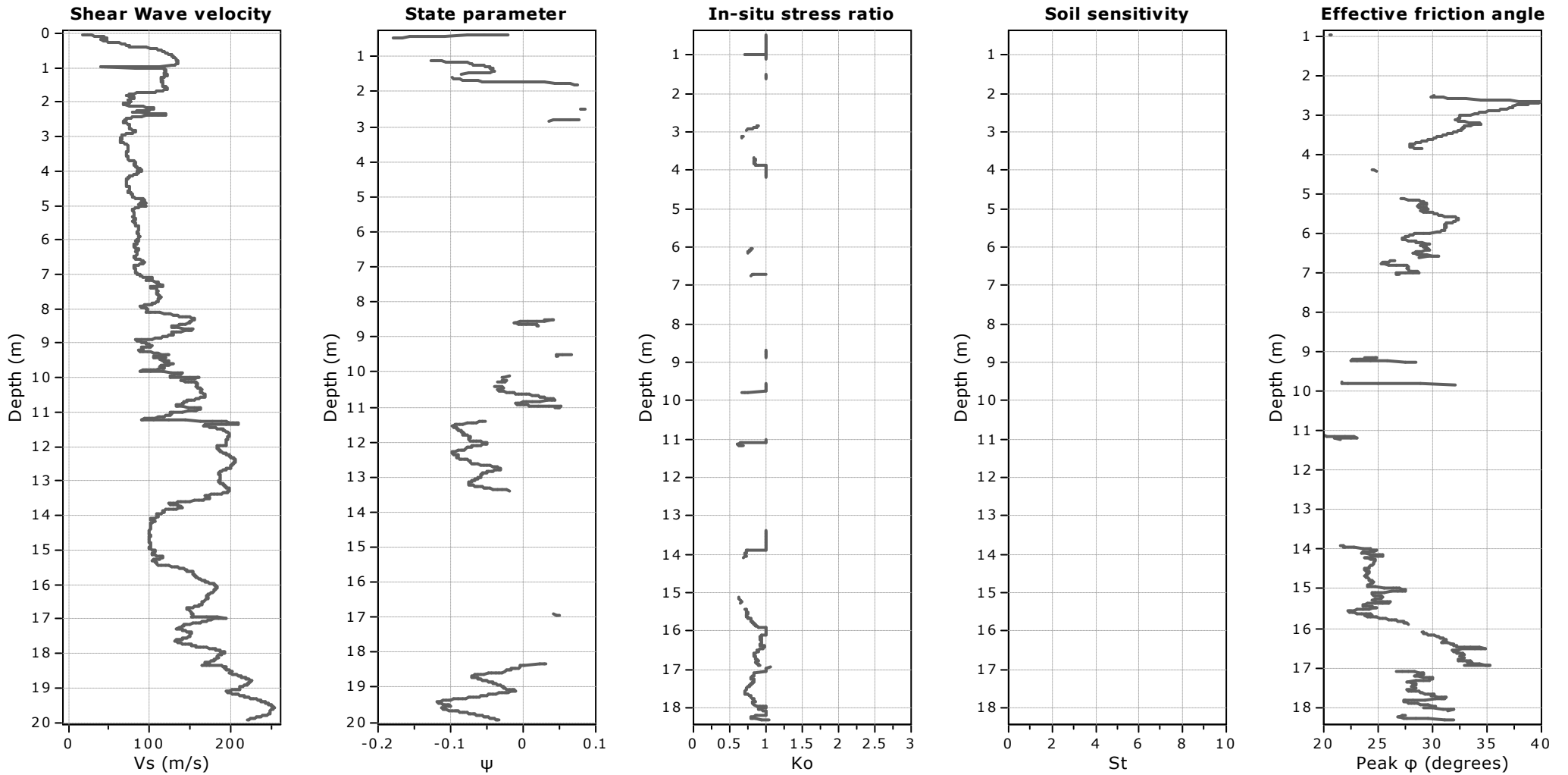
OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

● User defined estimation data

● Flat Dilatometer Test data

Project: Marco Barbieri

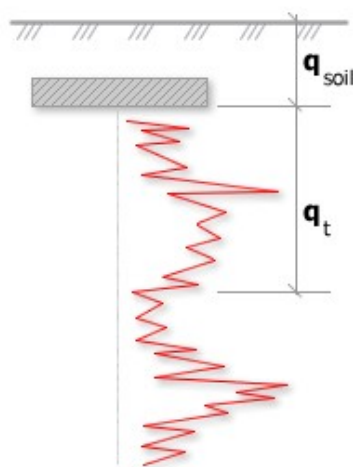
Location: Ferrara



Calculation parameters

Soil Sensitivity factor, N_s : 350.00

—●— User defined estimation data

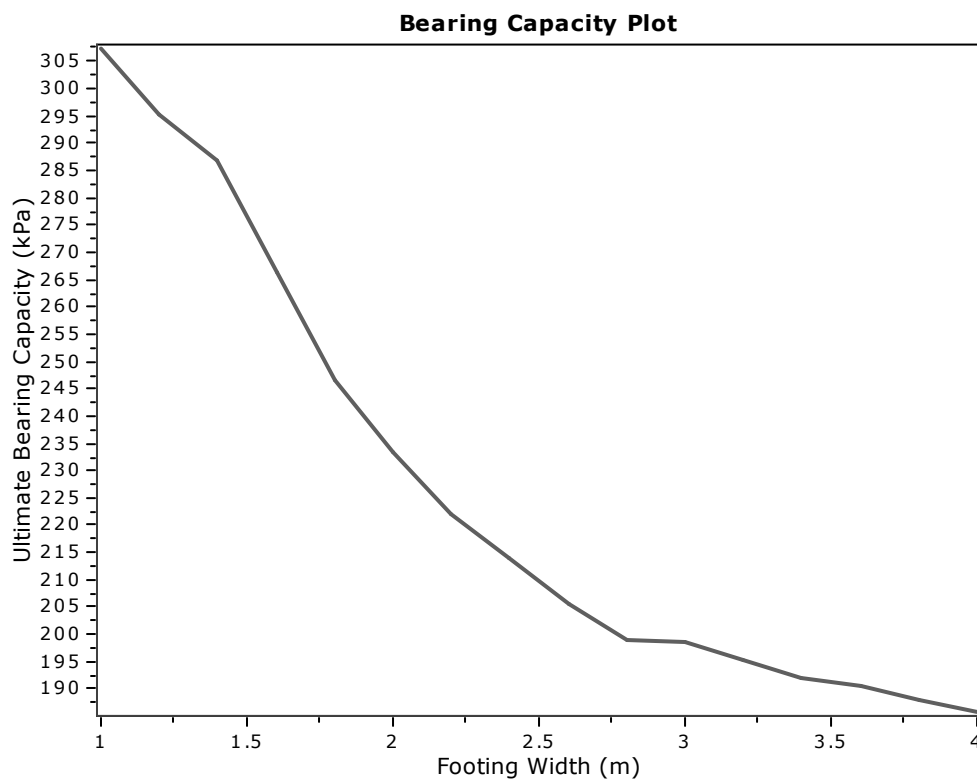


Bearing Capacity calculation is performed based on the formula:

$$Q_{ult} = R_k \times q_t + q_{soil}$$

where:

- R_k : Bearing capacity factor
- q_t : Average corrected cone resistance over calculation depth
- q_{soil} : Pressure applied by soil above footing



:: Tabular results ::

No	B (m)	Start Depth (m)	End Depth (m)	Ave. q_t (MPa)	R_k	Soil Press. (kPa)	Ult. bearing cap. (kPa)
1	1.00	0.50	2.00	1.49	0.20	9.50	307.35
2	1.20	0.50	2.30	1.43	0.20	9.50	295.24
3	1.40	0.50	2.60	1.39	0.20	9.50	286.87
4	1.60	0.50	2.90	1.28	0.20	9.50	266.47
5	1.80	0.50	3.20	1.18	0.20	9.50	246.47
6	2.00	0.50	3.50	1.12	0.20	9.50	233.41
7	2.20	0.50	3.80	1.06	0.20	9.50	222.17
8	2.40	0.50	4.10	1.02	0.20	9.50	213.89
9	2.60	0.50	4.40	0.98	0.20	9.50	205.41
10	2.80	0.50	4.70	0.95	0.20	9.50	199.01
11	3.00	0.50	5.00	0.94	0.20	9.50	198.40
12	3.20	0.50	5.30	0.93	0.20	9.50	195.30
13	3.40	0.50	5.60	0.91	0.20	9.50	192.04
14	3.60	0.50	5.90	0.91	0.20	9.50	190.52
15	3.80	0.50	6.20	0.89	0.20	9.50	187.95
16	4.00	0.50	6.50	0.88	0.20	9.50	185.74

Presented below is a list of formulas used for the estimation of various soil properties. The formulas are presented in SI unit system and assume that all components are expressed in the same units.

:: Unit Weight, g (kN/m³) ::

$$g = g_w \cdot \left(0.27 \cdot \log(R_f) + 0.36 \cdot \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \right)$$

where g_w = water unit weight

:: Permeability, k (m/s) ::

$$I_c < 3.27 \text{ and } I_c > 1.00 \text{ then } k = 10^{0.952-3.04 \cdot I_c}$$

$$I_c \leq 4.00 \text{ and } I_c > 3.27 \text{ then } k = 10^{-4.52-1.37 \cdot I_c}$$

:: N_{SPT} (blows per 30 cm) ::

$$N_{60} = \left(\frac{q_c}{p_a}\right) \cdot \frac{1}{10^{1.1268-0.2817 \cdot I_c}}$$

$$N_{1(60)} = Q_{tn} \cdot \frac{1}{10^{1.1268-0.2817 \cdot I_c}}$$

:: Young's Modulus, E_s (MPa) ::

$$(q_t - \sigma_v) \cdot 0.015 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

(applicable only to $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: Relative Density, Dr (%) ::

$$100 \cdot \sqrt{\frac{Q_{tn}}{k_{DR}}} \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 5, 6, 7 and 8 or } I_c < I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: State Parameter, ψ ::

$$\psi = 0.56 - 0.33 \cdot \log(Q_{tn,cs})$$

:: Drained Friction Angle, ϕ (°) ::

$$\phi = \phi'_{cv} + 15.94 \cdot \log(Q_{tn,cs}) - 26.88$$

(applicable only to SBT_n: 5, 6, 7 and 8 or $I_c < I_{c_cutoff}$)

:: 1-D constrained modulus, M (MPa) ::

If $I_c > 2.20$

$\alpha = 14$ for $Q_{tn} > 14$

$\alpha = Q_{tn}$ for $Q_{tn} \leq 14$

$$M_{CPT} = \alpha \cdot (q_t - \sigma_v)$$

If $I_c \geq 2.20$

$$M_{CPT} = 0.03 \cdot (q_t - \sigma_v) \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Small strain shear Modulus, G_0 (MPa) ::

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0.0188 \cdot 10^{0.55 \cdot I_c + 1.68}$$

:: Shear Wave Velocity, V_s (m/s) ::

$$V_s = \left(\frac{G_0}{\rho}\right)^{0.50}$$

:: Undrained peak shear strength, S_u (kPa) ::

$$N_{kt} = 10.50 + 7 \cdot \log(F_r) \text{ or user defined}$$

$$S_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Remolded undrained shear strength, $S_u(rem)$ (kPa) ::

$$S_{u(rem)} = f_s \quad \text{(applicable only to SBT}_n\text{: 1, 2, 3, 4 and 9 or } I_c > I_{c_cutoff}\text{)}$$

:: Overconsolidation Ratio, OCR ::

$$k_{OCR} = \left[\frac{Q_{tn}^{0.20}}{0.25 \cdot (10.50 + 7 \cdot \log(F_r))} \right]^{1.25} \text{ or user defined}$$

$$OCR = k_{OCR} \cdot Q_{tn}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: In situ Stress Ratio, K_0 ::

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot OCR^{\sin \phi'}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Soil Sensitivity, S_t ::

$$S_t = \frac{N_s}{F_r}$$

(applicable only to SBT_n: 1, 2, 3, 4 and 9 or $I_c > I_{c_cutoff}$)

:: Peak Friction Angle, ϕ' (°) ::

$$\phi' = 29.5^\circ \cdot B_q^{0.121} \cdot (0.256 + 0.336 \cdot B_q + \log Q_t)$$

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

References

- Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 5th Edition, November 2012
- Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)