



EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY
www.engeo.it

Maggio 2026

Comune di Parma
Provincia di Parma

RELAZIONE GEOLOGICA, GEOTECNICA E SISMICA

Progetto di realizzazione del
"Centro Giovani Baganzola"

Committente



Geologi
Dott. Carlo Caleffi
Dott. Francesco Cerutti
Dott. Matteo Baisi

INDICE

1	Premesse.....	3
1.1	Descrizione e ubicazione dell'intervento	3
1.2	Normativa di riferimento	4
1.3	Parametri di progetto	5
2	Inquadramento geologico geomorfologico e idrogeologico	5
2.1	Assetto geologico.....	5
2.2	Stratigrafia dei depositi quaternari	7
2.3	Geomorfologia.....	7
2.4	Idrogeologia.....	8
3	Indagini in sito.....	11
3.1	Indagini geognostiche	12
3.1.1	Prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono	12
3.2	Indagini geofisiche	14
3.2.1	Rilievi Stendimento MASW	14
3.2.2	Rilievi sismici mediante tromografo digitale (HVSr)	17
4	Litostratimetria dei terreni di fondazione	18
5	Sismicità	19
5.1	Caratteristiche sismotettoniche	19
5.2	Sismicità del territorio	25
5.3	Classificazione sismica	29
5.4	Categoria di sottosuolo	32
5.5	Coefficienti sismici di progetto.....	33
5.6	Microzonazione sismica.....	34
5.7	Disaggregazione e magnitudo	35
5.8	Vulnerabilità sismica dell'opera in progetto	37
6	Rischio di liquefazione	38
6.1	Analisi dei risultati	40
7	Geotecnica	41
7.1	Elaborazione dei risultati delle indagini in situ.....	41
7.1.1	Depositi coesivi	42
7.2	Modello Geotecnico	43
7.2.1	Sintesi dei risultati ottenuti	44



SISTEMA DI GESTIONE QUALITÀ
CERTIFICATO N° 1315Q

SISTEMA DI GESTIONE AMBIENTALE
CERTIFICATO N° 1315A



1 PREMESSE

La presente relazione geologica, geotecnica e sismica, redatta per conto di Parma Infrastrutture S.p.A., è a supporto del progetto di realizzazione del “Centro Giovani Baganzola”. L’area oggetto di studio è situata a Baganzola, frazione di Parma, nel parco dell’ex stabilimento Salvarani.

Lo studio è stato effettuato nel rispetto della normativa vigente, richiamata nel successivo paragrafo 1.2, e, in particolare del D.M. 17/01/2018, Testo Unico - Norme Tecniche per le Costruzioni.

In ottemperanza alla normativa sopracitata, lo studio è stato articolato in una serie di valutazioni tematiche, relative agli aspetti geologici, geotecnici, morfologici, idrogeologici e sismici del territorio in esame, effettuate sulla base della documentazione biblio-cartografica esistente, di rilievi di campagna e di indagini in sito.

Per verificare le caratteristiche litostratigrafiche e geotecniche dei terreni presenti nell’area in esame si è fatto riferimento, oltre ai dati pregressi, ai risultati di 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono.

Per la determinazione della velocità delle onde sismiche nei terreni è stata, inoltre, effettuata una prova MASW, mentre, per la determinazione della frequenza caratteristica del terreno è stata eseguita un’indagine geofisica mediante tomografo digitale.

Tutte le indagini sono state eseguite dalla Beduschi Geotecnica di San Daniele Po (CR).

A corredo della presente relazione sono stati prodotti i seguenti elaborati:

- TAV. 1– INQUADRAMENTO GEOGRAFICO - SCALA 1:10.000
- TAV. 2 - CARTA GEOLITOLOGICO-MORFOLOGICA – SCALA 1:10.000
- TAV. 3 - CARTA IDROGEOLOGICA E DELLA VULNERABILITÀ – SCALA 1:10.000
- TAV. 4 – PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI – SCALA 1:500
- TAV. 5 – SEZIONE LITOSTRATIMETRICA – SCALA 1:250
- TAV. 6 – MODELLO GEOTECNICO – SCALA 1:250

mentre, i risultati delle prove si trovano nei seguenti allegati:

ALL. 1 – INDAGINI GEOGNOSTICHE

ALL. 2 – VERIFICHE LIQUEFAZIONE

1.1 Descrizione e ubicazione dell’intervento

L’intervento prevede la realizzazione di un nuovo fabbricato ad un piano con una dimensione in pianta di circa 160 m² (Fig. 1).

Il sito oggetto dell’intervento si trova all’interno del centro abitato di Baganzola.

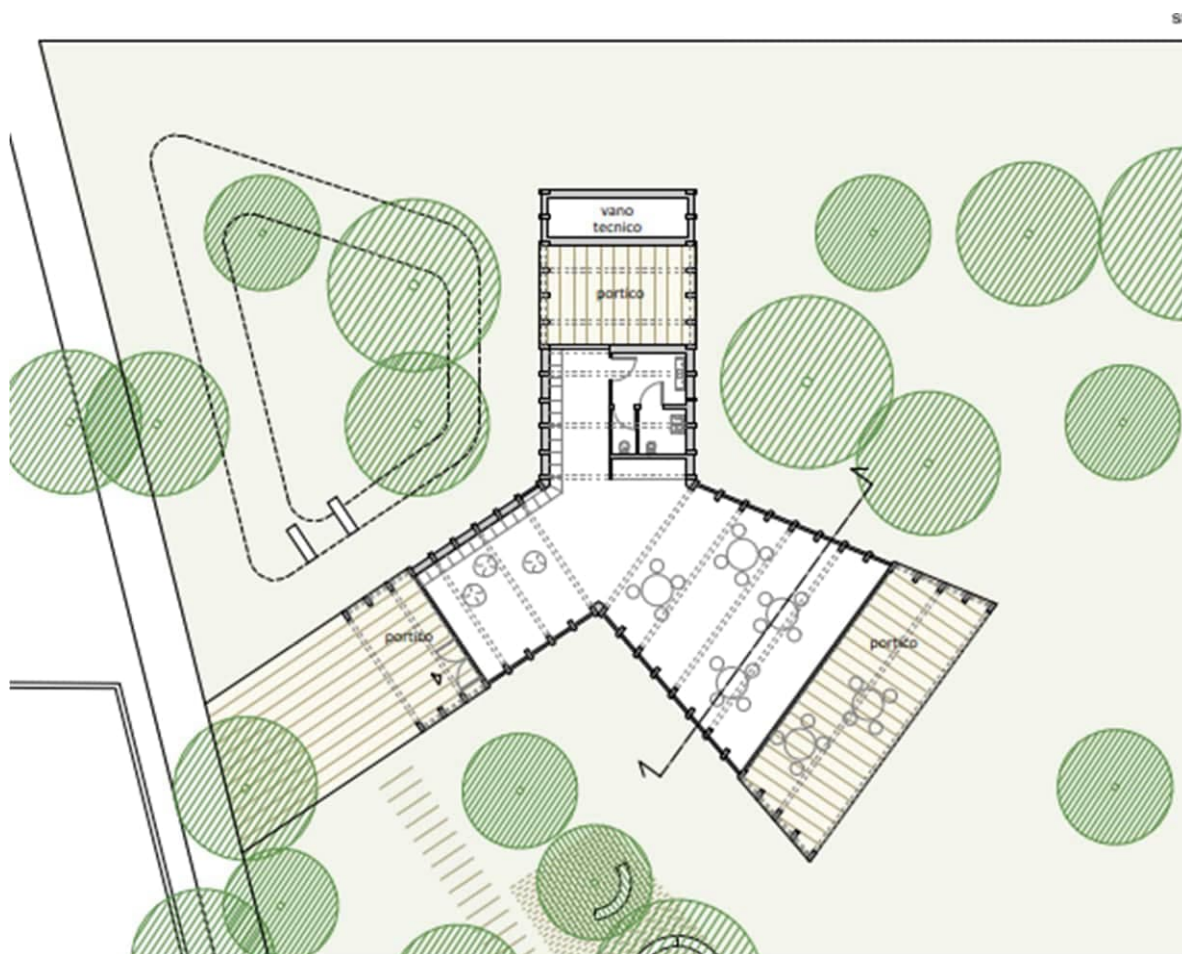


FIG. 1 – PLANIMETRIA DELL'INTERVENTO

1.2 Normativa di riferimento

- Circolare 21-1-2019 n° 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell' "Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al DM 17/1/2018;
- Decreto ministeriale 17-01-2018 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Decreto ministeriale 14-01-2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008, Circolare 2 febbraio 2009;
- Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Pericolosità sismica e Criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale. Allegato al voto n° 36 del 27/07/2007;
- Eurocodice 8 (1998) – Indicazioni progettuali per la resistenza fisica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici (UNI-EN 1998-5:2005);
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole Generali – UNI-EN 1997-1:2013;
- Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo UNI EN 1997-2:2007;
- O.P.C.M. n° 3274 (2003) - "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica";

- L.R. n. 19 del 30/10/2008 "Norme per la riduzione del rischio sismico";
- D.G.R 23 luglio 2018 n.1164 "Aggiornamento della classificazione sismica di prima applicazione dei Comuni dell'Emilia-Romagna";
- Ordinanza P.C.M n° 24 del 12 maggio 2017 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016 – Allegato 1 -Criteri generali per l'utilizzo dei risultati degli studi di Microzonazione Sismica di livello 3 per la ricostruzione nei territori colpiti dagli eventi sismici a far data dal 24 agosto 2016;
- Ordinanza P.C.M n° 55 del 24 aprile 2018 del Commissario del Governo per la ricostruzione nei territori interessati dal sisma del 24 agosto 2016.

1.3 Parametri di progetto

Coerentemente con quanto disposto nelle NTC 2018 (Cap. 2.4), in accordo con i progettisti, sono stati definiti i seguenti parametri di progetto:

- VITA NOMINALE: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali" (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018);
- PERIODO DI RIFERIMENTO PER L'AZIONE SISMICA: Considerata la classe d'uso II, il coefficiente d'uso risulta $C_u = 1.00$ (cfr. Tab. 2.4.II delle N.T.C. 01/2018), e di conseguenza la Vita di riferimento del fabbricato è $V_R = V_N \cdot C_u = 50$ anni.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO GEOMORFOLOGICO E IDROGEOLOGICO

2.1 Assetto geologico

L'area in esame, come l'intero Comune di Parma, ricade nella pianura parmense, la quale, a sua volta, è compresa nella pianura emiliano-romagnola che costituisce il settore meridionale della pianura padana, la più grande pianura alluvionale d'Italia, formata dai depositi del fiume Po e dei suoi affluenti.

Essa ha cominciato a formarsi nel Pleistocene medio, circa 500.000 anni fa, quando, a seguito del sollevamento in atto, il mare si è spostato dal margine appenninico, via via sempre più verso est, sino alla sua attuale posizione.

Il sottosuolo è contraddistinto da un forte accumulo di sedimenti alluvionali quaternari che appoggiano, con discontinuità a discordanza semplice, sul substrato di sedimenti marini del pliocene superiore e del pleistocene inferiore.

L'assetto di tale corpo sedimentario è il risultato dell'evoluzione deposizionale dei corsi d'acqua, legata sia alle variazioni climatiche pleistoceniche sia ai recenti movimenti tettonici della zona di margine, vale a dire di quella fascia interposta tra la Pianura s.l. in abbassamento e l'Appennino in sollevamento.

E' possibile riconoscere nella Pianura dell'Emilia-Romagna alcuni ambienti deposizionali: le conoidi alluvionali sono tipiche della zona pedeappenninica, ad esse fa seguito la piana alluvionale, che passa verso costa alla piana deltizia del fiume Po ed alla piana costiera.

I sedimenti di questi ambienti deposizionali sono costituiti da prevalentemente: ghiaie nelle conoidi alluvionali; sabbie, limi ed argille nella piana alluvionale; sabbie nella piana deltizia e costiera.

Nel sottosuolo i depositi della pianura costituiscono un cuneo che si allarga velocemente procedendo dal margine appenninico verso nord; lo spessore massimo di questi depositi arriva ad oltre 600 metri.

L'assetto geostrutturale delle formazioni prequaternarie è caratterizzato da una successione plicativa ad anticlinali e sinclinali spesso fagliate e sovrascorse, con assi a vergenze appenniniche (cfr. Fig. 2).

In tale schema la pianura parmense è compresa nell'arco delle pieghe emiliane caratterizzate da due distinti fasci di *thrust*: il primo, più meridionale, detto fronte di accavallamento pedeappenninico (P.T.F.), definisce il limite della catena appenninica affiorante; il secondo, detto fronte di accavallamento esterno (E.T.F), definisce il limite dell'Appennino sepolto, rappresentato, nell'area in questione, dalle strutture anticlinali di Busseto e di Brè, che proseguono verso SE nelle strutture di Collecchio e Parma.

Queste strutture risultano tagliate trasversalmente dalle linee tettoniche del Taro e dello Stirone che determinano un inarcamento (in pianta) della linea dei *thrust*.

L'andamento strutturale dell'Appennino sepolto può essere interpretato come effetto di una compressione e di un raccorciamento crostale che, secondo i moderni schemi geodinamici, risulta legato ad un doppio fenomeno di subduzione e/o ispessimento della crosta. In tale quadro d'insieme si giustifica lo sviluppo della rete idrografica maggiore che risulta conforme ai principali assi di sinclinali sepolte.

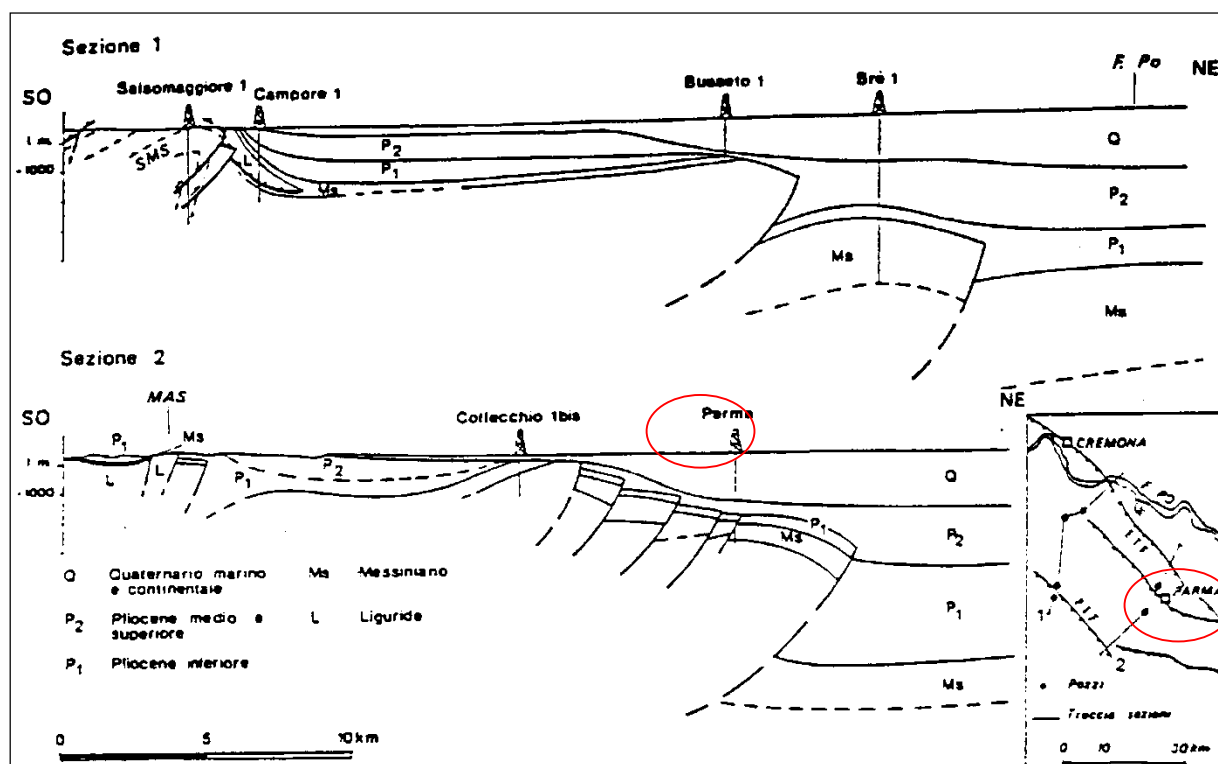


FIG. 2 - SEZIONI GEOLOGICHE DAL FRONTE DI ACCAVALLAMENTO PEDEAPPENNINICO (PTF) AL FRONTE DI ACCAVALLAMENTO ESTERNO (ETF) (DA BERNINI E PAPANI, 1987)

2.2 Stratigrafia dei depositi quaternari

I depositi, nel territorio in esame sono contraddistinti da una potente successione terrigena del quaternario.

A scala padana la successione quaternaria ha un forte carattere regressivo con sabbie e peliti torbiditiche alla base, seguite da un prisma sedimentario fluvio-deltizio, progradante, ricoperto al tetto da depositi continentali.

In conformità con quanto assunto dal Servizio Geologico e cartografico della Regione Emilia-Romagna, le unità stratigrafiche definite ed utilizzate nel presente studio rientrano nella classe delle Sequenze Deposizionali *sensu Mitchum et Al. (1977)*.

Dal punto di vista gerarchico si distinguono due Sequenze Principali (Supersintemi secondo la terminologia delle U.B.S.U.) denominate come segue:

- Supersistema del Quaternario Marino, costituito da terreni paralici e marini depositi tra il Pliocene superiore e il Pleistocene inferiore.
- Supersistema Emiliano-Romagnolo, costituito da depositi di ambiente continentale depositi a partire da 800.000 anni BP.

Nel complesso i depositi affioranti nel territorio comunale di Parma sono relativi al Supersistema Emiliano-Romagnolo.

Nell'intorno d'interesse del presente studio, di tale unità affiora unicamente una sottounità definita in letteratura geologica come Subsistema di Ravenna.

L'unità di Ravenna (di età compresa tra Pleistocene superiore e Olocene) è generalmente costituita da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi.

Lo spessore massimo raggiunto dall'unità è inferiore a 20 m mentre il profilo di alterazione varia da qualche decina di cm fino ad 1 m. Il tetto è rappresentato dalla superficie deposizionale, per gran parte relitta, corrispondente al piano topografico, mentre il contatto di base è discordante sulle unità più antiche.

Su base morfologica, archeologica e pedostratigrafica, all'interno del Subsistema di Ravenna, vengono distinte due unità di rango gerarchico inferiore: l'unità di Modena e l'unità Idice.

In particolare, dall'esame della Carta geolitologico-morfologica di Tav. 2, l'edificio oggetto di studio ricade all'interno dell'unità di Modena; tale unità è costituita da una successione sedimentaria la cui deposizione è inquadrabile nell'ambito degli eventi alluvionali che hanno caratterizzato gli ultimi 1.500 anni di storia evolutiva.

Trattasi di depositi di argine naturale con primo sottosuolo a tessitura prevalentemente limo-argillosa e limo-sabbiosa; in subordine sabbie fini, ai quali si intercalano livelli generalmente decimetrici di sabbie medio e/o grossolane.

2.3 Geomorfologia

L'area in esame è ubicata circa 4 km a nord della città di Parma in una porzione di pianura alluvionale, settore di territorio in cui gli eventi morfogenetici sono riconducibili essenzialmente all'attività tettonica e alla dinamica fluviale manifestatasi nel periodo pleistocenico ed olocenico. Nel periodo storico si è sovrapposta anche l'attività antropica mirata alla stabilizzazione e alla modellazione delle superfici del suolo compatibilmente alle esigenze economiche, produttive ed insediative.

Le interazioni tra i vari fattori dinamici hanno condizionato un paesaggio relativamente omogeneo, contraddistinto da superfici pressoché piane debolmente degradanti verso nord/nord-ovest con gradiente topografico molto basso, dell'ordine dello 0,5%.

Proprio la riduzione della pendenza del piano campagna, rispetto al settore di territorio posto appena più a sud, segna il passaggio morfologico tra l'alta e la bassa pianura all'interno della quale ricade l'area di studio.

I corsi d'acqua rimangono le uniche zone che mantengono ancora, nonostante i massicci interventi di regimazione (arginature, pennelli, traverse, ecc.), un alto grado di naturalità con frequenti emergenze morfologiche.

Al contrario le aree esterne alle golene esprimono il congelamento di una situazione originatasi antecedentemente alla limitazione degli alvei fluviali entro percorsi prefissati, in cui le opere di bonifica agraria, infrastrutturazione ed insediamento hanno conferito al rilievo un assetto costante ed uniforme livellando tutte le asperità del terreno.

Si può affermare che, in zona, non sono presenti forme di particolare pregio né sussistono problematiche di dissesto morfologico.

Le quote del piano campagna all'interno della zona in esame variano all'incirca tra i 41,0 e i 42,0 m s.l.m.

2.4 Idrogeologia

Le caratteristiche degli acquiferi del territorio in esame vanno inquadrare nel modello evolutivo tridimensionale, sia idrogeologico che stratigrafico, dell'intera Pianura Padana emiliano-romagnola.

Secondo i più recenti studi (cfr. Regione Emilia-Romagna, Eni-Agip, 1998) si distinguono, sia in superficie che nel sottosuolo, 3 Unità Idrostratigrafiche di rango superiore, denominate Gruppi Acquiferi (cfr. Fig. 3). Esse affiorano sul margine meridionale del Bacino Idrogeologico della Pianura per poi immergersi verso nord al di sotto dei sedimenti depositati dal fiume Po e dai suoi affluenti negli ultimi 20.000 anni, contenenti acquiferi di scarsa estensione e potenzialità (Acquifero Superficiale).

Ciascun Gruppo Acquifero risulta idraulicamente separato, almeno per gran parte della sua estensione, da quelli sovrastanti e sottostanti, grazie a livelli argillosi di spessore plurimetrico sviluppati a scala regionale.

Al suo interno ogni Gruppo è composto da serbatoi acquiferi sovrapposti e giustapposti, parzialmente o totalmente isolati tra loro, suddivisi, in senso orizzontale, in Complessi Acquiferi, da barriere di permeabilità costituite da corpi geologici decametrici, a prevalente granulometria fine.

Secondo l'attuale quadro delle conoscenze, i serbatoi acquiferi della Pianura Padana Parmense si sono formati, a partire da circa 1 milione di anni fa, dapprima all'interno di un sistema deposizionale di delta-conoide attribuibile ad un Paleo-Fiume Taro (Gruppo Acquifero C3), e poi, nel Pleistocene Medio e Superiore, all'interno delle Piane e delle Conoidi Alluvionali dei fiumi Po, Taro, Parma, Enza, Baganza e Stirone, elencati in ordine di importanza per dimensione dei serbatoi (Gruppi Acquiferi B e A).

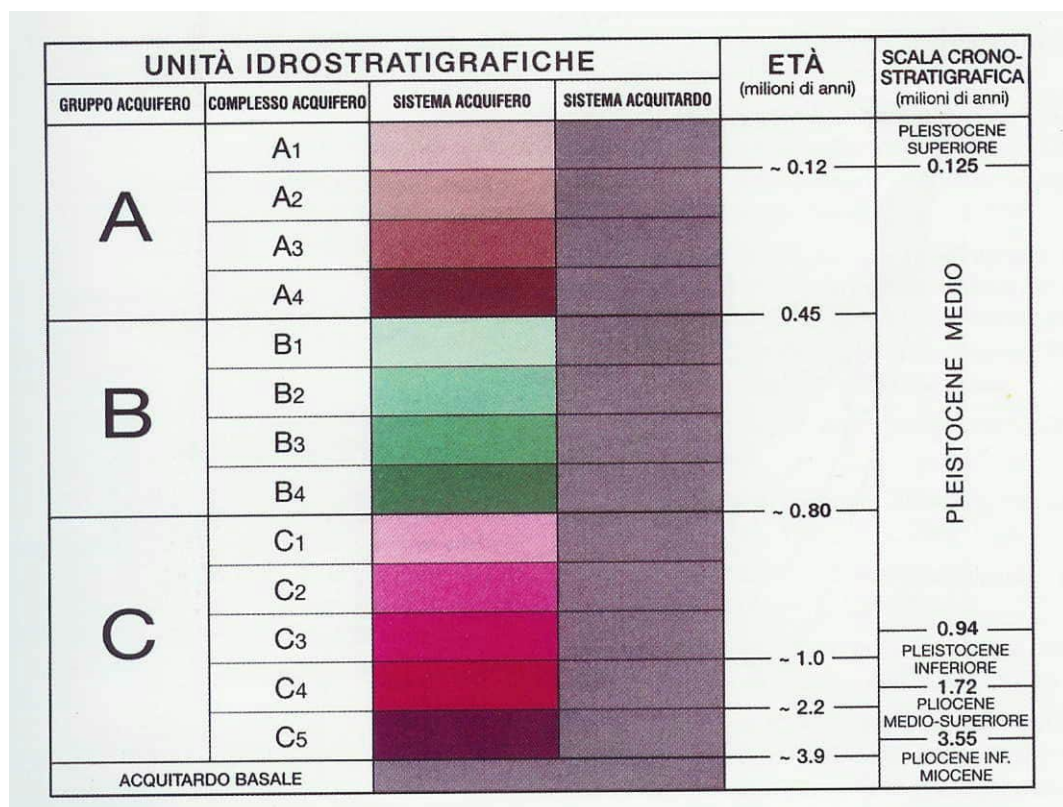


FIG. 3 – SCHEMA IDROSTRATIGRAFICO DELLA PIANURA EMILIANO-ROMAGNOLA (DA REGIONE EMILIA-ROMAGNA, ENI-AGIP, 1998)

La ricostruzione geometrica dei corpi acquiferi ha consentito di distinguere nella Pianura Parmense tre aree di ricarica diretta:

- un'area pedecollinare, relativamente ristretta, di ricarica dell'intero serbatoio acquifero ed in particolare del Gruppo Acquifero C;
- un'area intermedia, corrispondente all'incirca all'alta pianura dove avviene la ricarica degli acquiferi superficiali e dell'acquifero cosiddetto "principale" (Gruppi di Acquiferi A-B), attualmente sfruttato ad uso idropotabile;
- un'area più settentrionale di possibile alimentazione dei soli acquiferi più superficiali (Unità geologica Vignola e lenti acquifere sospese).

La zona in esame ricade in quest'ultima area.

Inoltre, secondo quanto indicato nell'elaborato SA5-04 "Idrogeologia", del Quadro Conoscitivo del P.S.C. del Comune di Parma, l'area ricade a cavallo di due differenti zone:

- *Zona di protezione parziale degli Acquiferi principali* (cfr.Fig. 4); tale che:
 - o I tre sistemi acquiferi del Complesso Superficiale A0 sono intercalati da almeno un livello di elevato spessore, composto da sedimenti fini, poco permeabili, ma estensione areale limitata. Gli Acquiferi profondi dei Gruppi A e B, sono protetti da un Sistema Acquitardo Regionale. Un inquinante sversato in superficie potrebbe permeare nei Complessi Acquiferi del Complesso A0, senza raggiungere i Complessi Acquiferi Principali del Gruppo A e B sfruttati ai fini acquedottistici.

- Zona di protezione totale degli Acquiferi principali (cfr. Fig. 5); tale che:
 - o Il Complesso Superficiale A0 è composto da sedimenti fini, poco permeabili, che nel loro insieme costituiscono una barriera di permeabilità regionale, che protegge gli Acquiferi profondi dei Gruppi A e B da eventuali inquinanti sversati in superficie.

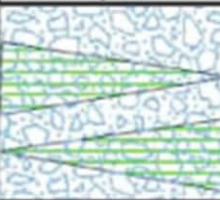
Zona di protezione parziale degli Acquiferi principali	Gruppo Acquifero	Acquiferi		Stratigrafia tipo
	A	Sistemi acquiferi di A0 (complesso superficiale)	A01 A02 A03	
		A1, A2, A3, A4 Acquiferi principali		
	B	B1, B2, B3, B4 Acquiferi principali		

FIG. 4 – STRATIGRAFIA TIPO DELLA ZONA DI PROTEZIONE PARZIALE DEGLI ACQUIFERI PRINCIPALI (DA ELABORATO SA5-04 "IDROGEOLOGIA", DEL QUADRO CONOSCITIVO DEL P.S.C. DEL COMUNE DI PARMA)

Zona con protezione totale degli Acquiferi principali	Gruppo Acquifero	Acquiferi		Stratigrafia tipo
	A	Sistemi acquiferi di A0 (complesso superficiale)	A01 A02 A03	
		A1, A2, A3, A4 Acquiferi principali		
	B	B1, B2, B3, B4 Acquiferi principali		

FIG. 5 – STRATIGRAFIA TIPO DELLA ZONA DI PROTEZIONE TOTALE DEGLI ACQUIFERI PRINCIPALI (DA ELABORATO SA5-04 "IDROGEOLOGIA", DEL QUADRO CONOSCITIVO DEL P.S.C. DEL COMUNE DI PARMA)

La valutazione della vulnerabilità degli acquiferi all'inquinamento condotta a scala comunale costituisce un approfondimento delle analisi e degli studi condotti dai servizi Ambiente e Difesa del Suolo e Agricoltura della Provincia di Parma, le cui risultanze sono state rappresentate nella Nuova Carta della Vulnerabilità del parmense (Alifracco et alii, 2001).

Da tale Carta deriva quella degli "Indirizzi per la tutela delle acque" a cui fanno riferimento le Norme Tecniche del P.T.C.P. – Allegato 4: Approfondimento in materia di tutela delle acque (Variante approvata il 22 Dicembre 2008 con Delibera di Consiglio Provinciale n°118), che colloca tutta l'area in esame in zona poco vulnerabile. Ciò in accordo anche con la Tavola 15 del Piano Provinciale di Tutela delle Acque, "Le aree di salvaguardia per la tutela delle acque potabili ed emergenze naturali", in cui si osserva che essa non ricade in alcuna zona di tutela o protezione dei vari settori.

Inoltre, nello stesso elaborato grafico, si è verificato che l'area oggetto di studio non ricade in alcuna zona di salvaguardia da pozzi idropotabili.

Le caratteristiche idrodinamiche del territorio in esame sono state rappresentate, alla scala 1:10.000, nella Carta idrogeologica di Tav. 3.

In tale elaborato, innanzitutto, è stato raffigurato l'assetto della prima falda, mediante rappresentazione di curve isopieze ad ugual livello statico, riprese dall'elaborato SA5-04 "Idrogeologia" del Quadro Conoscitivo del P.S.C. del Comune di Parma.

Dall'osservazione della tavola, si evidenzia che la soggiacenza della falda, in corrispondenza dell'area d'intervento, è ridotta: pari a 3 m dall'attuale piano campagna.

Le misure rilevate durante il periodo di esecuzione della campagna geognostica, Aprile 2026, confrontate con quelle rappresentate nella Carta idrogeologica di Tav. 3, confermano tali valori: la soggiacenza rilevata corrisponde, infatti, a valori prossimi ai 2.5-3.5 m dall'attuale piano campagna.

L'andamento delle isopieze risulta in sostanziale accordo con le caratteristiche generali dell'unità idrogeologica: la direzione del flusso idrico sotterraneo, sempre ortogonale all'andamento delle isopieze, presenta direzione prevalentemente verso nord.

Il gradiente idraulico si mantiene generalmente su valori medi dell'ordine dello 0.2%.

Osservazioni di serie storiche mostrano che la falda presenta un regime piezometrico di tipo unimodale, caratterizzato, normalmente, da un massimo primaverile e un minimo autunnale.

3 INDAGINI IN SITO

Come indicato nelle premesse, per determinare le caratteristiche litostratimetriche, geotecniche e sismiche dei terreni d'impasto, si sono utilizzati i dati della campagna geognostica effettuata dall'impresa Beduschi Geotecnica di San Daniele Po (CR) nell'aprile '26 e descritti nei paragrafi seguenti.

L'ubicazione delle indagini è riportata nella planimetria di Tav. 4 (Scala 1:500).

La campagna geognostica ha previsto l'esecuzione di n. 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono (CPTU), n. 1 indagine geofisica di tipo MASW e n. 1 misura di microtremore a stazione singola (HVSr). I risultati di tali prove sono riportati in All. 1.

3.1 Indagini geognostiche

3.1.1 Prove penetrometriche con punta elettrica e piezocono

Nel corso della campagna geognostica sono state eseguite n. 3 prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono, utilizzando un penetrometro Pagani TG 63/200 da 200 kN di spinta massima.

Questo tipo di prova consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta elettrica dotata di piezocono, di dimensioni e caratteristiche standardizzate, infissa nel terreno a velocità costante ($V = 2 \text{ cm/s} \pm 0.5 \text{ cm/s}$). La penetrazione avviene attraverso un dispositivo di spinta, che agisce su una batteria di aste (aste cave con il cavo di trasmissione dati all'interno), alla cui estremità inferiore è collegata la punta con piezocono.

Lo sforzo necessario per l'infissione viene determinato a mezzo di un opportuno sistema di misura estensimetrico collegato alla punta ed al manicotto dell'attrito laterale, e da un trasduttore di pressione per la misura della pressione interstiziale dei pori, cioè il carico idraulico istantaneo presente nell'intorno della punta, attraverso un setto poroso opportunamente saturato e disareato.

Il limite di queste prove, che danno risultati più raffinati rispetto sia a quelle statiche con punta meccanica che a quelle dinamiche, è che non riescono ad attraversare gli orizzonti ghiaiosi.

I dati della resistenza alla punta e al manicotto laterale, della pressione dei pori e dell'inclinazione della punta vengono registrate su supporti magnetici e successivamente elaborati. Tali parametri sono stati rilevati a intervalli regolari di 1 cm.

Le dimensioni della punta/manicotto sono standardizzate, e precisamente:

- diametro di base del cono $\phi = 35.8 \text{ mm}$
- area della punta conica $A_p = 10 \text{ cm}^2$
- angolo apertura del cono $B = 60^\circ$

Nei certificati delle prove, sono riportati vari grafici, risultato dall'elaborazione dei dati registrati durante l'infissione dello strumento, dei seguenti parametri:

- q_c (MPa) = resistenza alla punta (conica);
- f_s (kPa) = resistenza laterale (manicotto);
- U (kPa) = pressione dei pori (setto poroso);

oltre ai relativi grafici e a quello del rapporto $Fr = f_s/q_c$ espresso in percentuale.

In Fig. 6 sono rappresentati i grafici che rappresentano le variazioni della resistenza alla punta (R_p) in funzione della profondità.

Per i risultati completi si rimanda a All. 1

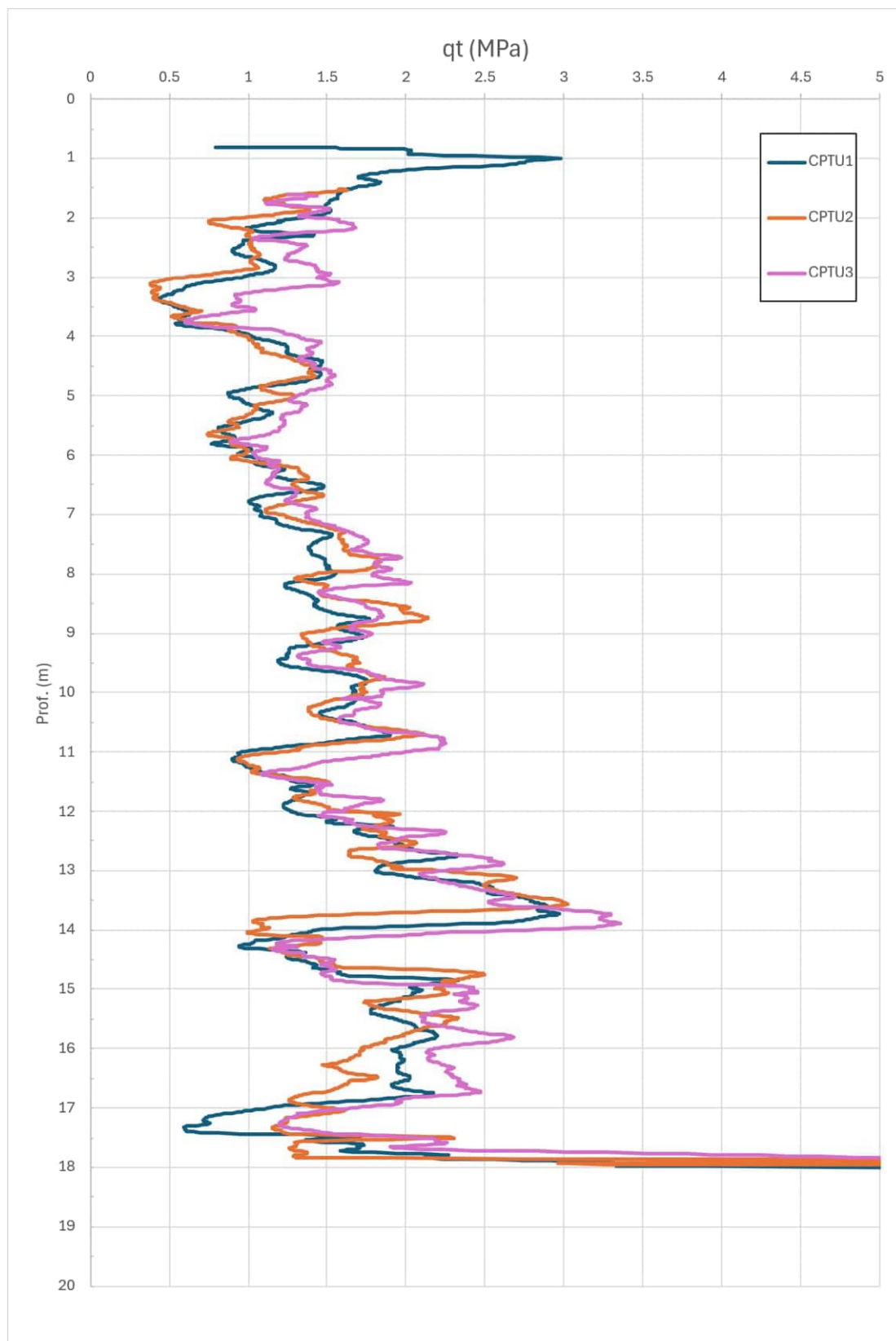


FIG. 6 – RAPPRESENTAZIONE GRAFICA DELLA RESISTENZA ALLA PUNTA (Q_C) IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ

3.2 Indagini geofisiche

3.2.1 Rilievi Stendimento MASW

Ai fini della caratterizzazione sismica dei suoli di fondazione interessati dalla nuova costruzione ed in ottemperanza alle indicazioni contenute nel testo unitario "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17-01-2018) è stata condotta n. 1 indagine geofisica di tipo MASW la cui ubicazione è riportata in Tav. 4, mentre i risultati completi sono riportati in All. 1.

La tecnica MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) è una tecnica di prospezione sismica che, attraverso la registrazione della propagazione delle onde di superficie (*Rayleigh*), permette di risalire alla velocità di propagazione delle onde di taglio S nel sottosuolo, portando quindi a determinare anche il parametro $V_{s,30}$ (velocità media delle onde S nei primi 30 m).

In un mezzo stratificato le onde di superficie (*Rayleigh*) danno vita al fenomeno della dispersione, cioè lunghezze d'onda diverse si propagano con diverse velocità di fase e gruppo: le componenti ad alta frequenza (con piccola lunghezza d'onda) "sentono" solamente gli strati più superficiali del suolo, mentre le componenti a più bassa frequenza "sentono" anche gli strati più profondi consentendo quindi di determinarne le caratteristiche.

Il metodo si sviluppa attraverso la determinazione delle proprietà dispersive del mezzo, individuabili dall'analisi dello spettro di velocità dei dati. Il range di frequenza si sviluppa comunemente tra i 5 Hz e i 60 Hz, fornendo informazioni sino a profondità di circa 30 m a seconda della rigidità del suolo: la profondità massima di penetrazione è determinata dalla relazione fra velocità di propagazione dell'onda e più bassa frequenza identificabile.

Questa tipologia di prospezione viene realizzata mediante uno stendimento sismico costituito da 12/24 o più geofoni allineati con distanza intergeofonica variabile tipicamente fra 1 e 5 m (la lunghezza dello stendimento incide sulla focalizzazione del segnale nello spettro di velocità) che registrano le onde sismiche generate in corrispondenza di un punto di energizzazione effettuata tipicamente ad una distanza compresa fra 2 e 20 m dal primo geofono.

L'acquisizione delle onde di *Rayleigh* può essere fatta mediante geofoni verticali (come nel nostro caso), oppure mediante geofoni orizzontali con asse posto parallelo (radiale) allo stendimento (in entrambi i casi si utilizza una sorgente verticale - piastra-martello).

Le indagini sono state realizzate con un sismografo a 24 canali, utilizzando geofoni verticali con frequenza caratteristica di 4.5 Hz posizionati a 2.0 m l'uno dall'altro; come sorgente è stata utilizzata una mazza da 10 kg battente su piastra in alluminio, l'energizzazione è stata eseguita 3 volte e i segnali acquisiti sono stati sommati (stacking del segnale) al fine di amplificare il segnale.

L'analisi dei dati acquisiti mediante le prove MASW avviene attraverso le seguenti fasi:

1. Calcolo dello spettro di velocità;
2. Individuazione del modo fondamentale e degli eventuali superiori;
3. *Picking* della curva di dispersione, cioè selezione dei punti che si ritengono appartenere a un determinato modo;
4. Inversione della curva di dispersione e conseguente individuazione del profilo di velocità V_s .

Nella Fig. 7 si riporta, a titolo esemplificativo lo spettro di velocità dell'indagine MASW realizzata con sovrapposto il *picking* del modo fondamentale.

Durante il processo d'inversione il codice di calcolo genera iterativamente modelli la cui curva di dispersione si avvicina sempre più al *picking* eseguito; il numero d'iterazioni che il programma esegue è definito dall'utente.

L'accuratezza del modello ottenuto viene definita da due parametri che il software fornisce a fine elaborazione: il *fattore di disadattamento della soluzione (misfit)* e la *percentuale d'errore*, entrambi sono espressione di quanto la curva di dispersione sintetica si avvicina a quella sperimentale.

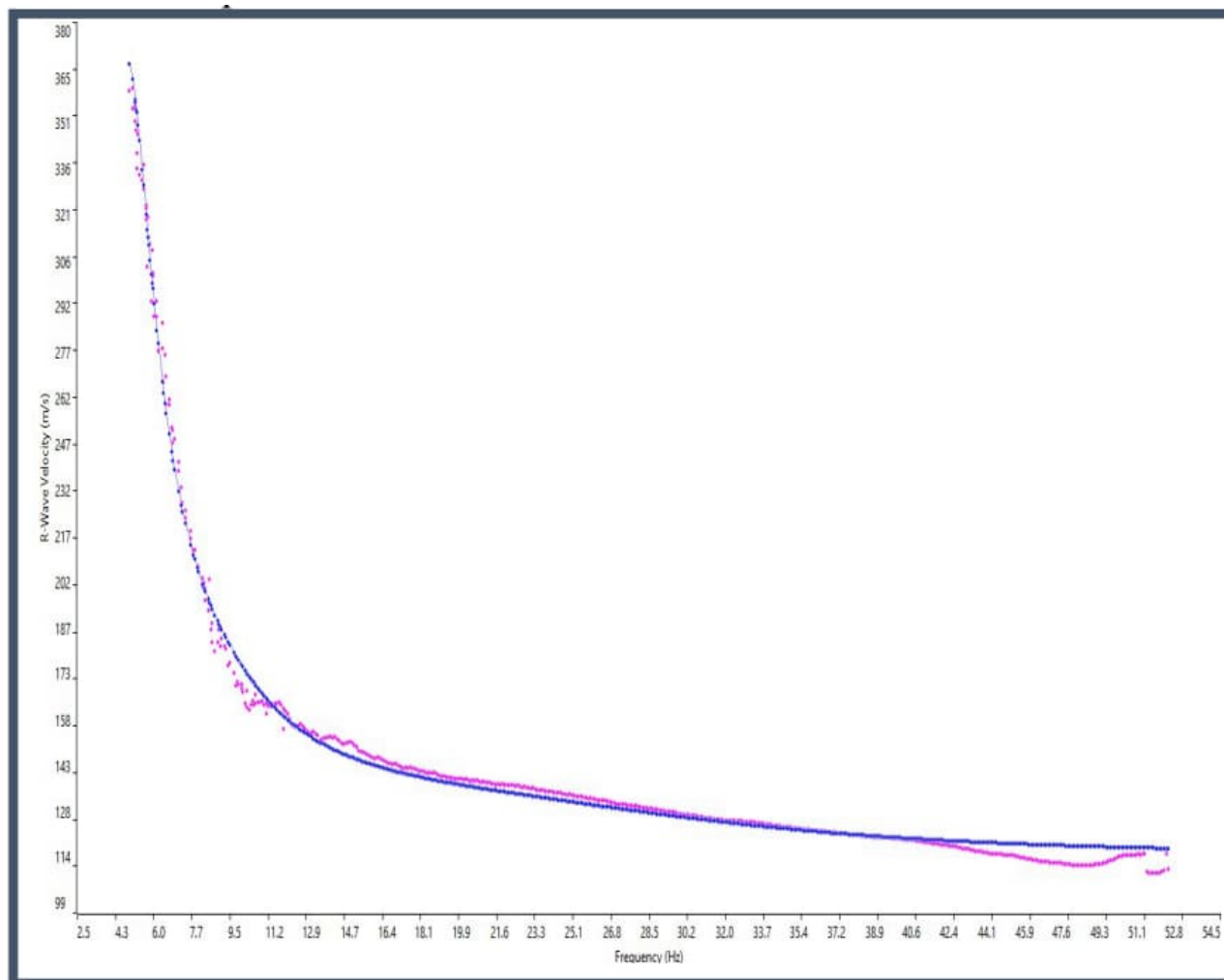


FIG. 7 – MODELLO SINTETICO SU SPETTRO ONDE DI RAYLEIGH

Dalla prova MASW si ottiene il profilo della velocità media delle onde di taglio V_s per i diversi sismostrati presenti. Nella seguente Fig. 8 viene riportato a titolo esemplificativo il modello sismostratigrafico della prova sismica MASW.

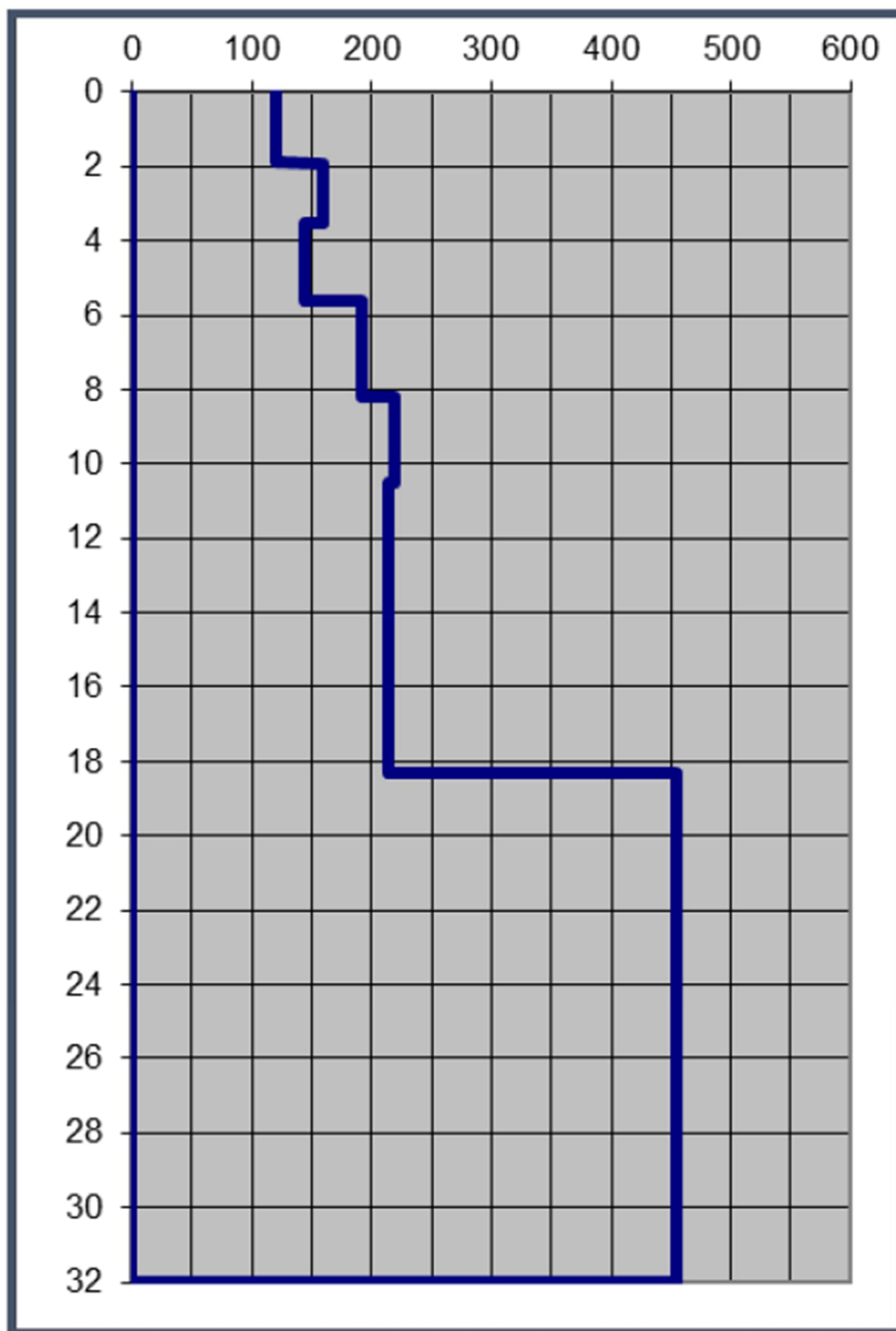


FIG. 8 – SISMOSTRATIGRAFIA DELLA PROVA MASW

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio nei primi 30 m di profondità è definita come:

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

Dall'elaborazione dell'indagine MASW eseguita è risultato un valore di $V_{S,30}$ pari a **238 m/s**.

3.2.2 Rilievi sismici mediante tromografo digitale (HVSr)

Per la misura della frequenza caratteristica del sito in ottemperanza alle indicazioni contenute nel testo unitario "Norme Tecniche per le Costruzioni" (D.M. 17-01-2018) è stata condotta un'indagine geofisica tramite la tecnica sismica passiva (tecnica dei rapporti spettrali) o HVSr (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) sulla base dei segnali registrati mediante un tromografo digitale. Di seguito si riporteranno i dati ottenuti dall'elaborazione della prova HVSr, per il cui report completo si rimanda all'All. 1, mentre l'ubicazione è riportata in Tav. 4.

La prova è stata condotta utilizzando un sismometro a stazione singola (tromografo digitale) in grado di registrare i microtremori lungo le due direzioni orizzontali (X, Y) e lungo quella verticale (Z), di un ampio intervallo di frequenze (0.1-512 Hz) e per una durata sufficientemente lunga (mediamente 20 minuti). Il moto indotto nel terreno è stato misurato dallo strumento in termini di velocità attraverso tre velocimetri, uno per ogni direzione di misura (X, Y e Z).

La misura registrata è stata poi elaborata e restituita graficamente in forma di spettri H/V (rapporto H/V in funzione della frequenza, cfr. Fig. 9) e spettri delle singole componenti (componente del moto in funzione della frequenza per ognuna delle tre direzioni cfr, Fig. 10).

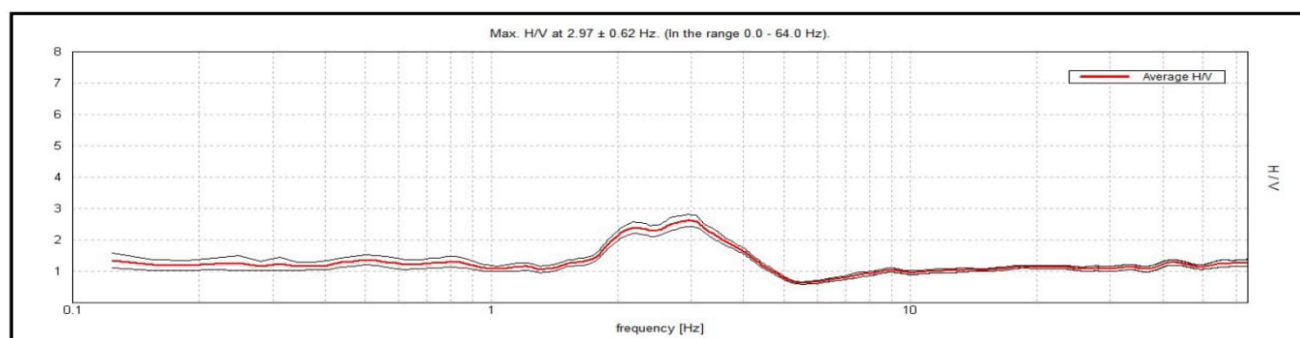


FIG. 9 - RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE DELLA PROVA HVSr

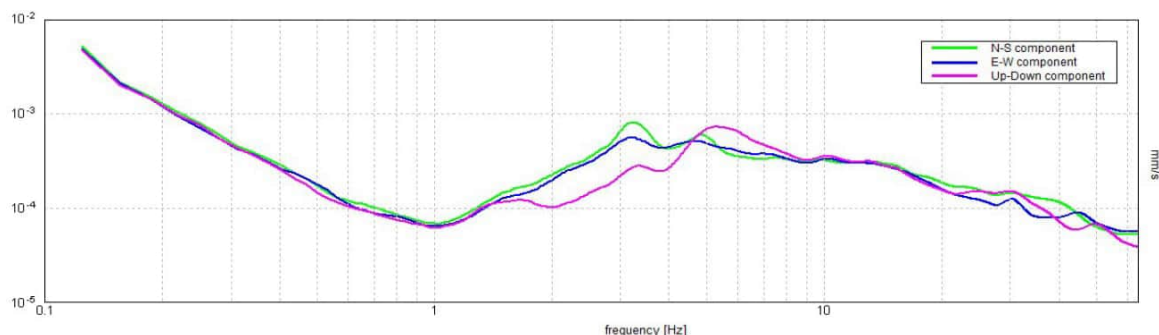


FIG. 10 – SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI DELLA PROVA HVSr

I risultati che si possono ottenere dalla prova HVSr sono:

1. La frequenza di risonanza caratteristica del sito

2. La velocità media delle onde di taglio V_s

Nel presente caso, tuttavia, visto che la velocità delle onde sismiche è stata ottenuta mediante una prova di misura MASW, la prova HVSr è stata utilizzata per determinare la sola frequenza di risonanza caratteristica del sito che sarà trattata nel paragrafo 5.8.

4 LITOSTRATIMETRIA DEI TERRENI DI FONDAZIONE

Le indagini geognostiche effettuate hanno consentito di ricostruire le due sezioni litostratimetriche di Tav. 5 di cui in Fig. 11 è riportato uno stralcio della sezione A-A'.

Dall'osservazione di tale elaborato emerge un assetto stratigrafico caratterizzato da una buona omogeneità: al di sotto di uno strato costituito da terreno di riporto di spessore variabile tra 0.8 e 1.9 m ca., si trova un potente banco costituito da terreni prevalentemente argillosi, che raggiunge circa i -18.00 m da p.c., quota alla quale le prove sono andate a rifiuto per la presenza del tetto delle ghiaie. Da dati stratigrafici al contorno è noto che il banco ghiaioso presenta spessore plurimetrico.

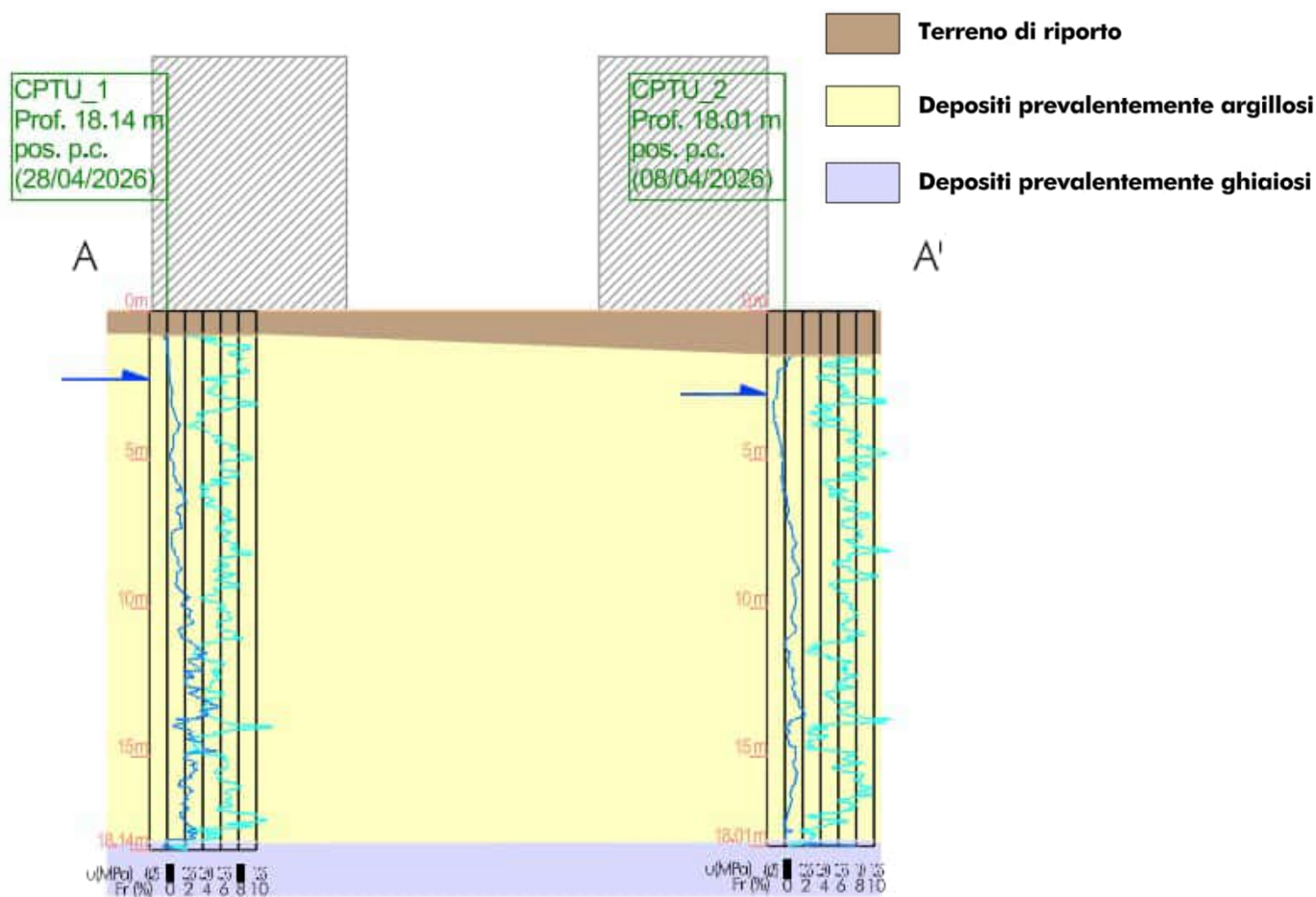


FIG. 11 – STRALCIO DELLA SEZIONE LITOSTRATIMETRICA A-A'

5 SISMICITÀ

5.1 Caratteristiche sismotettoniche

Per avere un quadro degli elementi che concorrono alla pericolosità sismica del territorio comunale di Parma è necessario fare riferimento agli studi che la Regione Emilia-Romagna ha condotto, a partire dalla fine degli anni '90, principalmente, in collaborazione con il Consiglio Nazionale delle Ricerche, e che hanno consentito di pubblicare la “Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna ed aree limitrofe” (Martelli *et alii*, 2017).

Ai fini della realizzazione di tale cartografia, sono risultate fondamentali l'identificazione e la rappresentazione delle strutture tettoniche attive; dove, per strutture tettoniche attive, in questo caso, si intendono quelle che mostrano chiare evidenze di influenza sull'evoluzione morfologica del paesaggio attuale o hanno deformato orizzonti stratigrafici non più antichi di 450.000 anni, età attribuita al limite inferiore del Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore (*marker* stratigrafico più importante alla scala del territorio d'interesse).

Le strutture che presentano evidenze minori o meno certe di influenza sull'evoluzione morfologica del paesaggio attuale o di deformazione degli orizzonti stratigrafici non più antichi di 450.000 anni sono, invece, definite potenzialmente attive.

Inoltre, strutture attive e potenzialmente attive sono state suddivise in:

- affioranti, ovvero che hanno deformato la superficie topografica o, in pianura, hanno deformato la parte più superficiale del sottosuolo, vale a dire fino a profondità inferiori di 100 m dal piano campagna;
- sepolte, ovvero che mostrano evidenze di attività recenti o in atto (es. associazione con eventi sismici) ma a carico di orizzonti stratigrafici profondi almeno alcune centinaia di metri e non arrivano a deformare i livelli superficiali del sottosuolo (≥ 100 m da p.c.).

In Fig. 12 è riportata una mappa delle principali strutture attive e potenzialmente attive che, nella “Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna ed aree limitrofe”, sono rappresentate, per chiarezza d'illustrazione, in forma sintetica, tracciando le proiezioni in superficie delle intersezioni dei fronti principali delle strutture tettoniche con la base dei depositi pliocenici.

Dall'analisi delle profondità dei terremoti per i quali sono state calcolate soluzioni focali, si evince che i meccanismi di tipo estensionale sono frequenti soprattutto nei primi 15 ÷ 20 km della zona assiale della catena e del versante ligure-toscano, mentre i meccanismi inversi sono più frequenti nel settore padano-adriatico; in catena i meccanismi di tipo compressivo sono localizzati per lo più a profondità maggiori di 20 km; i meccanismi di tipo trascorrente sembrano più frequenti nella parte occidentale della Regione dove sono stati localizzati anche a profondità elevate.

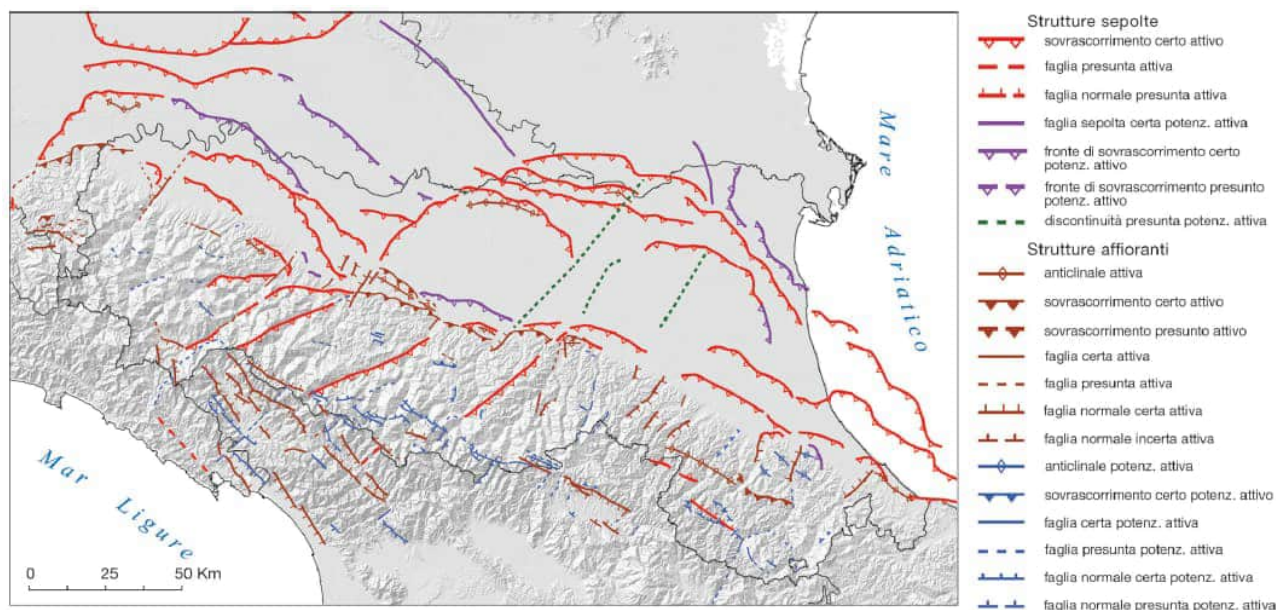


FIG. 12 – MAPPA DI SINTESI DELLE STRUTTURE TETTONICHE ATTIVE E POTENZIALMENTE ATTIVE RIPORTATE NELLA “CARTA SISMOTETTONICA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA ED AREE LIMITROFE”

La rappresentazione di sezioni con ipocentri ricadenti all'intorno di 10 km ha, invece, evidenziato una concentrazione degli ipocentri dei terremoti strumentali che definiscono un'ampia fascia, la quale, dalla zona padano-adriatica, immerge verso sud-ovest, mentre nel versante tirrenico i terremoti sembrano meno concentrati. In alcuni casi queste fasce sembrano essere la prosecuzione in profondità delle strutture attive riconosciute nei primi 10 ÷ 15 km; tali fasce potrebbero quindi identificare zone di faglia profonde attive e sismogenetiche.

Nella successiva Fig. 13 è mostrato il confronto tra le strutture attive e potenzialmente attive riconosciute nella “Carta Sismotettonica della Regione Emilia Romagna ed aree limitrofe” e le zone del catalogo DISS 3.2, il database delle sorgenti sismogenetiche italiane, potenzialmente in grado di generare sismi con magnitudo superiore a M 5.5 nel territorio italiano¹.

A riguardo, è interessante osservare che il Comune di Parma ricade, seppur parzialmente, all'interno della sorgente sismogenetica composita ITCS009 – Busseto-Cavriago, individuata nel catalogo DISS 3.3², ritenuta capace di generare terremoti di magnitudo pari a 6.9, con meccanismi di *thrust* ad una profondità compresa tra 2 e 8 km; *thrust* indicati come attivi (cfr. anche Fig. 17), nell'ultima cartografia sismotettonica, al pari degli altri fronti interni delle Pieghe Emiliane, limitati a ovest dalla struttura trasversale della val Trebbia e a est da quella della val d'Enza.

Differentemente, poco più a nord, è indicata l'estremità sud-orientale della struttura potenzialmente attiva che verso nord-ovest si raccorda con il fronte di accavallamento sub affiorante di S. Angelo Lodigiano – Casalpusterlengo nella zona di Castiglione d'Adda.

¹ Basili R., G. Valensise, P. Vannoli, P. Burrato, U. Fracassi, S. Mariano, M.M. Tiberti, E. Boschi (2008), The Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), version 3: summarizing 20 years of research on Italy's earthquake geology, Tectonophysics, doi:10.1016/j.tecto.2007.04.014 – Il confronto è effettuato con il DISS 3.2, ma più recentemente è stato pubblicato il DISS 3.3, che ha rivalutato le magnitudo attese.

² DISS Working Group (2025). Database of Individual Seismogenic Sources (DISS), Version 3.3.1: A compilation of potential sources for earthquakes larger than M 5.5 in Italy and surrounding areas. [Dataset] Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/diss3.3.1>

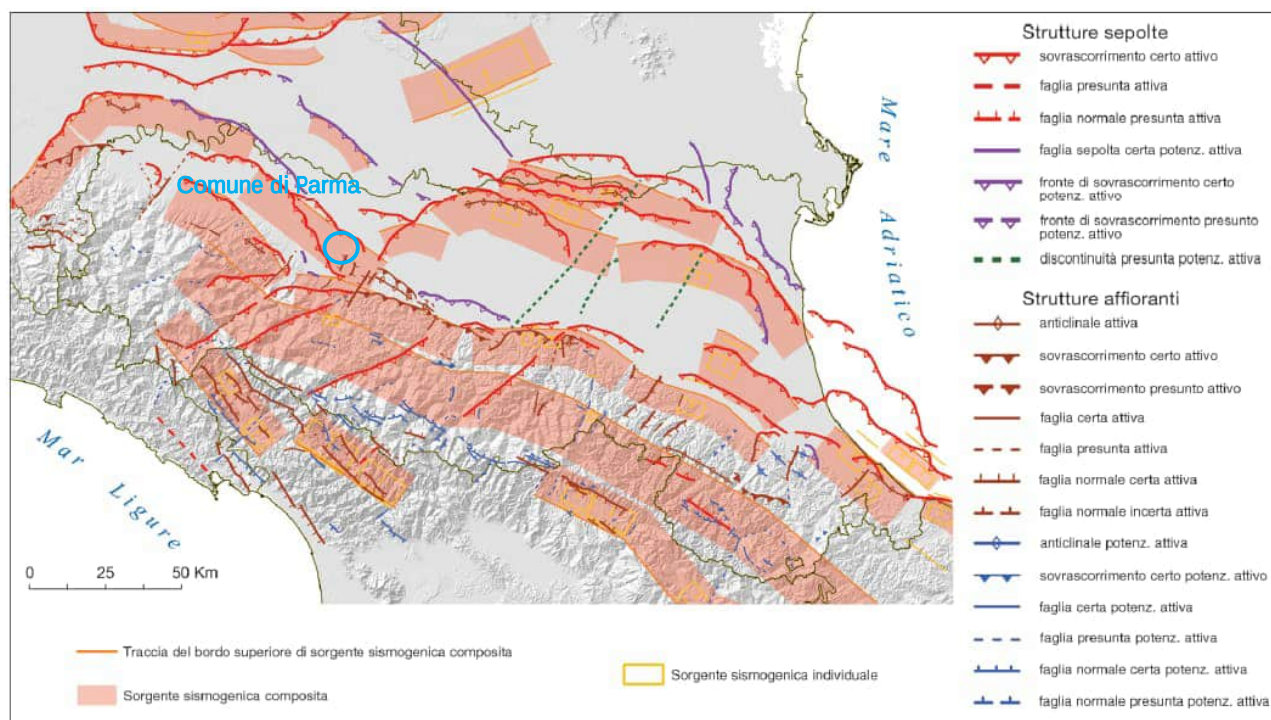


FIG. 13 – MAPPA DI CONFRONTO TRA LE STRUTTURE TETTONICHE ATTIVE E POTENZIALMENTE ATTIVE RIPORTATE NELLA “CARTA SISMOTETTONICA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA ED AREE LIMITROFE” E LE ZONE SISMOGENETICHE DEL DISS 3.2

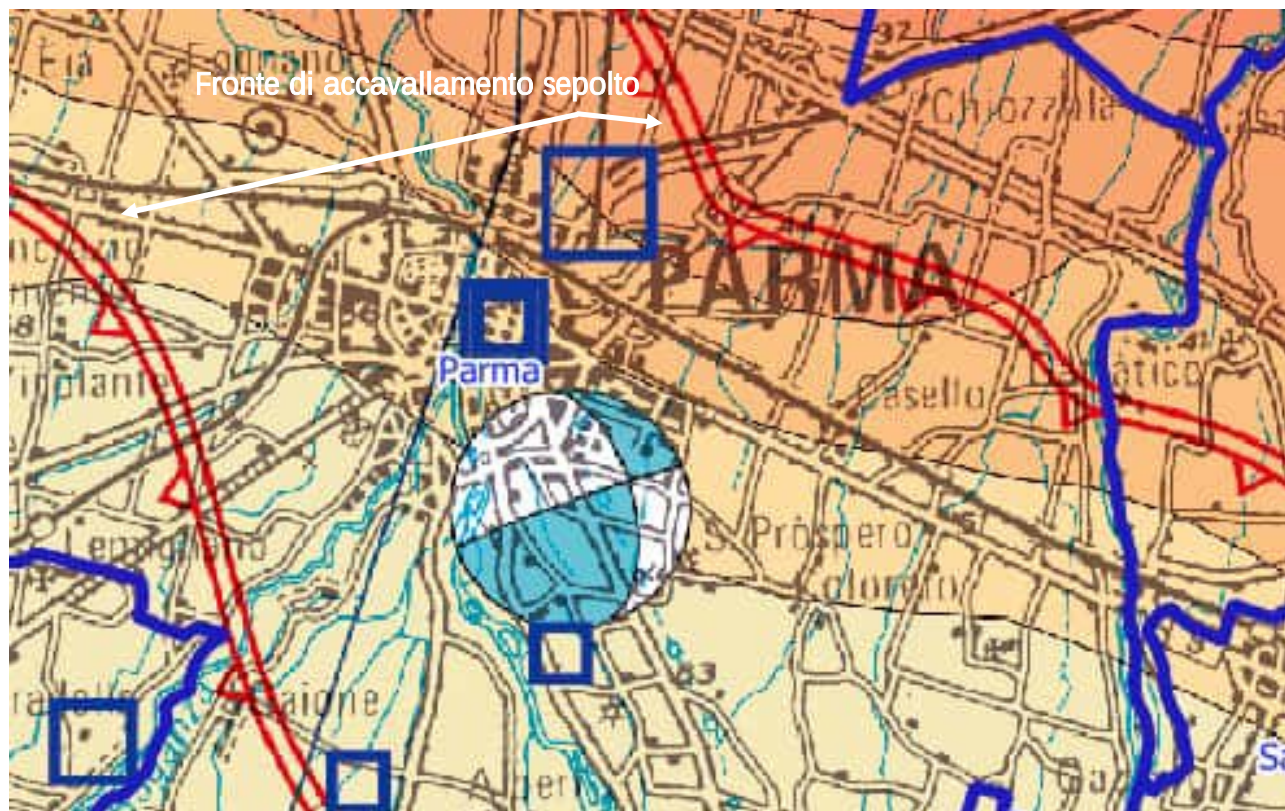


FIG. 14 – STRALCIO DELLA “CARTA SISMOTETTONICA DELLA REGIONE EMILIA ROMAGNA ED AREE LIMITROFE”

Sulla base dei nuovi dati acquisiti per la realizzazione della "Carta Sismotettonica della Regione Emilia-Romagna ed aree limitrofe" è stata proposta, da parte di Martelli *et alii* (2017), anche una nuova zonazione sismogenetica dell'Appennino emiliano-romagnolo e aree limitrofe, al fine di fornire un contributo per l'aggiornamento della mappa di pericolosità sismica nazionale: la MPS16, che andrà a sostituire la MPS04, che, con la zonazione sismogenetica ZS9, rappresenta l'attuale riferimento per il calcolo dell'azione sismica (NTC2018) e la riclassificazione sismica (OPCM 3519/2006).

Secondo questa nuova proposta, che nella seguente Fig. 15 viene messa a confronto con le strutture attive e potenzialmente attive riconosciute, il Comune di Parma ricade in zona sismogenetica con meccanismi di rottura prevalentemente di tipo trascorrente (*strike slip fault*).

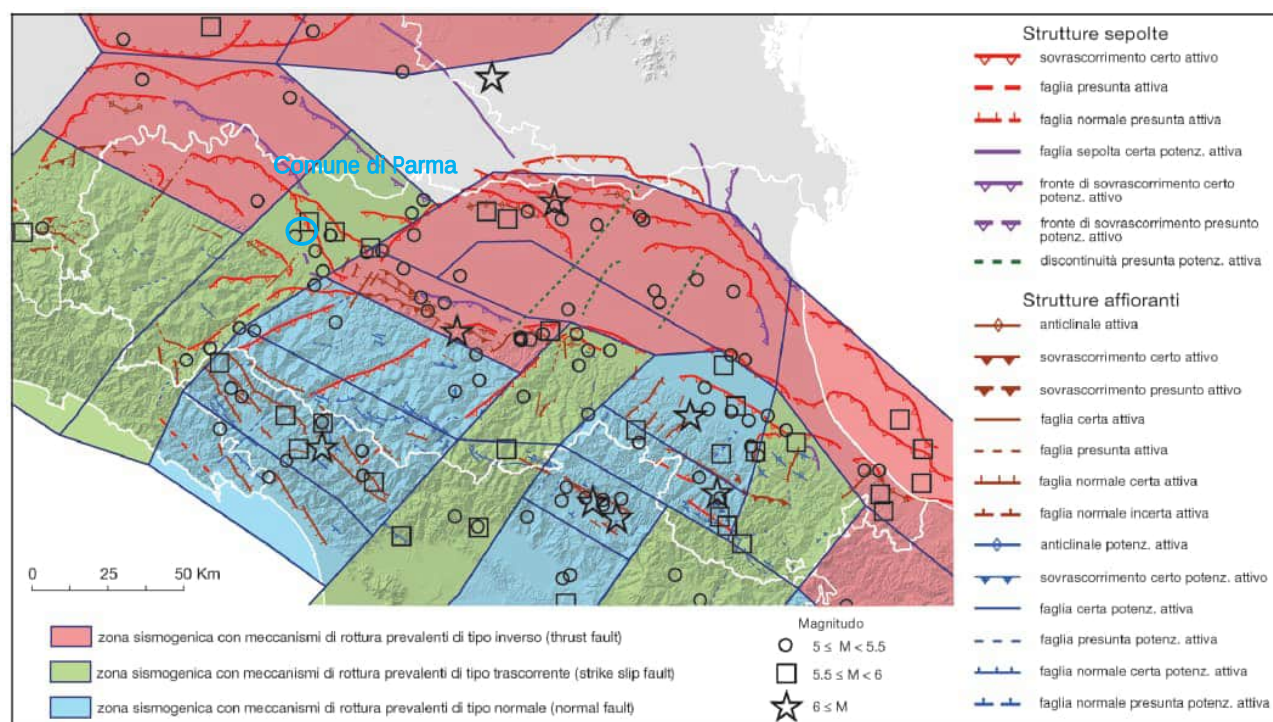


FIG. 15 – MAPPA DI CONFRONTO TRA LE STRUTTURE ATTIVE E POTENZIALMENTE ATTIVE RICONOSCIUTE E LA ZONAZIONE SISMOGENETICA PROPOSTA DA MARTELLI ET AL. (2017)

Più precisamente (cfr. Fig. 16), rientra nella Zona 2 Taro-Enza, contraddistinta dalle seguenti caratteristiche sismotettoniche:

- *Orientazione delle principali faglie attive: NE-SW (S/45-60)*
- *Geometria principale delle faglie attive: trascorrente*
- *Geometria secondaria delle faglie attive: inversa*
- *Profondità ipocentrale stimata: 5-30 km*
- *Magnitudo massima osservata: 5.5*
- *Magnitudo massima calcolata: 5.71 +/- 0.29*

e che viene così descritta:

- Zona estesa dal Mar Ligure (Liguria di Levante) al Po, caratterizzata dalla presenza di importanti elementi tettonici trasversali all'asse della catena, con componente di movimento trascorrente, che interrompono e dislocano le strutture "appenniniche". Le profondità ipocentrali sono talora elevate (> 30 km). Lungo il margine appenninico e in corrispondenza del settore orientale delle Pieghe Emiliane si ritengono probabili sovrascorrimenti attivi. La direzione di compressione (assi P) è in ogni caso circa N-S. La magnitudo storica massima è $M \approx 5.7$. Corrisponde alla parte occidentale delle zone ZS9 913, 915 e 916; la parte settentrionale non era compresa in nessuna zona ZS9.

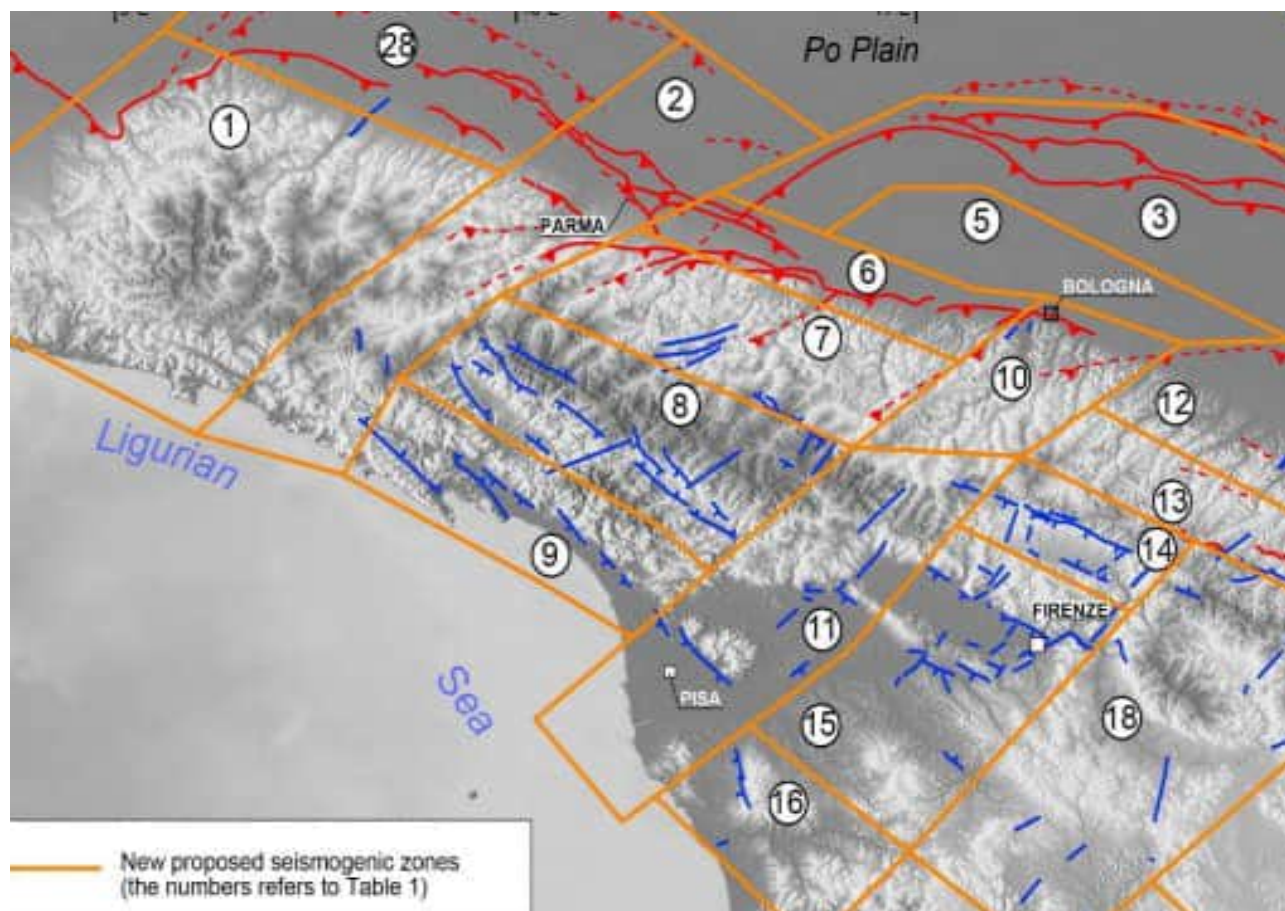


FIG. 16 – ZONE SISMOGENETICHE PROPOSTE DA MARTELLI ET AL. (2017) E LORO NUMERAZIONE

Esaminando, infatti, la zonazione Sismogenetica ZS9³, di cui è riportato uno stralcio in Fig. 17, il Comune di Parma ricade, solo in minima parte (all'estremità meridionale), all'interno della zona 913, denominata “Appennino Emiliano”.

Detta zona è contraddistinta da eventi sismici di magnitudo medio-bassa (la massima magnitudo rilevata è $M_d = 4.8$), originati da movimenti prevalentemente compressivi, a NW, e distensivi, a SE, con meccanismi trascorrenti nelle zone di svincolo, che dissecano la continuità longitudinale delle strutture.

Il maggior numero di terremoti che si verificano nella zona 913 presenta il proprio ipocentro a profondità comprese tra 12 e 20 km, con profondità efficace di 13 km.

Sulla base dei meccanismi focali, sono previsti valori “cautelativi” di massima magnitudo (M_{wmax2}) pari a = 6.14.

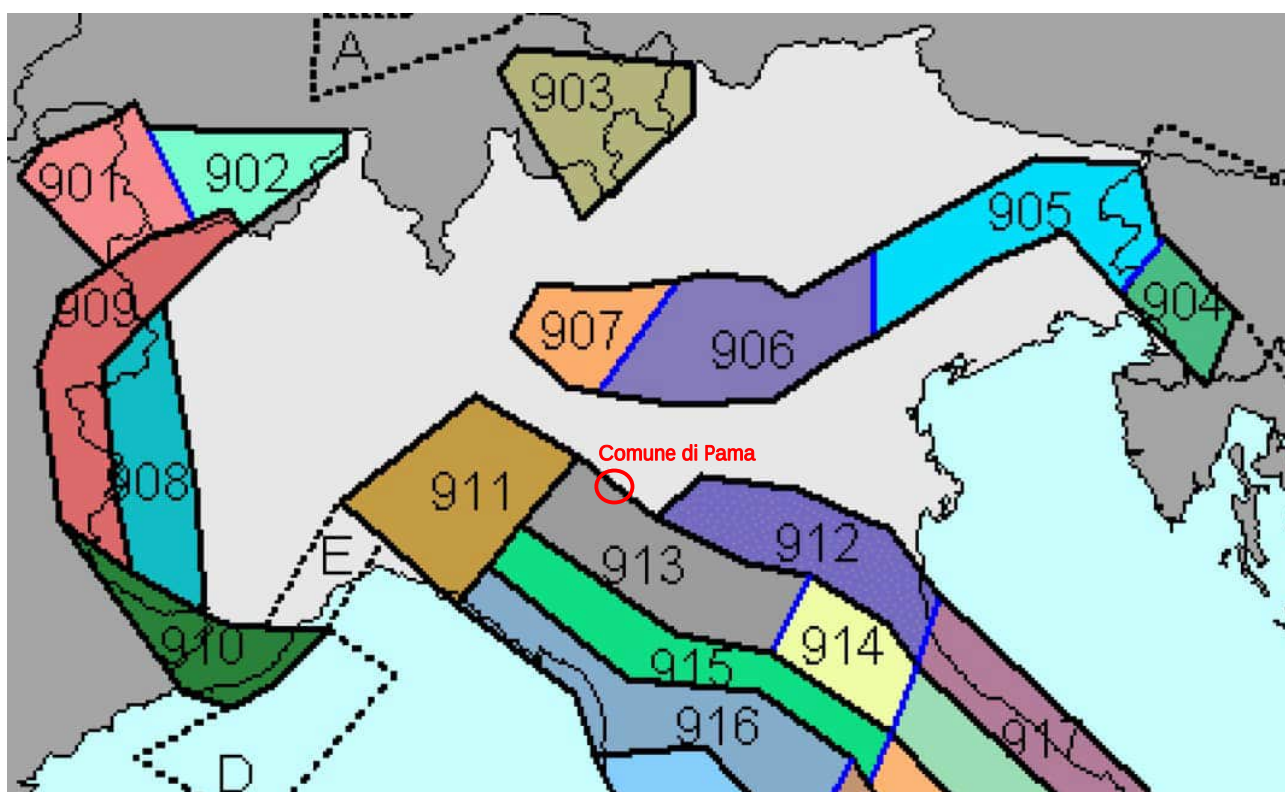


FIG. 17 – STRALCIO DELLA ZONAZIONE SISMOGENETICA ZS9 (2004)

³ Meletti C., Galadini F., Valensise G., Stucchi M., Basili R., Barba S., Vannucci G., Boschi E. (2004). Zonazione sismogenetica ZS9 [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/sh/zs9>

5.2 Sismicità del territorio

La storia sismica del territorio del comune di Parma è stata desunta da "DBMI15, database macrosismico italiano"⁴, database realizzato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dei Terremoti che contiene i dati macrosismici provenienti da studi dello stesso GNDT e di altri enti.

Secondo quanto indicato in DBMI15, la storia sismica a Parma è riassunta graficamente nel diagramma riportato in Tab. 1, mentre in Fig. 18 sono elencati gli eventi di maggiore intensità verificatisi sul territorio, indicando per ciascuno di essi, oltre alla stessa intensità al sito (Int.), la data, l'orario (comprendente ora ed eventualmente, minuto e secondo) in cui si è verificato, l'area epicentrale, l'intensità massima epicentrale in scala MCS (I_0) e la magnitudo momento (M_W).

Intensità	Data	Ora	Area epicentrale	I_0	M_W
8	03/01/1117	15:15:00	Veronese	9	6.52
5-6	25/12/1222	12:30:00	Bresciano-Veronese	7-8	5.68
5	23/10/1304	00:45:00	Pianura emiliana		
5	11/11/1344		Parma	5	4.16
5-6	24/07/1383	20:00:00	Parma	4-5	3.93
7	15/11/1409	11:15:00	Parma	7	5.1
8	11/06/1438	02:00:00	Parmense	8	5.56
4-5	07/04/1465	15:30:00	Pianura emiliana	5-6	4.4
5	07/02/1481	22:45:00	Pianura emiliana	5	4.16
5	03/01/1505	02:00:00	Bolognese	8	5.62
4-5	26/03/1511	15:30:00	Friuli-Slovenia	9	6.32
F	10/02/1547	13:20:00	Reggiano	7	5.1
4-5	17/11/1570	19:10:00	Ferrarese	7-8	5.44
7	04/06/1572	22:00:00	Parmense	6	4.63
6	04/11/1628	15:40:00	Parma		
6-7	04/11/1628	15:40:00	Parma	6-7	4.86
5	13/06/1642		Pianura lombarda	6	4.92
6	25/02/1695	05:30:00	Asolano	10	6.4
6-7	04/02/1732	18:20:00	Parma	5-6	4.65
7	05/11/1738	00:30:00	Emilia occidentale	7	5.1
3	06/03/1740	05:40:00	Garfagnana	8	5.64
3-4	24/04/1741	09:20:00	Fabrianese	9	6.17
3	20/02/1743		Ionio settentrionale	9	6.68
3	21/01/1767	07:45:00	Lunigiana	7	5.27
3	21/01/1767	09:00:00	Lunigiana	5-6	4.6
6	04/03/1774		Parma	5	4.16
3	04/01/1775	18:00:00	Appennino emiliano	4	4.43
3	05/01/1775	22:45:00	Appennino emiliano	5	4.55
4	04/06/1779	07:00:00	Bolognese	7	5.22
4	10/06/1779	08:35:00	Bolognese		
3	14/07/1779	19:30:00	Bolognese		
4	23/11/1779	18:30:00	Bolognese	5	4.7
3	06/02/1780	04:00:00	Bolognese	6-7	5.06
4	04/04/1781	21:20:00	Faentino	9-10	6.12
5-6	07/04/1786	00:15:00	Pianura lombarda	6-7	5.22
4	25/12/1786	01:00:00	Riminese	8	5.66
5	22/10/1796	04:00:00	Emilia orientale	7	5.45
4-5	22/02/1799	05:45:00	Correggio	5	4.16
F	12/05/1802	09:30:00	Valle dell'Oglio	8	5.6
5	12/02/1806		Reggiano	7	5.21
4-5	25/12/1810	00:45:00	Pianura emiliana	6	5.06

⁴ Locati M., Camassi R., Rovida A., Ercolani E., Bernardini F., Castelli V., Caracciolo C.H., Tertulliani A., Rossi A., Azzaro R., D'Amico S., Antonucci A. (2022). Database Macrosismico Italiano (DBMI15), versione 4.0 [Data set]. Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). <https://doi.org/10.13127/dbmi/dbmi15.4>

Intensità	Data	Ora	Area epicentrale	I ₀	M _w
4-5	15/07/1811	22:44:00	Modenese-Reggiano	6-7	5.13
6-7	09/12/1818	18:55:00	Parmense	7	5.24
3	24/06/1826	12:15:00	Garda occidentale	5	4.62
3	09/10/1828	02:20:00	Oltrepò Pavese	8	5.72
2	10/10/1828	01:30:00	Oltrepò Pavese		
5-6	14/07/1831	15:30:00	Reggiano	5-6	4.6
7	11/09/1831	18:15:00	Pianura emiliana	7-8	5.48
3-4	13/09/1831	05:30:00	Pianura emiliana		
2	13/01/1832	13:00:00	Valle Umbra	10	6.43
4	11/03/1832	06:45:00	Carpi	5	4.51
6	11/03/1832	08:45:00	Parmense		
5-6	12/03/1832	02:30:00	Parmense		
4	12/03/1832	08:45:00	Reggiano		
7	13/03/1832	03:30:00	Reggiano	7-8	5.51
4-5	14/03/1832	04:40:00	Reggiano		
4	14/03/1832	07:41:00	Reggiano		
3	19/04/1832	14:14:00	Reggiano		
4	14/02/1834	13:15:00	Val di Taro-Lunigiana	9	5.96
4-5	04/07/1834	00:45:00	Val di Taro-Lunigiana	6-7	5.08
2	04/10/1834	19:00:00	Bolognese	6	4.71
3	12/06/1836	02:30:00	Asolano	8	5.53
4	11/04/1837	17:00:00	Lunigiana	9	5.94
F	25/10/1843	03:30:00	Mugello	6-7	5.03
F	14/09/1845	22:20:00	Appennino tosco-emiliano	5	4.73
4	14/08/1846	12:00:00	Colline Pisane	9	6.04
4	28/11/1849	18:00:00	Val di Taro	6	4.63
3	05/02/1851	09:50:00	Valtellina	5	4.72
2	16/06/1854	13:25:00	Imola	5	4.57
6-7	01/02/1857		Parmense-Reggiano	6-7	5.11
3	17/07/1860	13:43:00	Reggiano	4-5	3.93
3	15/03/1864		Zocca	6-7	4.84
3	25/06/1869	13:58:00	Appennino bolognese	7-8	5.43
4-5	13/12/1869	02:53:00	Sassuolo	5	4.57
F	30/10/1870	18:34:00	Forlivese	8	5.61
3	12/03/1873	20:04:00	Appennino marchigiano	8	5.85
3	16/05/1873	19:35:00	Reggiano	6-7	5.01
4	29/06/1873	03:58:00	Alpago Cansiglio	9-10	6.29
6-7	17/09/1873		Appennino tosco-ligure	6-7	5.26
3	17/03/1875	23:51:00	Costa romagnola	8	5.74
3	06/12/1875		Gargano	8	5.86
3	24/01/1881	16:14:00	Bolognese	7	5.22
F	25/01/1881	07:06:00	Bolognese	5	4.59
2	14/02/1881	09:00:30	Appennino bolognese	6	4.77
3	15/02/1882	05:00:00	Val Borbera	6	4.77
4	26/02/1885	20:48:00	Pianura Padana	6	5.01
3	29/12/1885		Alpago Cansiglio	6	4.96
5	15/10/1886	02:20:00	Collecchio	6	4.7
4-5	23/02/1887	05:21:50	Liguria occidentale	9	6.27
NF	30/09/1887	15:55:00	Faenza	5	4.12
2	08/03/1889	02:57:04	Bolognese	5	4.53
NF	08/12/1889		Gargano	7	5.47
4	07/06/1891	01:06:14	Valle d'Ilasi	8-9	5.87
3	05/01/1892		Garda occidentale	6-7	4.96
NF	20/10/1893	20:15:00	Appennino parmense	4-5	4.04
3	27/11/1894	05:07:00	Bresciano	6	4.89
3	12/05/1895	20:29:00	Reggiano	4-5	3.98
3	18/05/1895	19:55:12	Fiorentino	8	5.5
F	07/08/1895	19:49:32	Appennino tosco-emiliano	5	4.67
5	04/03/1898	21:05:00	Parmense	7-8	5.37
5	30/10/1901	14:49:58	Garda occidentale	7-8	5.44
3	25/02/1904	18:47:50	Reggiano	6	4.81
NF	10/06/1904	11:15:28	Frignano	6	4.82
2	17/11/1904	05:02:00	Pistoiese	7	5.1

Intensità	Data	Ora	Area epicentrale	I ₀	M _w
3	25/08/1906	03:11:00	Parmense	5	4.25
4	13/01/1909	00:45:00	Emilia-Romagna orientale	6-7	5.36
NF	19/02/1911	07:18:30	Forlivese	7	5.26
4-5	25/11/1913	20:55:00	Appennino parmense	4-5	4.65
3	26/10/1914	03:43:22	Torinese	7	5.24
6	27/10/1914	09:22:00	Lucchesia	7	5.63
3-4	13/01/1915	06:52:43	Marsica	11	7.08
6	10/10/1915	23:10:00	Reggiano	6	4.87
NF	17/05/1916	12:50:00	Riminese	8	5.82
3	16/08/1916	07:06:14	Riminese	8	5.82
4	02/12/1917	17:39:00	Appennino forlivese	6-7	5.09
4	06/05/1918	08:05:00	Reggiano	5-6	4.41
5	29/06/1919	15:06:13	Mugello	10	6.38
6	07/09/1920	05:55:40	Garfagnana	10	6.53
NF	06/10/1920	22:47:00	Mantovano	4-5	4.14
3	29/11/1921	12:04:00	Val di Taro	4	4.15
2	28/06/1923	15:12:00	Modenese	6	5.04
2	01/01/1926	18:04:03	Carniola interna	7-8	5.72
3-4	28/06/1926	21:15:00	Appennino reggiano	3-4	3.46
2-3	13/06/1928	08:00:00	Carpi	6	4.67
NF	20/07/1928	19:53:00	Alta Val di Taro	6	4.39
3	10/04/1929	05:44:00	Bolognese	6	5.05
2	12/04/1929	00:32:00	Bolognese	4	4.82
5	19/04/1929	04:16:00	Bolognese	6-7	5.13
4-5	20/04/1929	01:10:00	Bolognese	7	5.36
3	22/04/1929	08:26:00	Bolognese	6-7	5.1
2	22/04/1929	14:19:00	Bolognese	5-6	4.61
NF	28/04/1929	19:40:00	Bolognese	6	4.73
4	29/04/1929	18:36:00	Bolognese	6	5.2
NF	01/05/1929	21:13:00	Imolese	4	4.57
4	11/05/1929	19:23:00	Bolognese	6-7	5.29
3	26/10/1930	07:14:00	Appennino tosco-emiliano	4	4.21
2	30/10/1930	07:13:00	Senigallia	8	5.83
2	14/04/1931	22:13:00	Valli Giudicarie	6	4.77
2	10/06/1931	17:02:00	Modenese	4	4.59
6	17/09/1937	12:19:05	Parmense	7	4.77
2-3	10/12/1937	18:04:00	Frignano	6	5.3
3-4	15/10/1939	14:05:00	Garfagnana	6-7	4.96
5	15/05/1951	22:54:00	Lodigiano	6-7	5.17
3	12/03/1955	06:57:04	Parmense	5	4.15
4-5	13/08/1961	22:34:18	Parmense	5-6	4.37
4-5	14/08/1961	01:03:02	Parmense	5-6	4.47
4-5	03/04/1967	16:36:18	Reggiano	5	4.44
2-3	30/12/1967	04:19:00	Emilia-Romagna orientale	6	5.05
5	24/06/1969	13:25:18	Parmense	5	4.21
4	03/05/1970	04:17:41	Parmense	4	4.08
6-7	15/07/1971	01:33:23	Parmense	8	5.51
4-5	25/10/1972	21:56:11	Appennino settentrionale	5	4.87
F	16/11/1975	13:04:25	Appennino piacentino	4-5	4.93
4	22/08/1976	02:49:13	Alta Val di Taro	5	4.54
F	16/09/1977	23:48:08	Friuli	6-7	5.26
3	05/12/1978	15:39:04	Romagna	4-5	4.61
3	25/12/1978	22:53:41	Bassa modenese	5	4.39
2	23/11/1980	18:34:52	Irpinia-Basilicata	10	6.81
5	23/12/1980	12:01:06	Piacentino	6-7	4.57
4	26/05/1981	09:27:56	Reggiano	5	3.75
7	09/11/1983	16:29:52	Parmense	6-7	5.04
NF	29/04/1984	05:02:29	Umbria settentrionale	7	5.62
NF	06/12/1986	17:07:20	Ferrarese	6	4.43
4	10/02/1987	21:20:14	Lunigiana	5	4.09
5	02/05/1987	20:43:53	Reggiano	6	4.71
4	15/03/1988	12:03:16	Reggiano	6	4.57
3	03/10/1989	09:41:33	Appennino parmense	4	4.04

Intensità	Data	Ora	Area epicentrale	I ₀	M _w
NF	31/10/1991	09:31:19	Emilia occidentale	5	4.33
F	24/08/1995	17:27:33	Appennino pistoiese	6	4.45
2-3	10/10/1995	06:54:22	Lunigiana	7	4.82
5	15/10/1996	09:56:00	Pianura emiliana	7	5.38
NF	26/10/1996	04:56:54	Pianura emiliana	5-6	3.94
NF	16/12/1996	09:09:53	Pianura emiliana	5-6	4.06
NF	12/05/1997	22:13:52	Pianura emiliana	4-5	3.68
NF	21/02/1998	02:21:13	Pianura emiliana	5	3.93
3	07/07/1999	17:16:13	Frignano	5	4.67
4	18/06/2000	07:42:08	Pianura emiliana	5-6	4.4
NF	18/06/2002	22:23:38	Frignano	4	4.3
4	24/11/2004	22:59:39	Garda occidentale	7-8	4.99
5	23/12/2008	15:24:22	Parmense	6-7	5.36
3	17/07/2011	18:30:27	Pianura lombardo-veneta	5	4.79
5-6	25/01/2012	08:06:37	Pianura emiliana	5-6	4.98
3	30/10/2016	06:40:17	Valnerina		6.61

TAB. 1 – EVENTI SISMICI DI MAGGIORE INTENSITÀ I CUI EFFETTI SI SONO RISENTITI A PARMA

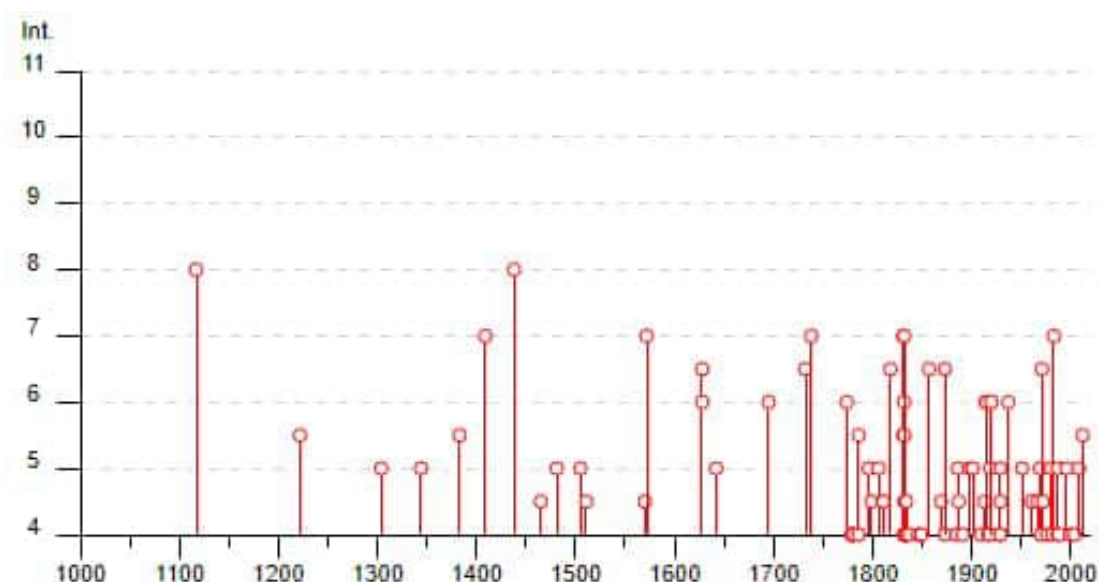


FIG. 18 - GRAFICO RAPPRESENTANTE GLI EVENTI SISMICI I CUI EFFETTI SI SONO RISENTITI A PARMA

Dalla lettura dei dati si evidenzia che i massimi eventi sismici censiti a Parma si sono verificati in data 3 gennaio 1117 con epicentro nel Veronese, e in data 11 giugno 1438 con epicentro nel Parmense, entrambi con un'intensità dell'VIII grado della scala MCS. L'epicentro di quest'ultimo (cfr. Fig. 19) viene indicato una quindicina di chilometri ad ovest dalla città.

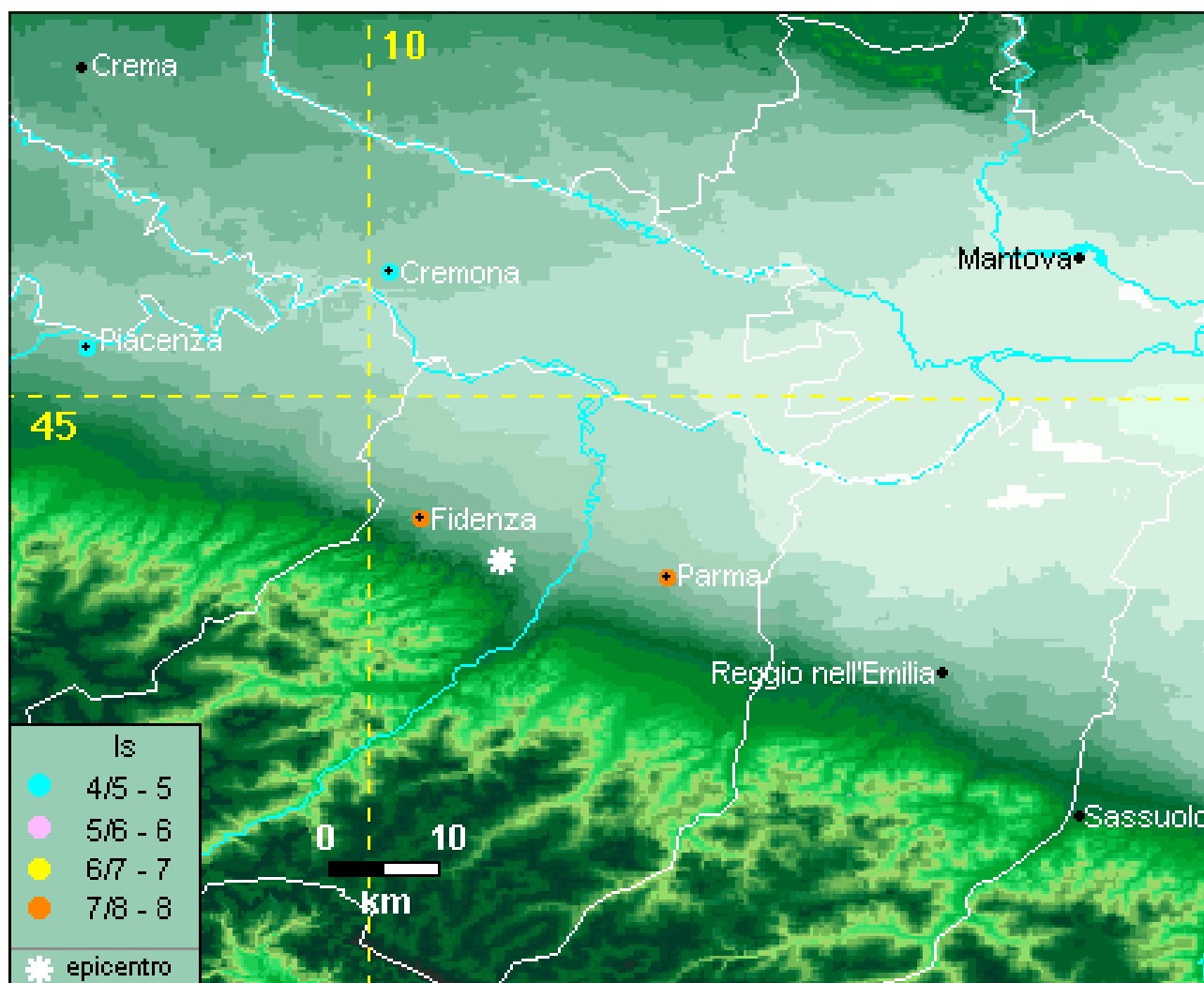


FIG. 19 – MAPPA D'INTENSITÀ SISMICA RELATIVA ALL'EVENTO DEL 11.06.1438

5.3 Classificazione sismica

L'Ordinanza n. 3274 del 20 marzo 2003, suddivide il territorio italiano in 4 zone sismiche con diversi livelli di accelerazione sismica di progetto. Secondo tale ordinanza, come indicato in Fig. 20, il Comune di Parma, che prima risultava "non classificato", nella sopra citata classificazione è stato identificato in zona 3 (a sismicità bassa), cui corrispondono valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo (a_g), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni, compresi tra $0.05 \cdot g$ e $0.15 \cdot g$ (dove g è l'accelerazione di gravità).

Tale classificazione ha tuttavia esclusivo valore amministrativo; infatti, alle Norme Tecniche per le costruzioni del D.M. 17-01-2018, è allegato un documento sulla pericolosità sismica (Allegato A), in cui l'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla pericolosità sismica di base, più semplicemente chiamata pericolosità sismica che costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

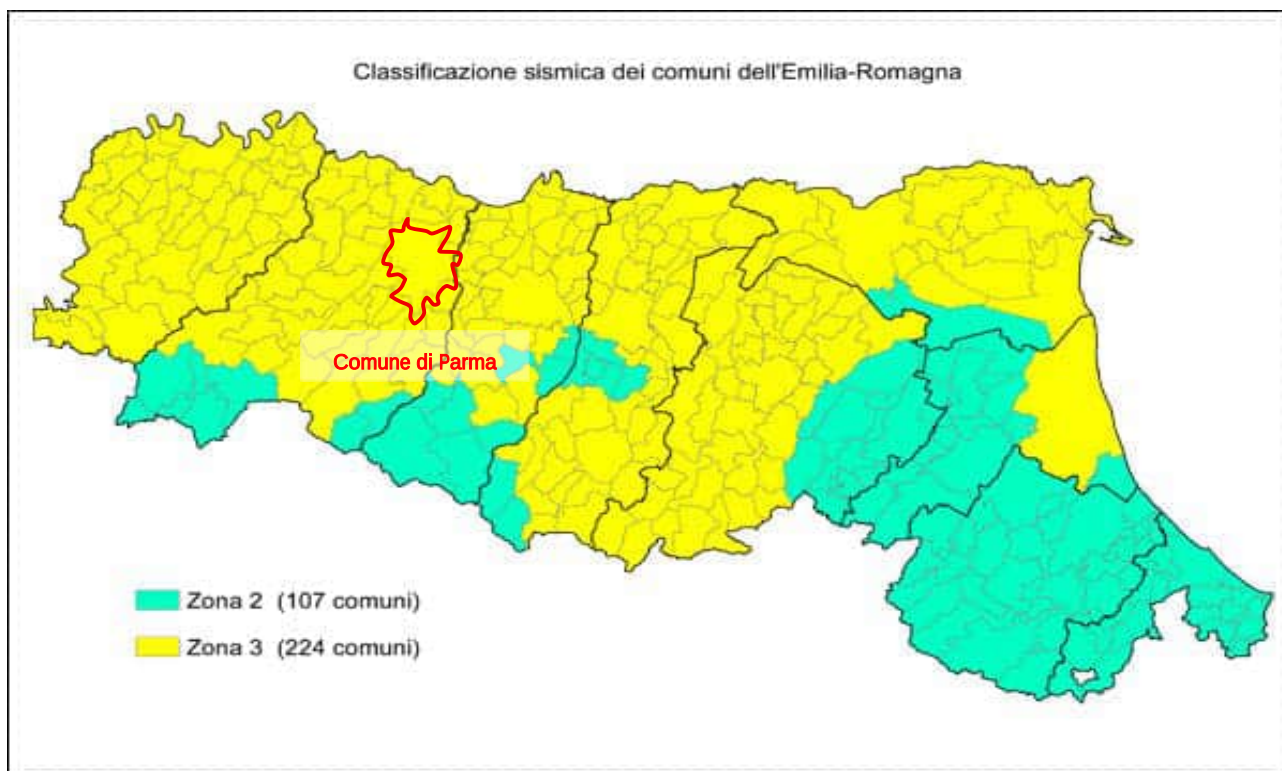


FIG. 20 - CLASSIFICAZIONE SISMICA DEI COMUNI DELLA REGIONE EMILIA-ROMAGNA

Le azioni di progetto si ricavano, ai sensi delle N.T.C., dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali previste sono definite, su sito di riferimento rigido orizzontale, in funzione dei seguenti tre parametri:

- a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;
- 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.

Questi tre parametri sono definiti in corrispondenza dei punti di un reticolo (reticolo di riferimento; cfr. Fig. 21), i cui nodi non distano fra loro più di 10 km, per diverse probabilità di superamento in 50 anni e per diversi periodi di ritorno.

Per determinare il tempo di ritorno (T_R) si utilizza l'espressione:

$$T_R = \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

dove V_R è il periodo di riferimento della costruzione, mentre P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Per determinare il tempo di ritorno sono stati forniti i parametri delle opere in progetto (cfr. par. 1.3) che corrispondono a:

- VITA NOMINALE: "Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari" la cui vita nominale è $V_n \geq 50$ anni (come definito dalla Tab. 2.4.I delle N.T.C. 01/2018);
- CLASSE D'USO: Classe II: "Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti." (come definito dal paragrafo 2.4.2 delle N.T.C. 01/2018);

Da cui si ottiene il periodo di riferimento della costruzione che è dato da:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 1.0 = 50 \text{ anni.}$$

Inoltre, sono stati definiti gli stati limite che forniscono le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} (ved. Paragrafo 3.2.1 e Tab. 3.2.I delle N.T.C. 01/2018), per gli stati limite ultimi di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità pari al 10% e per gli stati limite di danno (SLD) con probabilità del 63%.

Dato che il sito in esame (long. 10.306567, lat. 44.853512) non ricade nei nodi del reticolo di riferimento (cfr. Fig. 21), i valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* possono essere ricavati come media pesata dei valori assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame, utilizzando come pesi gli inversi delle distanze tra il punto in questione ed i quattro vertici. Qualora l'attuale pericolosità sismica su reticolo di riferimento non contempli il periodo di ritorno T_R corrispondente alla V_R e alla P_{VR} fissate, il valore del generico parametro a_g , F_0 , T_C^* ad esso corrispondente potrà essere ricavato per interpolazione.

Alla luce dei dati descritti sopra i valori dei tre parametri necessari per la determinazione delle azioni sismiche per l'edificio sono riportati nella seguente Tab. 2.

Stato limite	Tempo di ritorno (anni)	a_g (g)	F_0	T_C^* (s)
SLO	30	0.042	2.522	0.235
SLD	50	0.053	2.506	0.254
SLV	475	0.127	2.495	0.288
SLC	975	0.163	2.496	0.294

TAB. 2 – VALORI DEI PARAMETRI a_g , F_0 , T_C^* PER I TEMPI DI RITORNO ASSOCIATI A CIASCUN STATO LIMITE

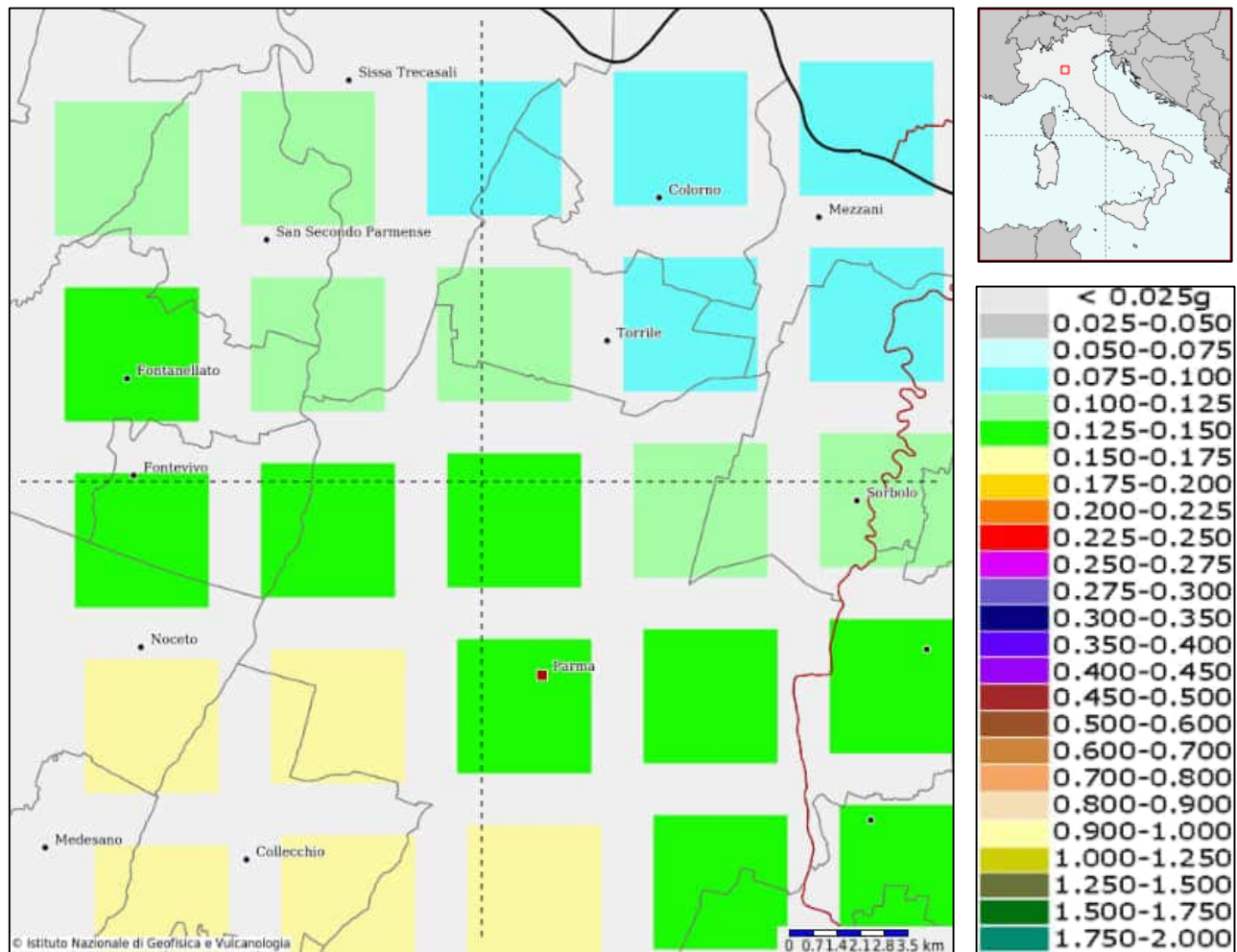


FIG. 21- MAPPATURA DELL'ACCELERAZIONE ORIZZONTALE MASSIMA DEL TERRENO (a_g) CON TEMPI DI RITORNO DI 475 ANNI

5.4 Categoria di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, il D.M. 17-01-2018 definisce 5 categorie (Tab. 3) in cui suddividere i terreni d'impasto in base ai valori di velocità equivalente delle onde sismiche trasversali fino al substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzato da V_s non inferiore a 800 m/s.

La velocità equivalente delle onde sismiche di taglio, sotto il piano di posa della fondazione e fino al substrato, ($V_{s,eq}$), è definita come:

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

dove h_i e V_i sono lo spessore e la velocità delle onde dello strato i -esimo fondazione, N il numero degli strati e H la profondità del substrato.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, come nel caso in questione, 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.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

TAB. 3 - CATEGORIE SISMICHE DEI TERRENI

Sulla base della prova MASW è stato determinato un valore di $V_{s,30}$ pari a **238 m/s**, si può constatare come i terreni appartengano alla **categoria sismica C**.

5.5 Coefficienti sismici di progetto

Sulla base della categoria di appartenenza del terreno il D.M. 17-01-2018 introduce i coefficienti S_s e C_c per tener conto dell'amplificazione stratigrafica del valore dell'azione sismica di progetto. Per le categorie B, C, D ed E, questi due parametri possono essere calcolati attraverso le espressioni riportate in Tab. 4, dove i valori di F_0 e T_c^* sono relativi al sottosuolo di categoria A, g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria	S_s	C_c
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_c^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_c^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_c^*)^{-0.50}$

Categoria	S_s	C_c
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_c^*)^{-0.40}$

TAB. 4 – TABELLA PER IL CALCOLO DEI PARAMETRI S_s E C_c

L'analisi della superficie topografica ha, invece, consentito di escludere la presenza di effetti locali legati a elementi morfologici. Il sito oggetto di indagine è ubicato in zona pianeggiante, dove il piano campagna ha un angolo di inclinazione $<15^\circ$ e di conseguenza non si ha amplificazione topografica.

Inserendo i valori dei parametri a_g , F_0 , T_c^* riportati in Tab. 2 in riferimento ai diversi stati limite, nelle formule di Tab. 4, per le diverse categorie di suolo, si ottengono i parametri di amplificazione per il fabbricato oggetto di studio, riportati nella successiva Tab. 5.

Stato limite	S_s	C_c	S_T	A max (m/s ²)	Beta	Kh	Kv
SLO	1.500	1.690	1.000	0.614	0.200	0.013	0.006
SLD	1.500	1.650	1.000	0.774	0.200	0.016	0.008
SLV	1.500	1.580	1.000	1.868	0.240	0.046	0.023
SLC	1.460	1.570	1.000	2.340	0.240	0.057	0.029

TAB. 5 – COEFFICIENTI SISMICI DI PROGETTO

5.6 Microzonazione sismica

Il territorio del Comune di Parma è stato oggetto di studi di microzonazione sismica di 2° e 3° livello, che costituiscono un'importante base di riferimento per la valutazione della pericolosità sismica del territorio.

Per microzonazione sismica (di seguito definita MS) si intende la "valutazione della pericolosità sismica locale attraverso l'individuazione di zone del territorio caratterizzate da comportamento sismico omogeneo". In sostanza, la MS individua e caratterizza le zone stabili, le zone suscettibili di amplificazione locale del moto sismico e le zone suscettibili di instabilità: è ormai noto che lo stesso evento sismico può provocare scuotimenti decisamente differenti in dipendenza degli spessori e delle qualità dei terreni posti a copertura del substrato roccioso, delle caratteristiche morfologiche del sito e, inoltre, è riconosciuto che gli effetti di un terremoto variano col variare delle condizioni geologiche in cui esso si sviluppa.

La MS ha come scopo quello di riconoscere ad una scala sufficientemente grande (scala comunale o subcomunale), le condizioni locali che possono modificare sensibilmente le caratteristiche del moto sismico atteso o possono produrre deformazioni permanenti rilevanti per le costruzioni e le infrastrutture.

In funzione dei diversi contesti e dei diversi obiettivi, gli studi di MS possono essere effettuati a vari livelli di approfondimento, con complessità e impegno crescenti, passando dal Livello 1 fino al Livello 3:

- il Livello 1 è un livello propedeutico ai veri e propri studi di MS, in quanto consiste in una raccolta di dati preesistenti, elaborati per suddividere il territorio in microzone qualitativamente omogenee rispetto alle zone sopra descritte;
- il Livello 2 si propone di quantificare l'amplificazione sismica di ogni zona omogenea individuata nel Livello 1, utilizzando allo scopo ulteriori e mirate indagini, ove necessario, e definisce la "Carta dei fattori di amplificazione";

- il Livello 3 restituisce una "Carta di microzonazione sismica di Livello 3" con approfondimenti su tematiche o aree particolari.

Per l'area oggetto di studio è stato effettuato un approfondimento di livello 3 che prevede la suddivisione in dettaglio del territorio, in funzione di un indice quantitativo che definisce l'amplificazione sismica attesa.

Come osservabile in Fig. 22, per quanto riguarda l'accelerazione massima orizzontale nell'intervallo 0.1-0.5 s (tipica per fabbricati come quello in questione) l'area in esame ricade in una porzione di territorio soggetta ad amplificazione $FA_{SA\ 0.1-0.5\ s} = 1.5-1.6$. Considerato che la categoria di sottosuolo riscontrata è la C, si ritiene che la sollecitazione sismica prevista dagli spettri semplificati sia congrua con gli studi di microzonazione.

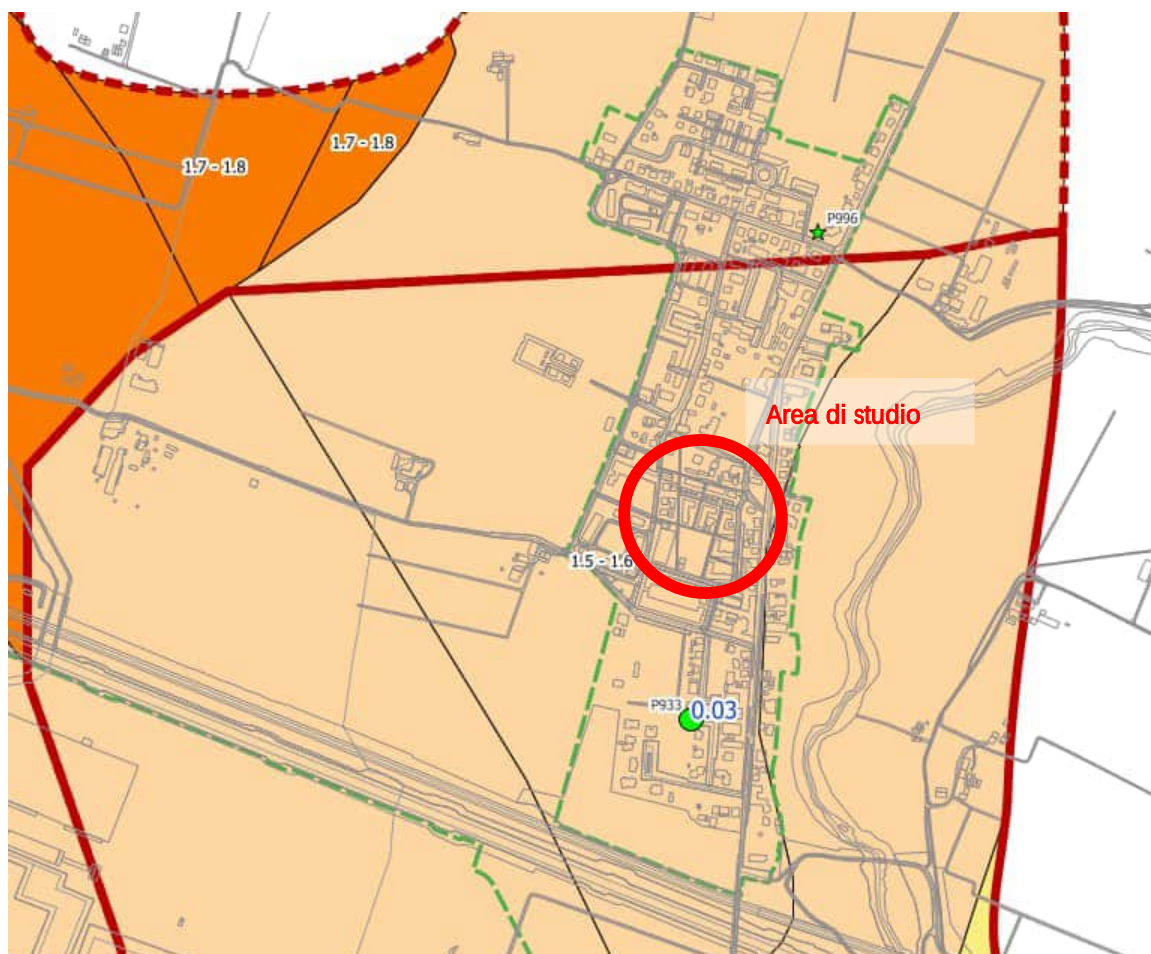


FIG. 22 – STRALCIO DELLA CARTA DEI FATTORI DI AMPLIFICAZIONE NELL'INTERVALLO 0.1 – 0.5 s

5.7 Disaggregazione e magnitudo

Per poter definire la magnitudo di riferimento utile alla verifica del rischio di liquefazione, è necessario dapprima definire le caratteristiche sismogenetiche del sito cioè, definire la coppia di dati magnitudo-distanza che meglio caratterizzano il sito stesso. Tale operazione, nota come disaggregazione, consiste nell'individuazione, a

partire da uno studio di pericolosità sismica con metodo probabilistico, delle coppie di dati (appunto magnitudo e distanza) che maggiormente concorrono alla sismicità di un sito.

A tale scopo, si sono utilizzati i dati dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) che fornisce i valori disaggregati magnitudo-distanza, ovvero, il contributo percentuale delle diverse coppie di dati magnitudo-distanza alla pericolosità di base con riferimento ai nodi del reticolo di riferimento, individuato dall'Allegato A delle NTC 2008 (nel caso in esame, si è considerato il nodo 15162, in quanto è il più prossimo all'edificio oggetto di studio).

La disaggregazione per lo SLV (Fig. 23) evidenzia che il massimo contributo percentuale alla pericolosità sismica di base è fornita per terremoti di magnitudo compresa tra 4.5 e 5.0 nel range di distanza tra 0 e 10 Km. Importanti contributi sono però forniti anche da sismi sempre nel range 0-10 km con magnitudo tra 4.0 e 4.5 e 5.0 e 5.5.

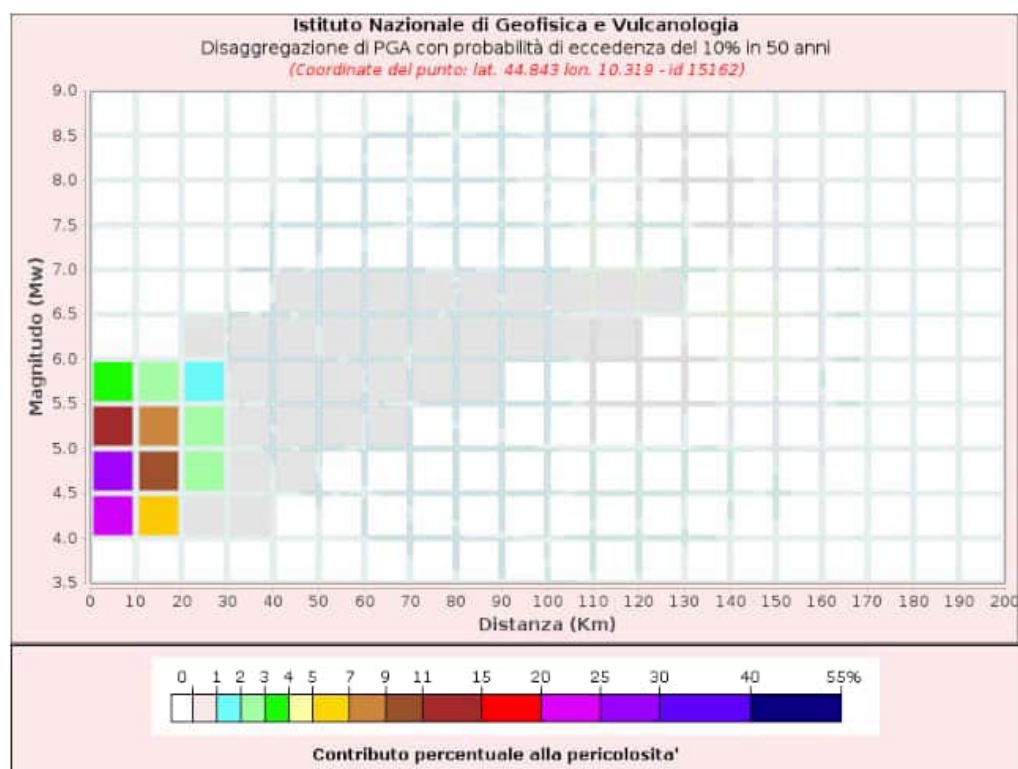


FIG. 23 – DISAGGREGAZIONE MAGNITUDO-DISTANZA PER IL NODO 15162 DA INGV PER LO STATO LIMITE SLV

Sulla base dei dati disponibili si possono ricostruire le curve di probabilità che consentono di tener conto delle diverse probabilità di accadimento di un evento con diversi tempi di ritorno (Fig. 24). Esaminando questa curva si osserva che il valore di magnitudo (Mw) corrispondente al 95° percentile è pari a 5.5.

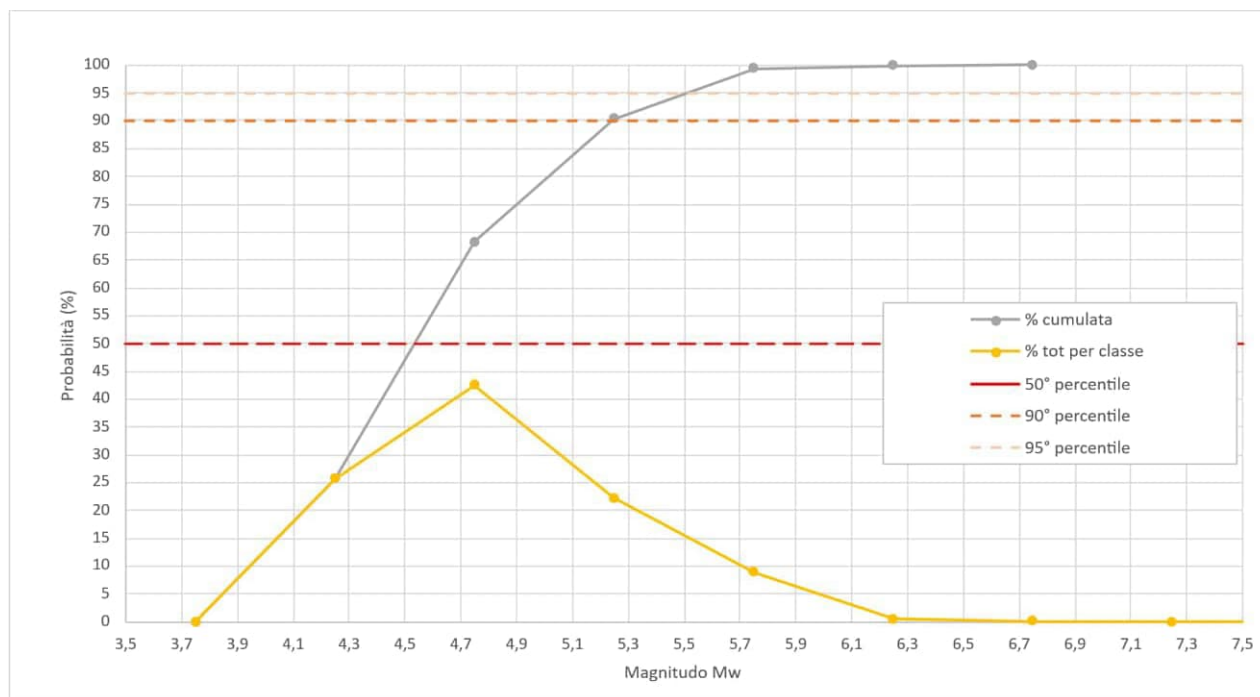


FIG. 24 – CALCOLO DELLA MAGNITUDO DI RIFERIMENTO SULLA BASE DEI DATI DI FIG. 23

5.8 Vulnerabilità sismica dell'opera in progetto

Per vulnerabilità sismica s'intende la suscettibilità di un'opera a subire lesioni in seguito alle sollecitazioni indotte dal sisma.

È stato dimostrato che la vulnerabilità agli eventi sismici di un edificio di costruzione relativamente recente è solo marginalmente collegabile alle modalità costruttive dello stesso. Molto più gravoso è l'effetto dell'amplificazione sismica locale, che tende ad aumentare in maniera importante l'intensità delle forze sismiche agenti sulla struttura.

In particolare, se la frequenza di risonanza dell'edificio è confrontabile con quella dei terreni di fondazione si verifica il fenomeno della risonanza accoppiata che comporta un'amplificazione delle sollecitazioni sismiche sull'opera.

Al fine di valutare tale rischio è, pertanto, necessario considerare se la frequenza di risonanza fondamentale del fabbricato oggetto d'intervento corrisponda con uno dei picchi di risonanza del terreno di fondazione evidenziati con l'indagine mediante tromografo. Tale valutazione andrà effettuata dai Progettisti.

Il grafico di Fig. 25 evidenzia che nell'area in questione è presente un modesto picco di amplificazione ad una frequenza di circa 2.97 Hz, pari a un periodo di 0.34 s.

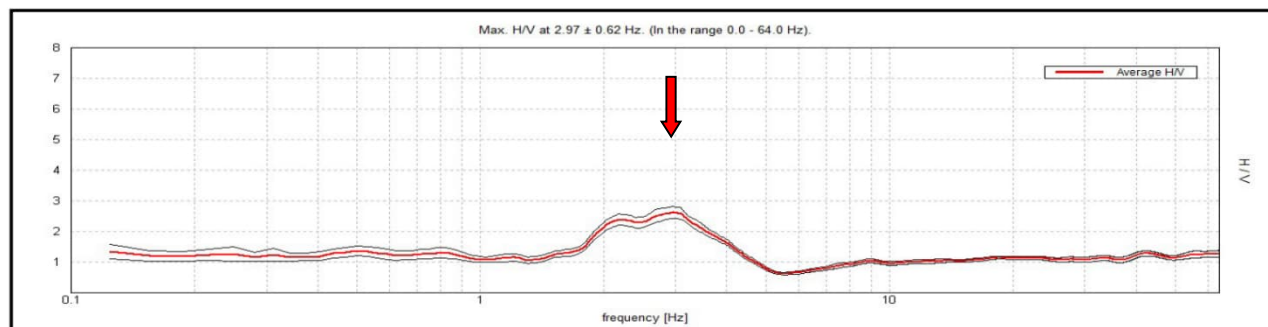


FIG. 25 – ELABORAZIONE DELLE MISURE REGISTRATE DEL TROMOGRAFO: RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE

6 RISCHIO DI LIQUEFAZIONE

Sebbene la litologia del sito non evidenzi la presenza di depositi granulari sotto falda nei primi 18 m da p.c. si è ritenuto, in ogni caso, opportuno valutare il rischio di liquefazione, prendendo in considerazione le n. 3 verticali indagate mediante le prove penetrometriche statiche con punta elettrica e piezocono.

La liquefazione consiste in una diminuzione della resistenza del terreno, a seguito del raggiungimento della condizione di fluidità. La perdita totale della resistenza viene raggiunta quando la pressione dell'acqua che riempie gli interstizi arriva a uguagliare la pressione di confinamento, rendendo nulle le tensioni efficaci trasmesse attraverso le particelle solide. Una volta che il terremoto ha innescato il processo di liquefazione, la massa del suolo resta in movimento fino a che non raggiunge una nuova condizione di stabilità.

Il rischio di liquefazione può essere stimato con metodi semplificati da prove CPTU mediante il calcolo dell'indice del potenziale di liquefazione LPI di Iwasaki et al. (1982). Le prove CPTU 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.

Per poter valutare la severità degli effetti Iwasaki ha proposto la scala riportata in Tab. 6.

Valori di LPI	Rischio di liquefazione
$I_L = 0$	Molto basso
$0 < I_L \leq 5$	Basso
$5 < I_L \leq 15$	Alto
$15 < I_L$	Molto alto

TAB. 6 – VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO IWASAKI

Valutazioni più recenti riportate da Sonmez (2003), basate su sismi di magnitudo inferiore a quelli utilizzati da Iwasaki consigliano tuttavia di rimodulare le classi di pericolosità come riportato in Tab. 7.

LPI
LPI = 0.00 - Liquefaction risk nul
LPI between 0.00 and 2.00 - Liquefaction risk low
LPI between 2.00 and 5.00 - Liquefaction risk moderate
LPI between 5.00 and 15.00 - Liquefaction risk high
LPI > 15.00 - Liquefaction risk very high

TAB. 7 – VALUTAZIONE DEL RISCHIO DI LIQUEFAZIONE SECONDO SONMEZ

L'indice LPI è calcolato con riferimento ad una verticale di prova. Gli effetti bi- e tri-dimensionali sono trascurati. Tale semplificazione può condurre talora a stime errate. In particolare, se la liquefazione in un sito è limitata a lenti isolate, la liquefazione in superficie può non manifestarsi anche per valori significativi di LPI. Viceversa, uno strato liquefatto sottile, profondo, molto diffuso ed esteso può determinare rottura del terreno e "*lateral spreading*" anche per bassi valori di LPI. La variabilità ed eterogeneità naturale delle condizioni stratigrafiche e geotecniche può spiegare la non sempre buona correlazione tra i valori dell'indice LPI e le evidenze di liquefazione.

L'indice LPI è definito nel modo seguente:

$$LPI = \int_0^{20} F W(LPIz) dz$$

dove:

- $F(z)$ è una variabile con valori compresi tra 0 e 1, definita ad ogni profondità $0 \leq z \leq 20$ in funzione del valore che, a quella profondità, assume il fattore di sicurezza alla liquefazione FSL
- $w(z)$ è un fattore di peso della profondità.

In sostanza il rischio di liquefazione tiene conto del fattore di sicurezza calcolato strato per strato, ma ne valuta la significatività su tutto lo spessore del deposito.

Il fattore di sicurezza alla liquefazione è definito nel modo seguente:

$$FSL = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \cdot MSF \cdot k_s$$

dove:

- $CRR_{7.5}$ = Rapporto di resistenza ciclica per $M = 7.5$ (Cyclic Resistance Ratio)
- MSF = fattore di scala della magnitudo (Magnitude Scale Factor)
- K_σ = Fattore di correzione per la pressione di confinamento
- CSR = rapporto di tensione ciclica (Cyclic Stress Ratio)

Nelle verifiche effettuate nel presente studio, per il calcolo del CRR è stato utilizzato il metodo di Robertson (2009) implementato dal programma CLIQ della *Geologismiki*. In Fig. 26 viene presentata, in forma di *flow-chart*, la procedura di calcolo di CRR utilizzata dal programma.

Per la verifica, oltre ai dati della prova CPTU è necessario fornire al programma l'accelerazione e la magnitudo attese al sito.

Per l'accelerazione è stato utilizzato il valore massimo di accelerazione ottenuto dallo studio di analisi di risposta sismica locale dello Studio di Microzonazione sismica di III livello del Comune di Parma, corrispondente a 0.19 g per SLV. Per la magnitudo è stato utilizzato, invece, il valore ottenuto dai dati di disaggregazione, pari a Mw = 5.5 (cfr. Par.5.6).

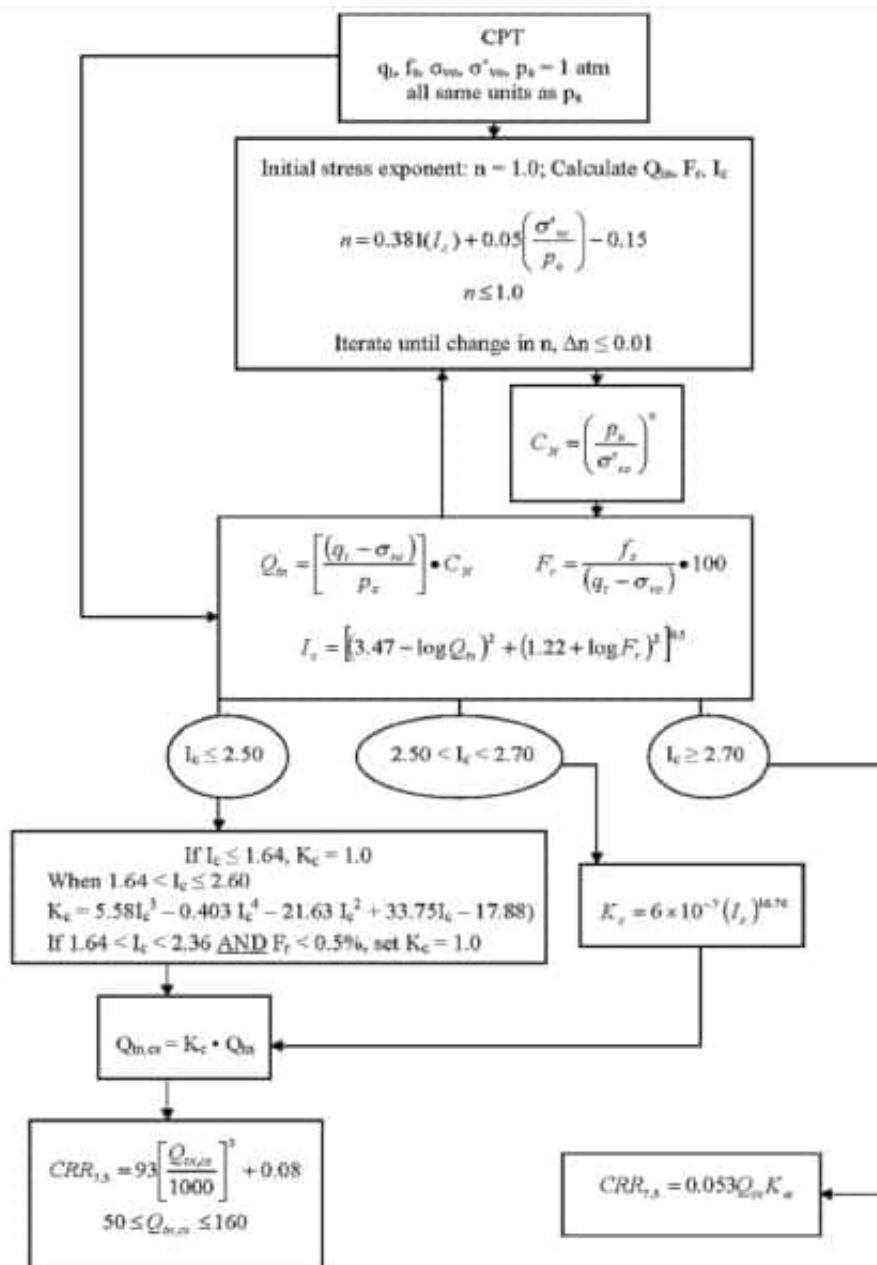


FIG. 26- FLOW CHART DELLA PROCEDURA DI VERIFICA NCEER MODIFICATA DA ROBERTSON (2009)

6.1 Analisi dei risultati

L'area in esame risulta, come si evince dall'immagine di Fig. 27, a rischio di liquefazione basso, visto che il valore di LPI è pari a 0.05. Il report completo della verifica eseguita è riportato in All. 2.

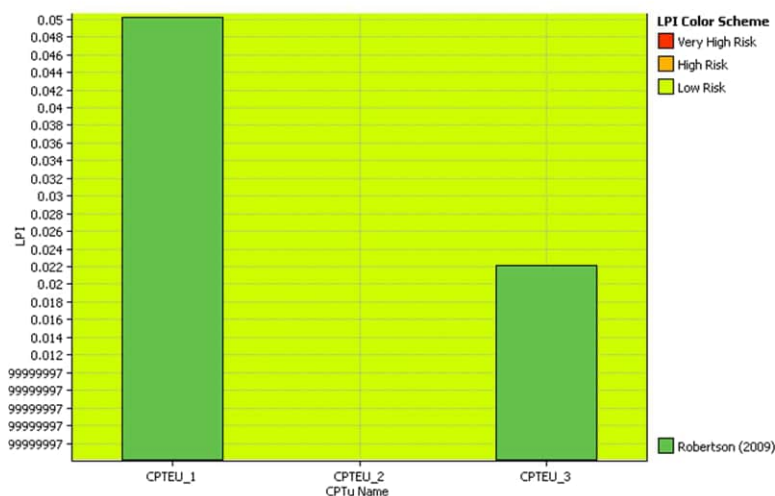


FIG. 27– GRAFICO DEL VALORE DI LPI PER LA PROVA VERIFICATA

I valori dei cedimenti verticali attesi in condizioni sismiche sono anch'essi pressoché nulli, valore massimo atteso nell'ordine di 0.2 cm, come mostrato nella figura seguente .

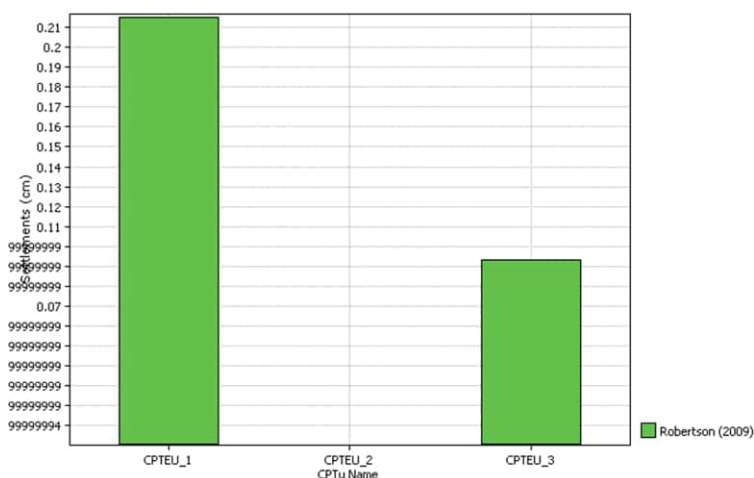


FIG. 28- CEDIMENTI VERTICALI ATTESI

7 GEOTECNICA

7.1 Elaborazione dei risultati delle indagini in situ

Le indagini eseguite hanno consentito di ricostruire il modello geotecnico del sottosuolo in corrispondenza dell'area di studio distinguendo orizzonti a comportamento coesivo.

Nei paragrafi seguenti vengono indicate le formule utilizzate per ricavare i differenti parametri sulla base dei risultati delle prove penetrometriche CPTU. In Fig. 30 - Fig. 32 sono riportati i grafici dei valori di C_u , ϕ' e E_{ed} in funzione della profondità.

7.1.1 Depositi coesivi

7.1.1.1 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio (ϕ') è stato calcolato applicando la formula di *Shioi e Fukuni (1982)* tipicamente usata per i depositi coesivi:

$$\phi' = 15 + \sqrt{N_{SPT} + 15}$$

in cui il valore di N_{SPT} che viene ricavato utilizzando la correlazione di Robertson (1983) che lo mette in relazione alla resistenza alla punta (R_p) del penetrometro statico

$$N_{SPT} = \frac{R_p}{4.5}$$

7.1.1.2 Coesione in condizioni non drenate

La coesione non drenata (C_u), è stata calcolata a partire da:

- valore di R_p restituito dalle prove penetrometriche CPTU utilizzando la formula di *Baligh et al. (1980)*:

$$C_u = \frac{R_p}{N_k}$$

assumendo, sulla base dell'esperienza effettuata in contesti simili, $N_k = 18$;

7.1.1.3 Coesione efficace

La resistenza al taglio in condizioni drenate, o coesione efficace (c') è stata determinata a partire dal valore dell'angolo ϕ' calcolato come descritto nel par. precedente, applicando la formula di *Cherubini (2000)*:

$$c' = (-0.1793 \cdot \phi') + 15.21$$

7.1.1.4 Modulo edometrico

Il modulo edometrico (E_{ed}) è stato calcolato mediante la formula di *Mitchell e Gardner (1975)*:

$$E_{ed} = \alpha \cdot R_p$$

con α variabile secondo i criteri della seguente Tab. 8.

Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0.7$ (MPa)	$3 < \alpha < 8$
	$0.7 < q_c < 2$ (MPa)	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2$ (MPa)	$1 < \alpha < 2.5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2$ (MPa)	$1 < \alpha < 3$
	$q_c > 2$ (MPa)	$3 < \alpha < 6$
Limi e argille di alta plasticità (MH, CH)	$q_c < 2$ (MPa)	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1.2$ (MPa)	$2 < \alpha < 8$
Torba e argilla organica (Pt, OH)	$50 < w_n < 100$	$1.5 < \alpha < 4$
	$100 < w_n < 200$	$1 < \alpha < 1.5$
	$w_n > 200$	$0.4 < \alpha < 1$

TAB. 8 – CORRELAZIONE DI MITCHELL E GARDNER (1975)

7.2 Modello Geotecnico

L'individuazione del modello geotecnico del terreno di fondazione dell'edificio oggetto di studio, rappresentato graficamente in Tav. 6 si basa sull'interpretazione della stratigrafia dei terreni effettuata mediante la ricostruzione delle sezioni litostratigrafiche di Tav. 5.

Le diverse unità litologiche sono state ulteriormente suddivise e correlate alle caratteristiche geotecniche dei terreni, determinate con i metodi descritti nel paragrafo 7.1.1.

Nel modello geotecnico i parametri, suddivisi nei vari orizzonti, sono stati espressi sia in termini di valori caratteristici, sia con il loro valore medio e relativa deviazione standard, ai sensi delle N.T.C. 01/2018, da utilizzare per valutazioni semiprobabilistiche (stati limite).

Il valore caratteristico della coesione non drenata, della coesione efficace e dei parametri di deformabilità, sono stati valutati come i valori corrispondenti al 5° percentile della distribuzione della media, utilizzando una distribuzione log-normale.

Per l'angolo di attrito interno il valore caratteristico è sempre riferito al 5° percentile della distribuzione del campione utilizzando però una distribuzione gaussiana (normale).

Nella seguente Fig. 29 si riporta, a titolo d'esempio, la distribuzione utilizzata per la determinazione della coesione non drenata C_u nell'orizzonte C2 a comportamento coesivo. A fronte di un valore caratteristico di 107.8 KPa il margine di errore, considerato l'insieme dei dati disponibili, risulta pari a circa 1.10 kPa, con un intervallo di confidenza pari al 95%.

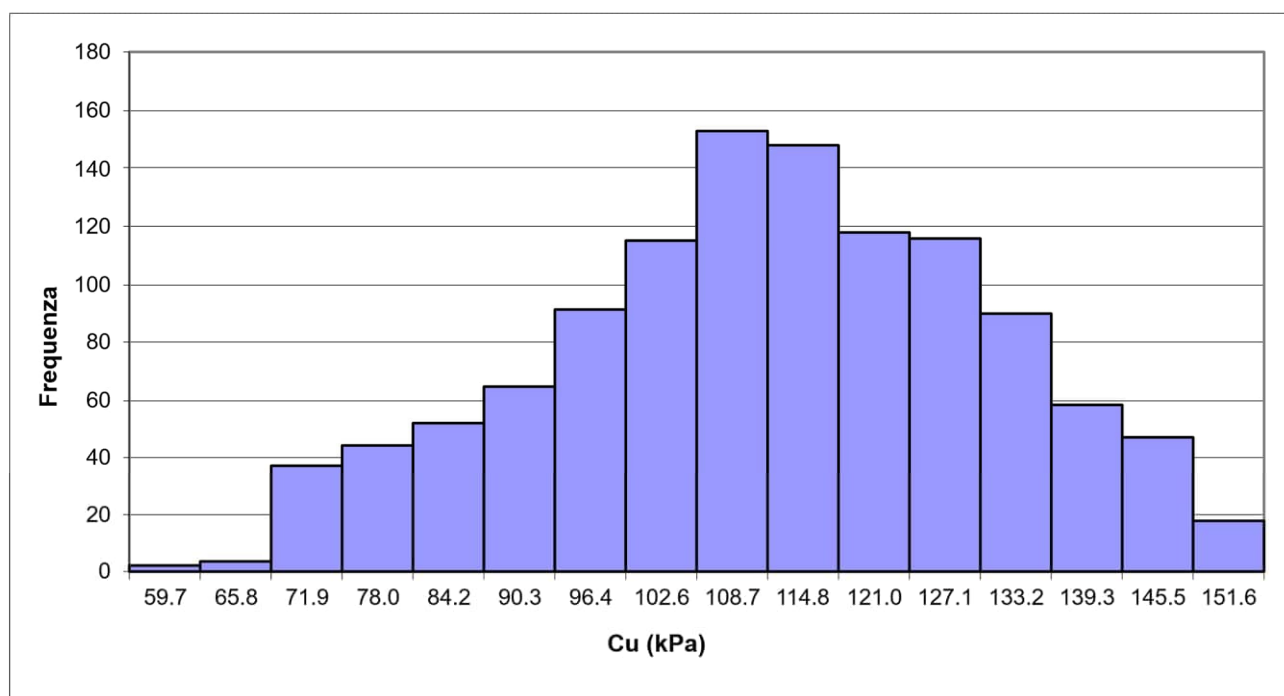


FIG. 29 – DISTRIBUZIONE DEI VALORI DI C_u DELL'ORIZZONTE C2

7.2.1 Sintesi dei risultati ottenuti

I parametri ottenuti per ciascun orizzonte sono riportati di seguito.

TERRENO DI RIPORTO

- Profondità: da p.c. a -1.90 m da p.c.
- o Terreni di riporto

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	19.00	Parametri geotecnici non significativi			

ORIZZONTE A

- Profondità: da -0.81 ÷ -1.60 m da p.c. a -3.00 ÷ -3.19 m da p.c. e da -3.87 ÷ -3.97 da p.c. a -6.91 ÷ -6.96 da p.c.
- Depositi argillosi sovraconsolidati a comportamento coesivo

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	18.50	21.40	11.36	67.74	4.22
Valore medio		21.44	11.37	68.60	4.27
Deviazione standard		0.73	0.13	16.50	0.84

ORIZZONTE B

- Profondità: da -3.01 ÷ -3.20 m da p.c. a -3.86 ÷ -3.96 m da p.c.
- Depositi argillosi a comportamento coesivo

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	18.00	19.60	11.60	35.89	3.00
Valore medio		19.72	11.68	37.39	3.06
Deviazione standard		0.76	0.14	12.21	0.51

ORIZZONTE C1

- Profondità: da -6.92 ÷ -6.96 m da p.c. a -11.60 ÷ -11.74 m da p.c., da -13.72 ÷ -14.15 m da p.c. a -14.67 ÷ -14.89 m da p.c., e da -17.04 ÷ -17.11 m da p.c. a -17.41 ÷ -17.86 m da p.c.
- Depositi argillosi a comportamento coesivo

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	18.80	22.10	11.25	82.73	5.13
Valore medio		22.13	11.25	83.43	5.16
Deviazione standard		0.73	0.13	16.26	0.88

ORIZZONTE C2

- Profondità: da -11.61 ÷ -11.75 m da p.c. a -13.25 ÷ -13.38 m da p.c. e da -14.68 ÷ -14.90 m da p.c. a -17.03 ÷ -17.10 m da p.c.
- Depositi argillosi a comportamento coesivo

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	18.70	23.10	11.06	107.78	5.82
Valore medio		23.15	11.07	108.88	5.87
Deviazione standard		0.73	0.13	19.18	0.70

ORIZZONTE C3

- Profondità: da -13.26 ÷ -13.39 m da p.c. a -13.71 ÷ -14.14 m da p.c.
- Depositi argillosi a comportamento coesivo

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_{ed} (MPa)
Valore caratteristico	19.00	24.60	10.78	150.26	6.86
Valore medio		24.67	10.79	153.26	6.97
Deviazione standard		0.63	0.11	19.33	0.73

ORIZZONTE D

- Profondità: da -17.42 ÷ -17.87 m da p.c. a -18.14 m da p.c. (massima profondità investigata).
- Depositi ghiaiosi

	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	C_u (kPa)	E_y (MPa)
Valore caratteristico	21.00	32.20			15.60
Valore medio		33.02			18.75
Deviazione standard		4.80			17.20

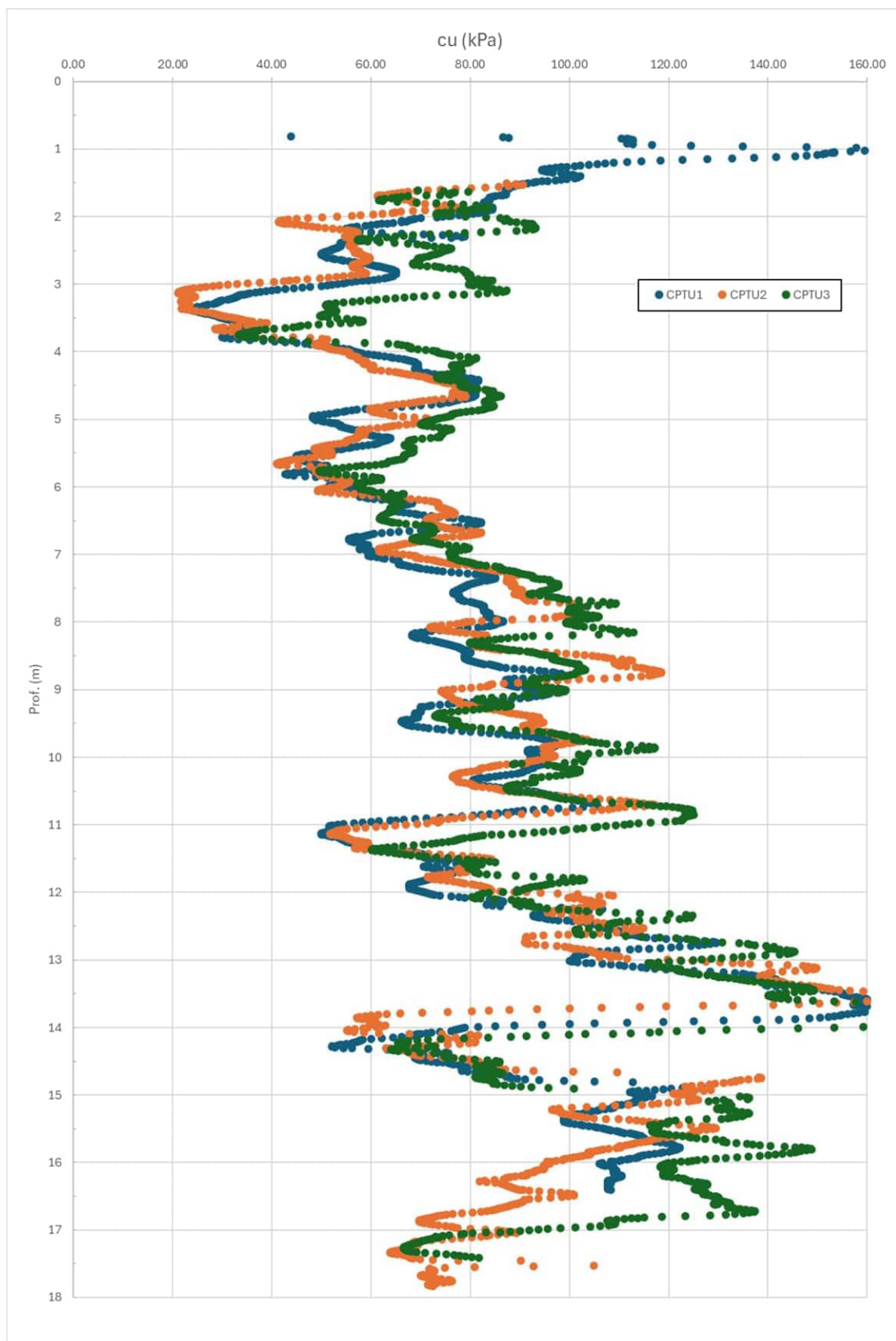


FIG. 30 – GRAFICO DEI VALORI DI CU IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ

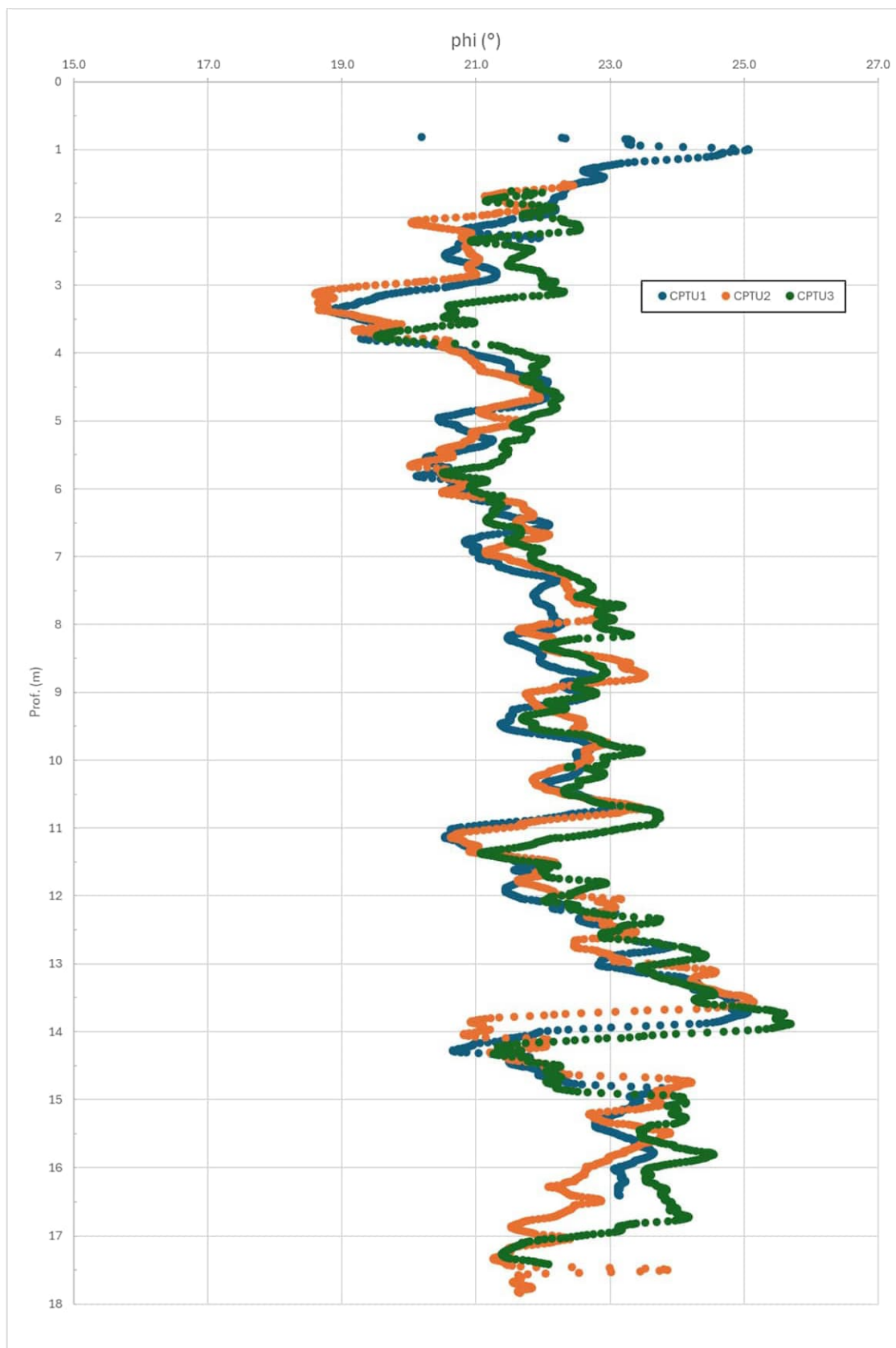


FIG. 31 – GRAFICO DEI VALORI DI PHI IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ

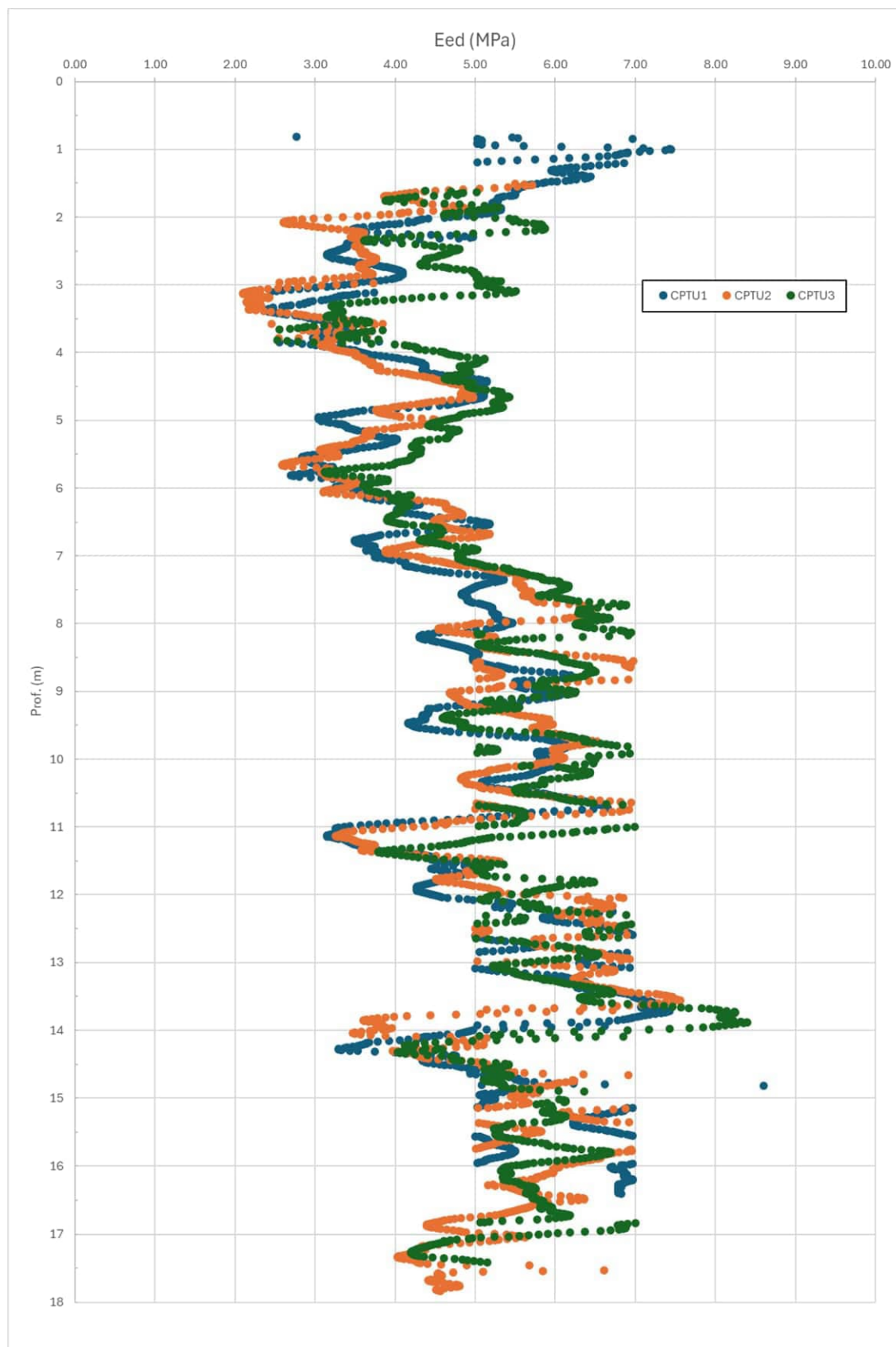
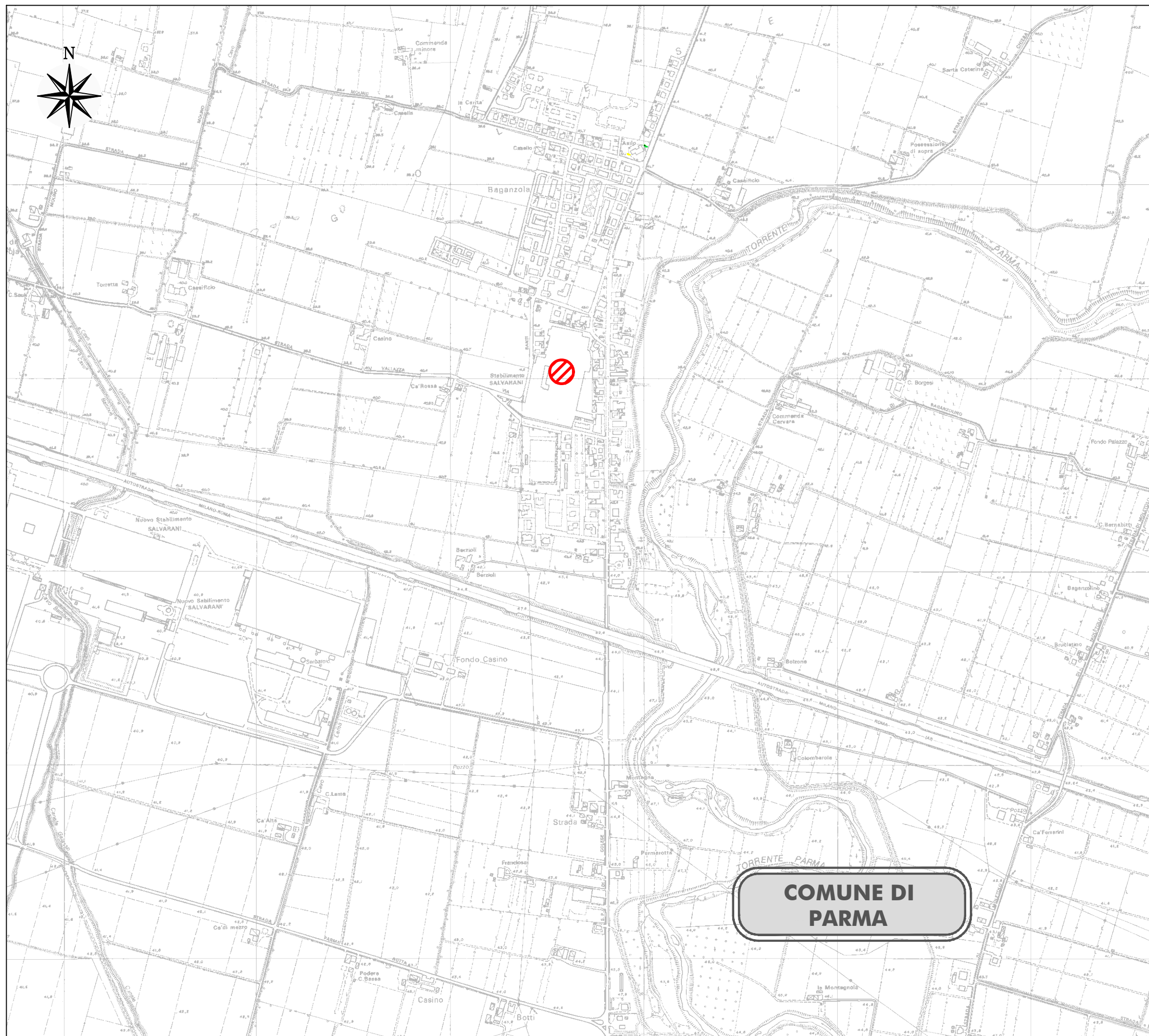


FIG. 32 – GRAFICO DEI VALORI DI EED IN FUNZIONE DELLA PROFONDITÀ



LEGENDA

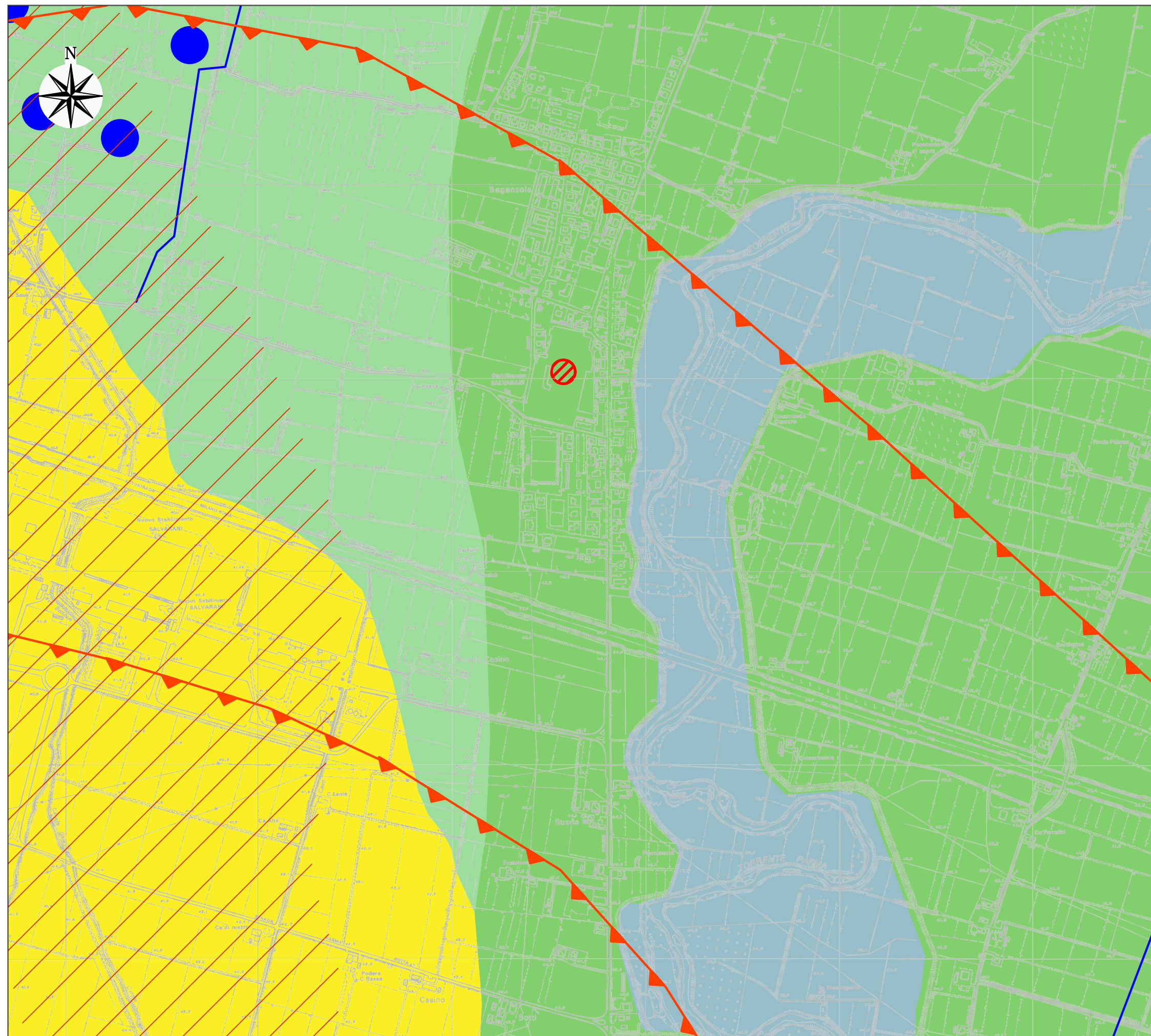
Territorio



Area di studio

COMUNE DI
PARMA

TAV.1 - INQUADRAMENTO GEOGRAFICO - scala 1:10.000



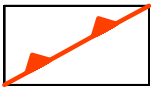
LEGENDA

Territorio



Area di studio

Geologia



Sovrascorrimento sepolto



Depositi attuali in evoluzione

ALLOMEMBRO DI RAVENNA AES8

Unità di Modena



Depositi di piana inondabili costituiti da argille e limi con rare intercalazioni sabbiose



Depositi di argine naturale in prevalenza da limi argillosi e limi sabbiosi, in subordine sabbie fini, ai quali si intercalano livelli generalmente decimetrici di sabbie medio e/o grossolane

Unità Idice



Depositi di conoide alluvionale costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e limi stratificati con copertura discontinua di limi argillosi e depositi di interconoide costituiti da argille limose e limi argillosi con intercalazioni di ghiaie e sabbie

Elementi geomorfologici

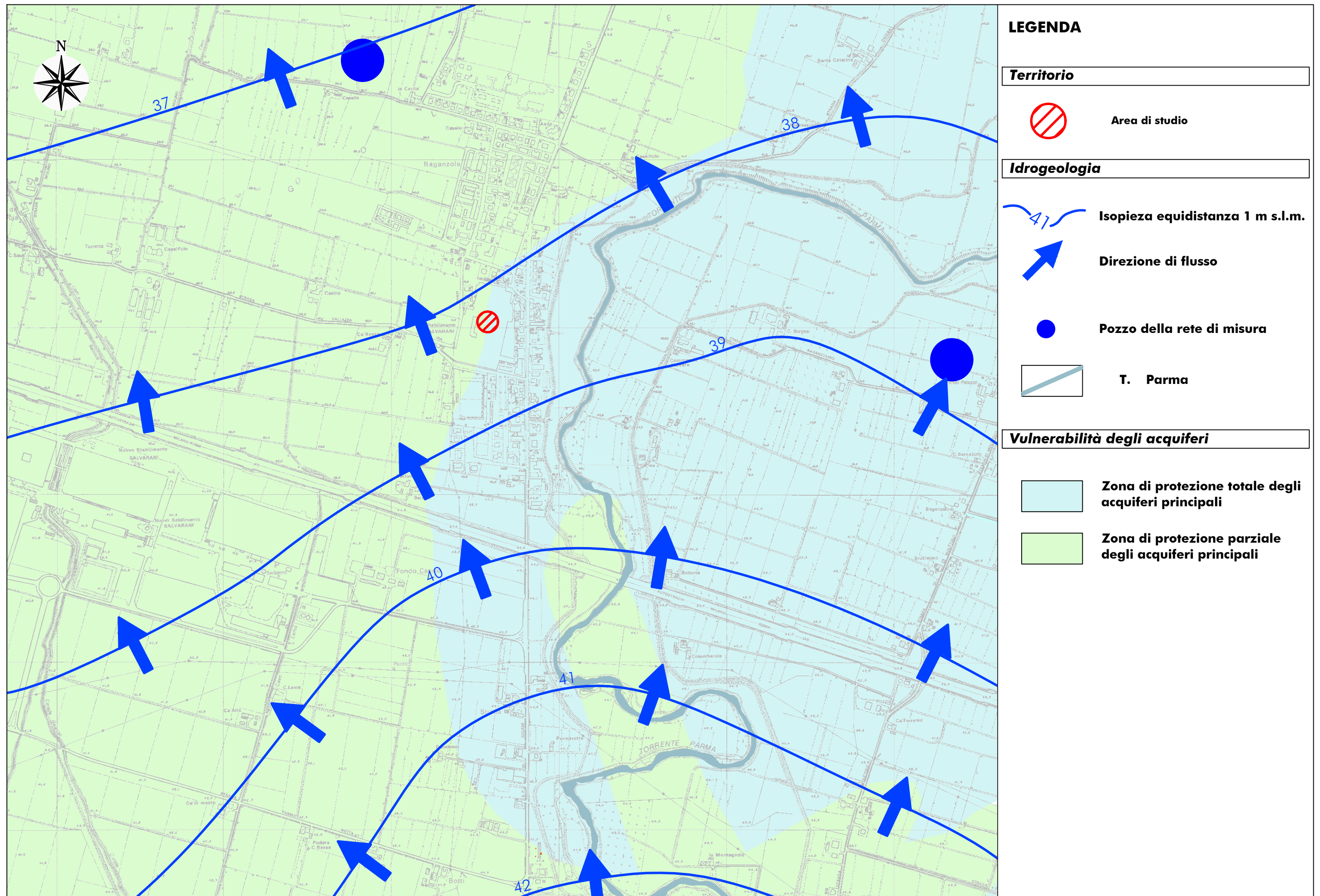


Limite del bacino interfluviale delimitante aree morfologicamente depresse (valli)

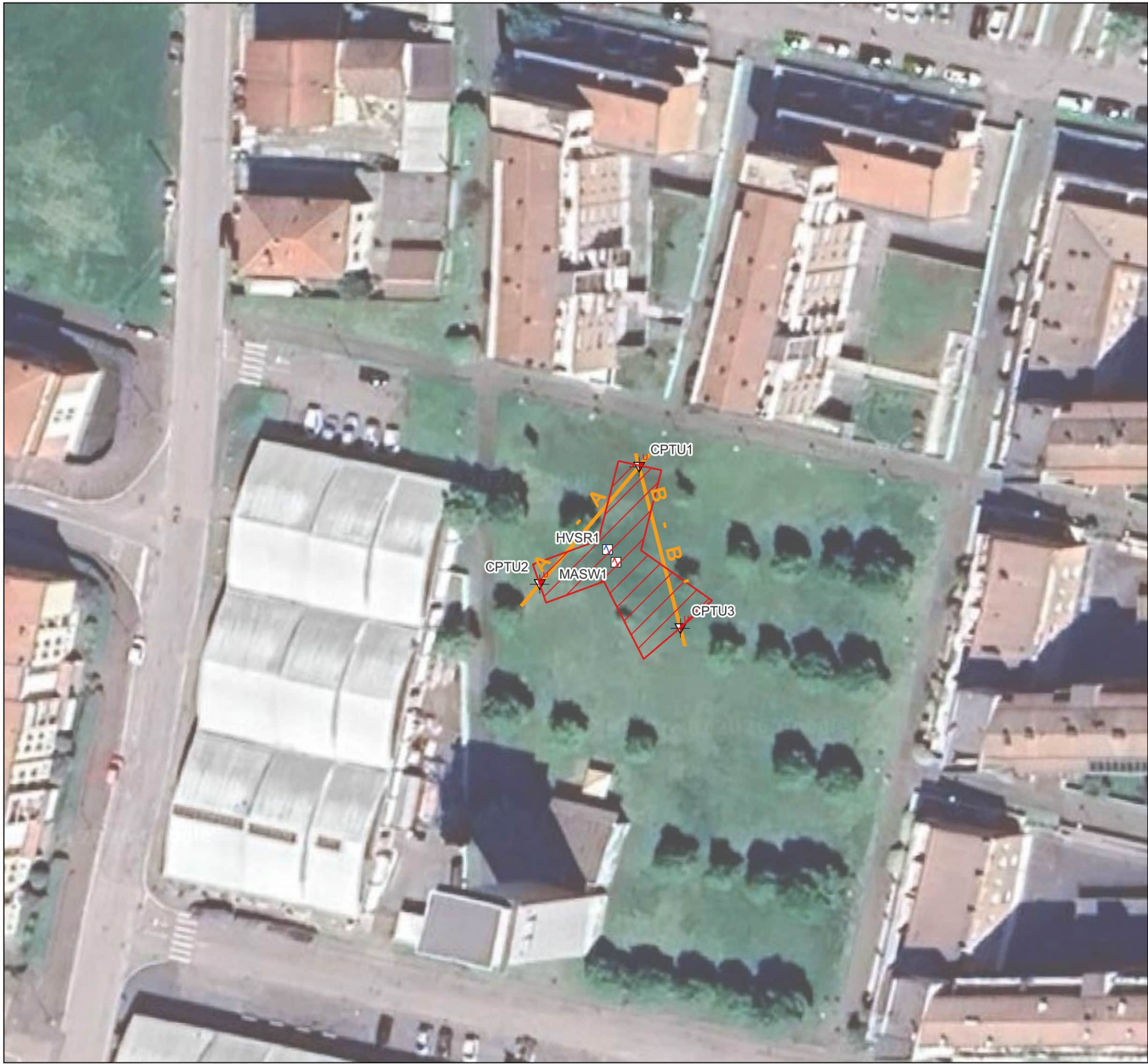


Risorgiva o fontanile con canale di scolo

TAV.2 - CARTA GEOLITOLOGICO-MORFOLOGICA - scala 1:10.000



TAV.3 - CARTA IDROGEOLOGICA E DELLA VULNERABILITA'- scala 1:10.000

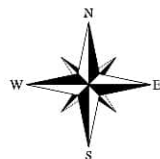


Legenda

-  Centro Giovani
-  Traccia di Sezione

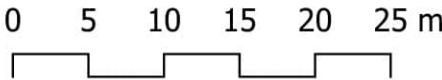
Campagna indagini

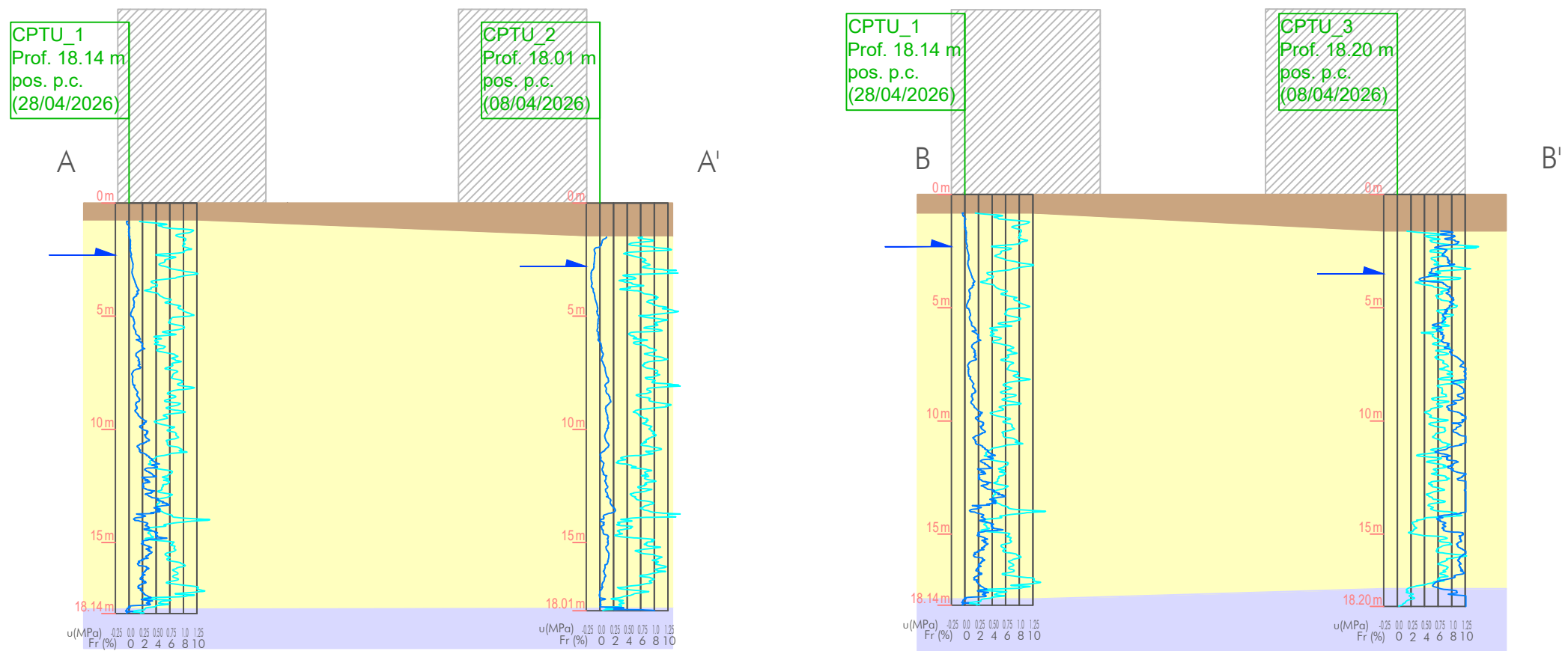
-  CPTU
-  HVS1
-  MASW1



TAV. 4
Planimetria con
ubicazione indagini

Scala 1:500





LEGENDA

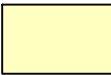
Litologia



Terreno di riporto



Depositi prevalentemente ghiaiosi



Depositi prevalentemente argillosi

Indagini geognostiche

CPTU1
Prof. 20m
(2016)

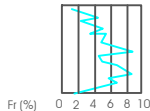
— — — **CODICE PROVA**
— — — **PROFONDITA' (m)**
— — — **ANNO ESECUZIONE**

CPTU_2

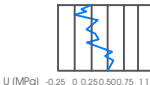
**Prova penetrometrica statica
con punta elettrica e piezocono**



Livello di falda rilevato



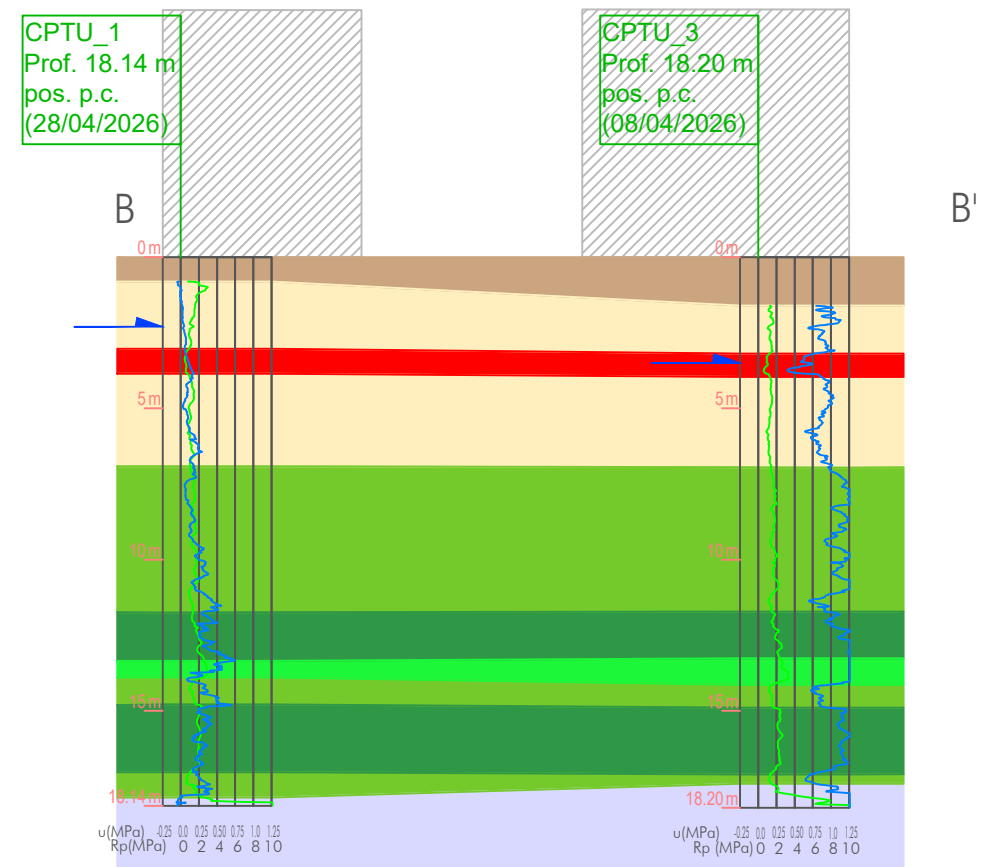
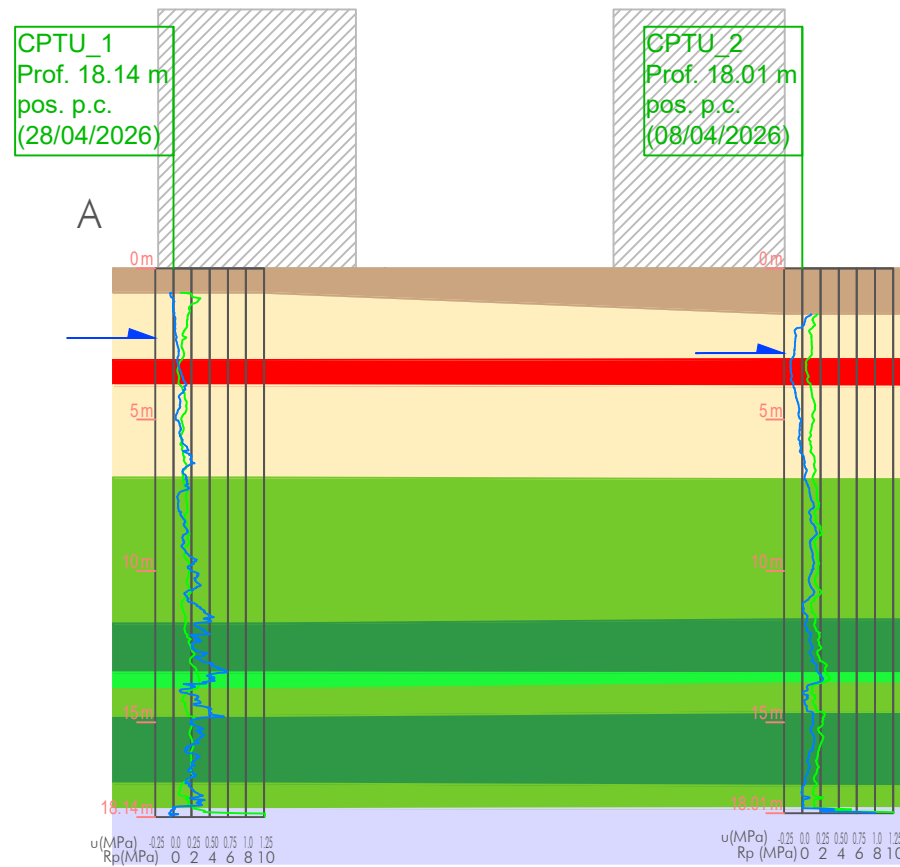
Friction (Fr)



Pressione interstiziale (U)



Edificio in progetto



LEGENDA

Terreni coesivi

TERRENO DI RIPORTO $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$

ORIZZONTE B $\gamma = 18.0 \text{ kN/m}^3$;
 $C_{uk} = 35.89 \text{ kPa}$; $C_{um} = 37.39 \text{ kPa}$; $C_{UDev.Std} = 12.21$;
 $C'_{k1} = 11.66 \text{ kPa}$; $C'_{m1} = 11.68 \text{ kPa}$; $C'_{Dev.Std} = 0.14$;
 $\phi'_{k1} = 19.60^\circ$; $\phi'_{m1} = 19.72^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 0.76$;
 $E_{edk} = 3.00 \text{ MPa}$; $E_{edm} = 3.06 \text{ MPa}$; $E_{edDev.Std} = 0.51$

ORIZZONTE A $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$;
 $C_{uk} = 67.74 \text{ kPa}$; $C_{um} = 68.60 \text{ kPa}$; $C_{UDev.Std} = 16.50$;
 $C'_{k1} = 11.36 \text{ kPa}$; $C'_{m1} = 11.37 \text{ kPa}$; $C'_{Dev.Std} = 0.13$;
 $\phi'_{k1} = 21.40^\circ$; $\phi'_{m1} = 21.44^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 0.73$;
 $E_{edk} = 4.22 \text{ MPa}$; $E_{edm} = 4.27 \text{ MPa}$; $E_{edDev.Std} = 0.84$

ORIZZONTE C1 $\gamma = 18.8 \text{ kN/m}^3$;
 $C_{uk} = 82.73 \text{ kPa}$; $C_{um} = 83.43 \text{ kPa}$; $C_{UDev.Std} = 16.26$;
 $C'_{k1} = 11.25 \text{ kPa}$; $C'_{m1} = 11.25 \text{ kPa}$; $C'_{Dev.Std} = 0.13$;
 $\phi'_{k1} = 22.10^\circ$; $\phi'_{m1} = 22.13^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 0.73$;
 $E_{edk} = 5.13 \text{ MPa}$; $E_{edm} = 5.16 \text{ MPa}$; $E_{edDev.Std} = 0.88$

Terreni granulari

ORIZZONTE C2 $\gamma = 18.7 \text{ kN/m}^3$;
 $C_{uk} = 107.78 \text{ kPa}$; $C_{um} = 108.88 \text{ kPa}$; $C_{UDev.Std} = 19.18$;
 $C'_{k1} = 11.06 \text{ kPa}$; $C'_{m1} = 11.07 \text{ kPa}$; $C'_{Dev.Std} = 0.13$;
 $\phi'_{k1} = 23.10^\circ$; $\phi'_{m1} = 23.15^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 0.73$;
 $E_{edk} = 5.82 \text{ MPa}$; $E_{edm} = 5.87 \text{ MPa}$; $E_{edDev.Std} = 0.70$

ORIZZONTE D $\gamma = 21.0 \text{ kN/m}^3$;
 $\phi'_{k1} = 32.20^\circ$; $\phi'_{m1} = 33.02^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 4.80$;
 $E_{yk} = 15.60 \text{ MPa}$; $E_{ym} = 18.75 \text{ MPa}$; $E_{yDev.Std} = 17.20$

ORIZZONTE C3 $\gamma = 19.0 \text{ kN/m}^3$;
 $C_{uk} = 150.26 \text{ kPa}$; $C_{um} = 153.26 \text{ kPa}$; $C_{UDev.Std} = 19.33$;
 $C'_{k1} = 10.78 \text{ kPa}$; $C'_{m1} = 10.79 \text{ kPa}$; $C'_{Dev.Std} = 0.11$;
 $\phi'_{k1} = 24.60^\circ$; $\phi'_{m1} = 24.67^\circ$; $\phi'_{Dev.Std} = 0.63$;
 $E_{edk} = 6.86 \text{ MPa}$; $E_{edm} = 6.97 \text{ MPa}$; $E_{edDev.Std} = 0.73$

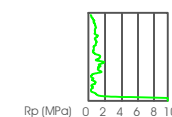
Indagini geognostiche

CPTU1
 Prof. 20m
 (2016)

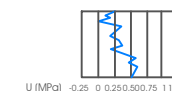
— — CODICE PROVA
 — — PROFONDITA' (m)
 — — ANNO ESECUZIONE

CPTU_2 Prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono

Livello di falda rilevato



Resistenza alla punta (Rp)



Pressione interstiziale (U)

Edificio in progetto



EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY
www.engeo.it

Maggio 2026

Comune di Parma
Provincia di Parma

ALLEGATO 1 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Progetto di realizzazione del
"Centro Giovani Baganzola"

Committente



Geologi

Dott. Carlo Caleffi

Dott. Francesco Cerutti

Dott. Matteo Baisi

PARMA INFRASTRUTTURE S.P.A.

**ACCORDO QUADRO PER L’AFFIDAMENTO DEL SERVIZIO DI ESECUZIONE DI PROVE
GEOGNOSTICHE
CIG B708087416
(CIG FIGLIO: BB27D94A3A)**

ORDINATIVO N. 05 DEL 08/04/2026

**CONTRATTO: REP. SP 67/2025-2025.IV/002.2 DEL 11/07/2025
AREA DI CANTIERE: VIA NABUCCO SN, LOCALITA’ BAGANZOLA**

**Campagna di prove geognostiche propedeutiche
all’intervento di nuova costruzione edificio monopiano destinato a Centro Giovani in località Baganzola**

**ESECUZIONE DI N. 3 PROVE PENETROMETRICHE CPTEU ED
ESECUZIONE DI N. 1 INDAGINE SISMICA MASW E DI N. 1 MISURA HVSR**

BEDUSCHI GEOTECNICA di Beduschi Giovanni e C. S.r.l.

**Via Centro Isola, 1d
26046 San Daniele Po (Cr)**

Tel. : 0372 65223

Fax : 0372 65223

e-mail : info@beduschigeotecnica.it

pec: beduschi.geotecnica@lamiaptec.it

Sondaggi geognostici e prove penetrometriche

Part. IVA N. 00256020348

R.E.A Cremona n.173629

Attestazione SOA 27914/16/00 del 04/09/2023

Certificazione ISO 9001 -2015 n°IT-316003


BEDUSCHI GEOTECNICA SRL
di Beduschi Giovanni e C.
Via Centro Isola 1/D - 26106 S. Daniele Po (CR)
Tel. e Fax 0372 65223
C.F. e P. IVA: 00256020348

17-04-2026

INDICE

1 – PREMESSA

2 – PROVA PENETROMETRICA CPTU

Attrezzatura impiegata per l'esecuzione della Prova

Localizzazione Prove

Documentazione fotografica

In Allegato:

CPTEU Baganzola unite.cpt

cartella: dati grezzi:

CPTEU1.txt; CPTEU2.txt; CPTEU3.txt

Cartella: CPTEU 1:

CPTEU 1.pdf; CPTEU 1 basic.xls; CPTEU 1-estimated parameters.xls

Cartella: CPTEU 2:

CPTEU 2.pdf; CPTEU 2 basic.xls; CPTEU 2-estimated parameters.xls

Cartella: CPTEU 3:

CPTEU 3.pdf; CPTEU 3 basic.xls; CPTEU 3-estimated parameters.xls

3 – INDAGINE IN SISMICA MASW E MISURA HVSR:

Premessa

Caratterizzazione attrezzatura

Indagine MASW

Interpretazione dati acquisiti

Indagine sismica Microtremori

Categorie di suolo di fondazione

Ubicazione indagine

Scheda MASW

Scheda indagine HVSR

1 – PREMESSA

E' stata eseguita la campagna d'indagine geognostica sui terreni interessati dal progetto in oggetto in Comune di Parma (Pr) nella frazione di Baganzola: rif. Accordo Quadro per l'affidamento del servizio di esecuzione di prove geognostiche CIG B708087416 (CIG figlio: BB27D94A3A) - Ordinativo n. 5 del 08/04/2026 - Contratto: Rep. SP 67/2025-2025.IV/002.2 del 11/07/2025 - Area di cantiere: via Nabucco sn, località Baganzola - Campagna di prove geognostiche propedeutiche all'intervento di nuova costruzione edificio monopiano destinato a Centro Giovani in località Baganzola

L'indagine si sviluppa attraverso:

- Esecuzione di n.3 Prove Penetrometriche, localizzate come da indicazioni della Committenza spinte sino alla profondità di:

CPTEU 1 bis -18,14 m da p.c.;

CPTEU 2 -18,01 m da p.c.;

CPTEU 3 -18,20 m da p.c.;

presentazione della documentazione fotografica;

in allegato sono riportati i seguenti files:

- CPTEU Baganzola unite.cpt
- cartella: dati grezzi:

CPTEU1.txt; CPTEU2.txt; CPTEU3.txt

- Cartella: CPTEU 1:
CPTEU 1.pdf; CPTEU 1 basic.xls; CPTEU 1-estimated parameters.xls
- Cartella: CPTEU 2:
CPTEU 2.pdf; CPTEU 2 basic.xls; CPTEU 2-estimated parameters.xls
- Cartella: CPTEU 3:
CPTEU 3.pdf; CPTEU 3 basic.xls; CPTEU 3-estimated parameters.xls
- Esecuzione n. 1 MASW e n. 1 HVSR localizzate come da indicazioni della Committenza; interpretazione dati e presentazione della documentazione fotografica.

I lavori di campagna sono stati eseguiti l'8, il 15 e il 28 Aprile 2026.

Data	indagine	tipo	Profondità (m)
28/04/2026	CPTEU 1 bis	Prova Penetrometrica CPTEU	18,14
08/04/2026	CPTEU 2	Prova Penetrometrica CPTEU	18,01
08/04/2026	CPTEU 3	Prova Penetrometrica CPTEU	18,20
15/04/2026	MASW	Prova Sismica MASW	
15/04/2026	HVSR	Prova Sismica Microtremori	

Tabella indagine

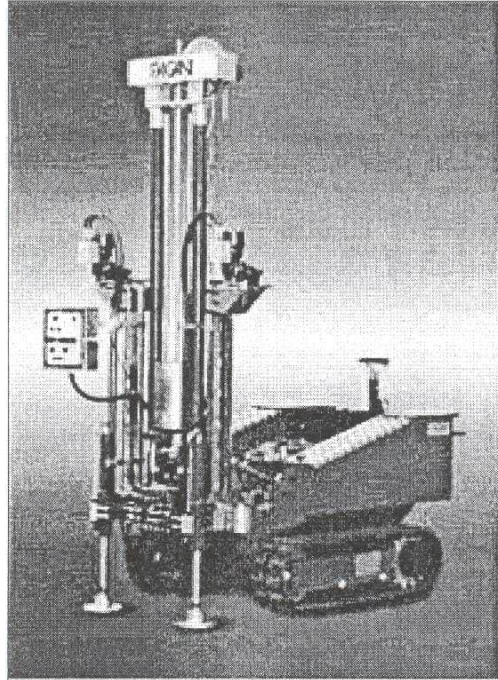
2 - PROVE PENETROMETRICHE CPTEU

Attrezzatura impiegata per l'esecuzione delle Prove

Per l'esecuzione delle Prove Penetrometriche CPTEU è stato impiegato il Penetrometro tipo TG63200 (Pagani) dotato delle seguenti caratteristiche:

- Penetrometro cingolato ad azionamento oleodinamico;
- Capacità max di spinta 200 KN;
- Capacità max di estrazione 205 KN;
- Tipo punta elettrica mh 131;
- Acquisizione dati ogni cm;
- Diametro punta 36 mm;
- Angolo apertura 60°;

- Superficie laterale 150 cm²;
- Peso 2,1 kg;
- Lunghezza 413 mm;
- Software Geologismiki



Penetrometro TG63200 (Pagani)

Le caratteristiche degli strumenti utilizzati rispondono alla nuova categoria di standard europeo e la realizzazione delle prove ha rigorosamente seguito le indicazioni ed i criteri stabiliti dalle norme internazionali I.S.S.M.G.E.

Localizzazione Prove:
come da indicazione della Committenza:



Documentazione fotografica



CPTEU 1



CPTEU 2



CPTEU 3

In allegato sono riportati i seguenti files:

- CPTEU Baganzola unite.cpt
- cartella: dati grezzi:
CPTEU1.txt; CPTEU2.txt; CPTEU3.txt
- Cartella: CPTEU 1:
CPTEU 1.pdf; CPTEU 1 basic.xls; CPTEU 1-estimated parameters.xls
- Cartella: CPTEU 2:
CPTEU 2.pdf; CPTEU 2 basic.xls; CPTEU 2-estimated parameters.xls
- Cartella: CPTEU 3:
CPTEU 3.pdf; CPTEU 3 basic.xls; CPTEU 3-estimated parameters.xls

3 – INDAGINE IN SISMICA MASW E MISURA HVSR

Premessa

Il giorno 15 aprile 2026 Sono state effettuate le seguenti indagini geofisiche:

- una prova sismica tipo MASW (Multichannel Spectral Analysis of Waves) per la valutazione delle $V_{s,eq}$ e per la definizione della categoria di suolo come richiesto dalla normativa vigente (D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni),
- una prova in sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) per l’individuazione della frequenza fondamentale del terreno.

Le indagini sono state eseguite in località Baganzola in comune di Parma, ubicate come indicato dalla committenza e visualizzato nelle schede allegate a fine testo.



Fig.1 Ubicazione area di indagine

Caratteristiche delle indagini geofisiche eseguite

Tipologia indagine	Numero geofoni	Interdistanza geofonica m	Lunghezza linea m	Offset m	Lunghezza complessiva Linea m	Ubicazione centro indagine
MASW	24	2,0	46	4	46+4=50	Lat. N 44,853501 Long. E 10,306561
HVSR						Lat. N 44,853520 Long. E 10,306516

L’indagine MASW è indirizzata a misurare le velocità delle onde sismiche (V_s) del sottosuolo e la valutazione del parametro $V_{s,eq}$ come prescritto da:

- Ordinanza del P.C.M. n° 3274 del 20 marzo 2003
- D.M. 17 gennaio 2018 “Norme tecniche per le Costruzioni”.
- Successiva Circolare Ministeriale n°7 del 21/01/2019 recante Istruzioni per l’applicazione.

mentre lo scopo della prova HVSR è principalmente quello di misurare la frequenza caratteristica del terreno in studio oltre a valutare indicativamente gli spessori delle coltri superficiali.

Si ricorda che la normativa (par. 3.2.2 NTC18) richiede l'effetto della risposta sismica locale valutata mediante specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel § 7.11.3. In alternativa, qualora le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni siano chiaramente riconducibili alle categorie definite nella Tab. 3.2.II, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_S . I valori dei parametri meccanici necessari per le analisi di risposta sismica locale o delle velocità V_S per l'approccio semplificato costituiscono parte integrante della caratterizzazione geotecnica dei terreni compresi nel volume significativo, di cui al § 6.2.2. dell'NTC18.

All'interno del territorio nazionale sono state individuate 4 zone sismiche, contraddistinte dal valore a_g dell'accelerazione di picco al suolo, normalizzata rispetto all'accelerazione di gravità (v. Allegato 1 ord. 3274 del 2003 e succ. modifiche). La classificazione del suolo (tabella 3.2.II) è invece convenzionalmente eseguita sulla base delle condizioni stratigrafiche e della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (in m/s), definita dall'espressione:

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

con:

h_i spessore dell' i -esimo strato;

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

N numero di strati;

H 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_{s30} ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> , caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D</i> , con profondità del substrato non superiore a 30 m.

Caratteristiche attrezzatura

Per eseguire l'indagine MASW è stato utilizzato un sismografo multicanale ad incrementi di segnale, della **P.A.S.I. mod. 16S24-P** a 24 canali. Le specifiche tecniche dello strumento sono:

-processore:	Pentium 200 MMx Intel,
-Trattamento dati:	Floating Point 32-Bit,
-Ambiente operativo:	Windows XP 32bit
-Canali:	24 (espandibili sino a 48)
-Display:	VGA a Colori LCD TFT 10,4"
-Supporto memorizz.:	Hard Disk stato solido
-Risoluzione acquisizione:	6/24 bit
-Sonde ambiente interne:	temperatura, umidità relativa
-Formato dati:	Pasi (.osv) e SEG-2 (.dat),
-Durata acquisizioni:	Rifrazione, 32÷65536 ms
	Riflessione, 32÷16384 ms,
-Tempi campionamento:	da 125 µs a 2 ms su 24 ch



-Filtri digitali:	Passa alto (25÷400 Hz) Passa Basso (100÷250 Hz) Notch (50÷180 Hz)
-Attivazione filtri:	in acquisizione o manualmente
-Trigger:	inibizione impulsi dovuti a rimbalzi

Altra strumentazione:

- 1 Cavo sismico da 65 m per collegare in serie i geofoni
- 24 geofoni a 4,5 Hz
- Sorgente impulsiva: mazza battente da 10 Kg con piastra di battuta in alluminio 15x15 cm, da disporre sul terreno.
- Cordella metrica per posizionare i ricevitori.
- TROMINO® per l'indagine HVSR

Indagine MASW

L'indagine sismica di tipo MASW consente la determinazione diretta della velocità delle onde trasversali (Onde di taglio - onde Sh/Sv) dei terreni del sottosuolo in esame in modo da ottenere una corretta caratterizzazione della categoria sismica del sottosuolo dell'area in oggetto (V_{s30}). L'indagine sismica adottata, MASW (in sismica attiva) è stata scelta in funzione delle limitazioni che affliggono in genere misure di onde Sh in metodi a rifrazione tradizionali (come ad es. difficoltà di generazione di onde polarizzate Sh o inversioni di velocità identificabili con difficoltà e/o valutabili con costosi lunghi ed impegnativi metodi sismici in foro es. Cross-Hole e Down-Hole).

La tecnica sismica MASW, è stata ampiamente testata (perfezionata già dal 1999) ed è contemplata fra le indagini per la definizione rigorosa del profilo di Vs per caratterizzazione sismica del sito (NTC-08 e ad es. Lai, Foti e Rota "Input sismico e stabilità geotecnica dei siti di costruzione - IUSS Press Eucentre 2009) e risulta migliore per la caratterizzazione del primo sottosuolo; le tecniche basate su utilizzo di registrazioni di microtremiti di origine naturale e/o antropica (tecniche passive) possono caratterizzare infatti il sottosuolo più in profondità, da diverse decine, sino alle volte, anche a centinaia di metri (Lai et alii - IUSS Press Eucentre 2009) ma con minor risoluzione per la zona prossima alla superficie che invece più ci interessa.

Diversi autori (Lachet e Bard 94, Bard 99, De Ferrari et alii - Università studi di Genova 2008), segnalano che sistemi d'acquisizione in sismica passiva sono poco idonei per terreni alluvionali, in quanto l'utilizzo di tecniche passive, è possibile o consigliabile nel caso di:

- intenso "rumore antropico" (che impedisce o maschera l'acquisizione dei dati in sismica attiva)
- discreto contrasto di impedenza sismica ($>2,5-3$) fra il substrato (sismico) ed il materasso alluvionale sovrastante
- è Importante l'interramento del sensore sismico passivo (per migliorare l'accoppiamento sensore-terreno), quindi altri autori (Konno e Ohmachi 98, Bard 99, Bindi et alii 2000, Parolai et alii 2002) consigliano di evitare terreni caratterizzati da: erba, fango, terreno saturo, neve, ghiaccio, materiali incoerenti in superficie (ghiaia, ciottoli, quindi piazzali rilevati ecc.), coperture artificiali con piastrelle, superfici sintetiche, ecc.

Valutando le sopracitate motivazioni per caratterizzare il sottosuolo dal punto di vista del profilo Vs/profondità è stata realizzata una prospezione MASW, (rilevazione onde di Rayleigh - tecnica in sismica attiva).

Dal punto di vista operativo l'indagine è stata eseguita stendendo lungo una linea 24 ricevitori (geofoni), ad una distanza intergeofonica costante ed energizzando ad una estremità dello stendimento con una mazza su una piastra di alluminio. La distanza tra il punto di energizzazione e il primo geofono è denominata "offset".

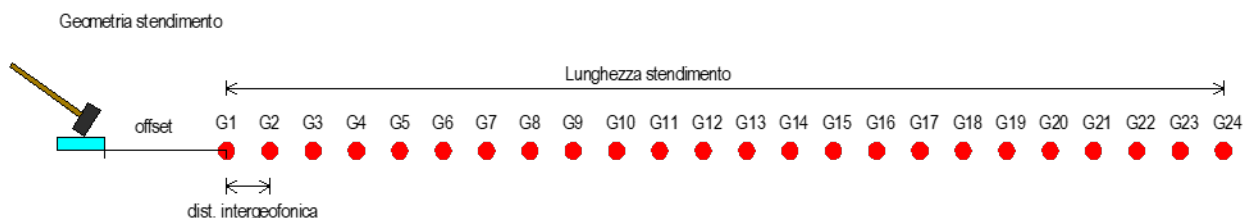


Fig.2 Schema illustrativo prova MASW

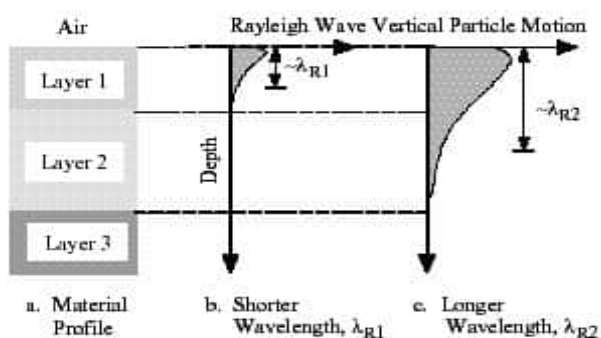
L'indagine MASW eseguita, per le possibilità operative presenti in corrispondenza del sito di intervento, presenta (Compreso il punto di shot) la geometria come indicato:

Num geofoni	Distanza intergeofonica m	Lunghezza stesa m	distanza Shot (offset) m	Lunghezza complessiva m	Coordinate punto centrale indagine
24	2,0	46	4	46+4=50	Lat. N 44,853501 Long. E 10,306561

Si ricorda che data la necessità di analizzare con elevato dettaglio le basse frequenze (tipicamente anche al di sotto dei 20 Hz), la tecnica di acquisizione per onde di superficie necessita di geofoni (ad asse verticale) con frequenza di taglio non superiore a 4,5 Hz. Quindi le basi teoriche della tecnica di Acquisizione delle MASW, (analisi ed elaborazione delle onde di superficie di Rayleigh) sono completamente diverse dalle onde P od S degli stendimenti di simica a riflessione o rifrazione). Perciò nell'acquisizione con tecnica MASW, non è possibile caratterizzare la tecnica con un classico coefficiente geometrico che esprime la profondità di investigazione in funzione della lunghezza della stesa sismica, (come nella riflessione o nella rifrazione), ove infatti le metodiche di interpretazione si basano sui tempi di arrivo ai geofoni delle onde riflesse o rifratte (quindi si misurano dei tempi). Nella tecnica MASW non si misurano dei tempi, ma viene eseguita una trattazione spettrale dei sismogrammi e mediante trasformata di Fourier si restituisce lo spettro del segnale sismico nel dominio frequenza (f) n° d'onda (k) detto anche dominio f-k. La lunghezza dello stendimento dipende sia dal numero di ricevitori utilizzabili, sia dallo spazio disponibile.

Normalmente si dispongono i ricevitori ad interasse costante compreso tra 0,5 m e 3,0 m. (con array a parità di numero di ricevitori un interasse di 3,0 m consente di avere uno stendimento di ricevitori più lungo e quindi una maggiore risoluzione della curva di dispersione lungo la coordinata numero d'onda k; tuttavia, si riduce il numero d'onda di Nyquist oltre cui non si ha certezza sull'affidabilità del segnale misurato.

Al contrario un interasse piccolo può essere necessario in piccoli spazi e consente un intervallo più ampio di numeri d'onda, ma comporta una minore risoluzione della curva di dispersione lungo i numeri d'onda.



La profondità investigata dalle onde di Rayleigh dipende più propriamente dalla lunghezza d'onda, dalla velocità delle onde di taglio V_s e dalla frequenza. (Stokoe II and Santamarina, 2000).

La relazione quindi che meglio consente di valutare la profondità di investigazione di un'indagine MASW, è legata più che alla dimensione dello stendimento, al valore della V_s assegnata ad una determinata profondità z dal piano campagna, calcolata in funzione della lunghezza d'onda, cioè:

$$z = \frac{\lambda}{1.5/2.0}$$

Dalle tecniche di analisi-interpretazione (analisi spettrale), mediante utilizzo del software (SWAN® vers. 2008) in seguito descritta più in dettaglio, dal grafico "Experimental Dispersion Curve" (nel dominio Frequenza-Velocità) è possibile ottenere la lunghezza d'onda delle onde di Rayleigh, caratteristiche dell'indagine eseguita quindi per il sito in esame risultando una $\lambda \approx 75$ m, in base alla formulazione sopra indicata se ne può dedurre una profondità di investigazione pari a circa 50/37 m.

Con la tecnica MASW (indagine sismica non invasiva di superficie) si ottiene una modellazione del sottosuolo, basandosi sulla propagazione delle onde di Rayleigh, oggi realizzata mediante approcci multistazioni, che risultano robusti ed efficienti (Foti, 2000; Lai e Wilmanski, 2005) rispetto ai primi approcci del metodo, che si basavano essenzialmente su 2 ricevitori (Prova SASW - Stoke et al., 1994).

Queste prove (MASW-SASW) sfruttano la proprietà della dispersione geometrica, che rende la velocità di propagazione delle onde di Rayleigh (V_R) dipendente dalla frequenza di eccitazione in mezzi verticalmente eterogenei.

L'onda di Rayleigh, costituisce un particolare tipo d'onda sismica ed è facilmente individuabile in quanto ha una velocità differente dai treni d'onda delle onde P ed S risultando più lenta anche di queste ultime, con una velocità di propagazione $V_R \approx 0,9 \div 0,96 V_s$ (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO)

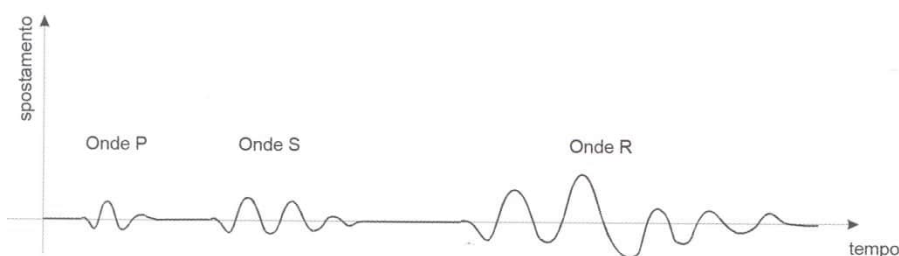


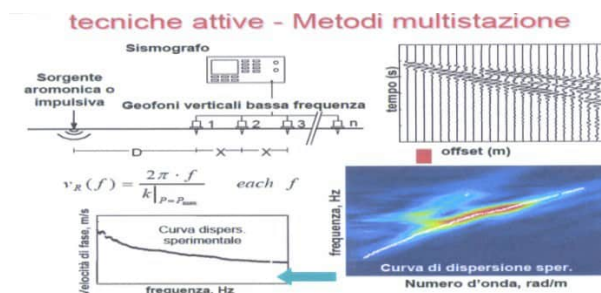
Fig. 3: sismogramma che evidenzia l'arrivo distinto di onde P, S e di Rayleigh (da Crespellani e Facciorusso "Dinamica dei terreni")

L'onda di Rayleigh si trasmette infatti sulla superficie libera di un mezzo isotropo e omogeneo ed è il risultato dell'interferenza e della combinazione d'onde sismiche di pressione (P-waves) e onde di taglio polarizzate verticalmente (Sv-waves).

La prova consiste nel produrre sulla superficie del terreno, in corrispondenza del sito da investigare, una sollecitazione (piccolo sisma) e nel registrare le vibrazioni prodotte sempre in corrispondenza della superficie, a distanze note e prefissate.

Il profilo di V_s viene determinato attraverso la soluzione di un problema matematico di inversione della curva di dispersione (V_R in funzione della frequenza).

In un mezzo reale stratificato avviene una dispersione delle onde prodotte; in altre parole, una deformazione del treno d'onda, dovuto alla variazione della velocità di propagazione, con la frequenza, che varia in relazione alle caratteristiche di "rigidezza" di ogni singolo strato. Nella figura sottostante (da V. Socco Lab. Geofisica Appl. Dip. Ing Territorio Politecnico di TORINO) è ben riassunto il processo di acquisizione ed il passaggio alla curva di dispersione:



Gli elementi a bassa frequenza penetrano quindi più in profondità, con velocità di fase in genere più alta, rispetto alle componenti ad alta frequenza.

Il calcolo del profilo delle velocità delle onde di Rayleigh, visualizzato dai grafici $V(\text{fase})/f(\text{frequenza})$, tramite elaborazioni e programmi dedicati, è convertito in profili $V_s/\text{profondità}$.

Interpretazione dati acquisiti

L'interpretazione delle tecniche di rilievo sismico MASW, prendono spunto come sopra accennato dalle prime tecniche studiate da Nazarian e Stokoe (1984-94) che per primi hanno presentato il metodo SASW che utilizzava una sorgente d'impulso e 2 soli sismometri di rilevazione (1 Hz).

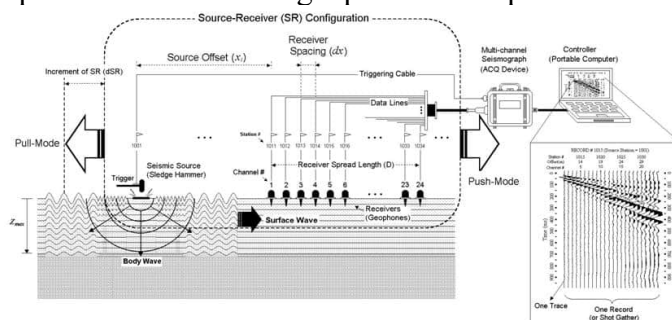
Tale tecnica come d'altronde anche la MASW, è basata sul fatto che osservando il segnale che si propaga nel suolo a seguito di una energizzazione, è notorio che la quasi totalità dell'energia (circa 2/3 o più) si propaga tramite onde superficiali (onde di Rayleigh).

A tale scopo Park et Alii (1999) hanno studiato e sviluppato il metodo MASW, per sopperire alle difficoltà d'applicazione, della tecnica SASW in diverse situazioni.

La differenza principale è l'utilizzo simultaneo di 24 (o più) geofoni (sismometri polarizzati verticalmente - frequenza massima 4,5 Hz) per consentire di ricavare numerosi profili di velocità V_s , ricavati dallo studio delle velocità di fase, dei numerosi treni d'onda di Rayleigh che sono registrati ai sismometri.

I geofoni possono essere spaziati da 0,5 sino ad un massimo di circa 2-3 m e forniscono una ridondanza statistica delle misure delle velocità di fase, avvalorandone quindi la veridicità (rispetto al metodo SASW che si basava solo su di un'unica misura).

Le tracce dei sismogrammi possono essere salvate nel dominio temporale, permettendo quindi di distinguere ed evidenziare (nel record di registrazione) le onde di Rayleigh, caratterizzate da elevata ampiezza di segnale (la quasi totalità dell'energia prodotta si ripartisce nelle onde di Rayleigh).



Dal sismogramma tramite una trasformata nel dominio, frequenza (f) – numero d'onda (k), le tracce cui corrispondono i massimi spettrali (senza trascurare i modi superiori se presenti) si può così risalire alla curva di dispersione (cioè un grafico ampiezza/frequenza) mediante la relazione:

$$V_R(f) = f/k.$$

che consente di individuare il segnale proprio, relativo alle onde superficiali che interessano tale metodologia.

Il processo iniziale di individuazione della curva di dispersione caratteristica del sito in esame è ottenuto tramite il software (SWAN[®] vers. 2008) seguito poi da una fase di elaborazione-interpretazione, eseguendo una “analisi spettrale” si procede sostanzialmente nella risoluzione del cosiddetto problema inverso: a partire dalla curva di dispersione misurata in situ, si arriva al modello di stratificazione del terreno con i relativi parametri sismici, secondo il seguente schema:

- Concatenazione dei file contenenti i record di registrazione in situ.
- fase di pre-processing per “ottimizzare” i record stessi in modo da migliorare la qualità dell'interpretazione cioè eventuale filtraggio o “pulizia” dei dati grezzi.
- Passaggio dal sismogramma al dominio spettrale mediante trasformata FK.
- Picking dei punti dello spettro per ottenere la curva di dispersione sperimentale; la procedura consiste nel trovare per ogni frequenza dei massimi assoluti/relativi dello spettro FK, finalizzata alla individuazione del modo fondamentale di propagazione dell'onda (ovvero quello a velocità minore), senza trascurare (analisi multimodale) di ricercare anche eventuali

modi superiori.

- Estrazione curva di dispersione sperimentale mediante la procedura sopra indicata dallo spettro FK.
- Inversione: tale procedura è avviata allo scopo di ottimizzare un modello stratigrafico che sia relativo e sovrapponibile alla curva di dispersione sperimentale propria del sito; in tale procedura il programma SWAN[®] utilizza una tecnica di inversione lineare tipo OCCAM che presenta il vantaggio di minimizzare l'errore quadratico medio tra dati sperimentali e dati teorici. In linea generale come in gran parte dei processi di inversione (definiti "try and error") l'inversione viene fermata quando un determinato parametro, definito ε (cioè la differenza fra dato osservato e dato calcolato) è in genere $< 2-3\%$. L'inversione OCCAM, utilizzando differenze quadratiche medie, da risultati ancora migliori, di un'inversione lineare classica, dato che quando si raggiunge lo stop dell'inversione (ε_{MIN}) cioè un valore percentualmente molto piccolo, la sovrapposizione delle curve è davvero buona.
- Fase di ottimizzazione e di taratura della curva teorica, realizzata contestualmente alla procedura d'inversione, con inserimento (eventuale) di strati sino ad un massimo di 30, assegnazione di moduli di Poisson e taratura dello spessore degli strati mediante confronto con prove dirette (prove penetrometriche, stratigrafie di sondaggio, colonne di perforazioni di pozzi ecc.) ed eseguendo ulteriori processi di inversione allo scopo di raffinare il risultato ottenuto, cioè una curva di dispersione teorica finale molto ben sovrapposta a quella sperimentale.

L'obiettivo finale cioè l'ottenimento di un profilo verticale delle Vs, minimizzando le imprecisioni (risultati random), ottenendo quindi un modello ad elevata attendibilità e fortemente rappresentativo, mediante le tarature, del reale profilo Vs/profondità del sito in analisi, come d'altronde suggerito anche da ricercatori in ambito geofisico (es. Dal Moro et alii Gruppo Esplor. Geofisica - Dip. Geol e Scienze Marine Univ. Trieste "cosa migliore è confrontare lo spettro di velocità osservato, con le curve teoriche di dispersione di un modello che riteniamo plausibile per l'area sotto esame.").

Considerazioni sulle tecniche di inversione:

- Le tecniche d'inversione possono fornire soluzioni non univoche, ma proprio ovviare a questa possibilità, si eseguono TARATURE, con dati reali del sito (prove CPT, stratigrafie ecc.) utilizzando anche parametri che esprimono la "rigidezza" degli strati individuati (es. coeff. Poisson), proprio per indirizzare l'inversione verso un modello molto vicino a quello reale.
- La funzione obiettivo (il misfit tra dato osservato e dato calcolato) è prossima a zero, solo in caso ideale in assenza di rumore; per questo motivo il sismogramma può essere trattato o filtrato per ridurre al minimo od eliminare eventuali rumori o disturbi esterni, che non hanno nulla a che fare con l'onda sismica che stiamo analizzando.
- E' fuorviante e non corretto attribuire una percentuale di errore eseguendo una operazione di alterazione delle velocità sismiche, ottenute dall'esecuzione dei dettagliati processi di inversione sopra esposti (esempio attribuendo un errore globale del $\pm 10\%$, quindi alterando ad es. le velocità sismiche ottenute moltiplicando $\cdot 0,9$ le Vs dei singoli strati), perché in tal modo si vanificherebbe completamente l'elaborazione MASW, che è stata fatta con cura ed esperienza secondo principi codificati e consolidati. Ipotizzando possa esistere un modello Vs/profondità analogo a quello definito con l'interpretazione corretta della prova MASW, ma con velocità alterate (cioè diminuite/aumentate del 10%) si otterrebbe un Match fra curva sperimentale e teorica completamente non attendibile. A titolo di esempio si allegano alcune figure che illustrano tale erronea operazione di alterazione delle Vs calcolate.

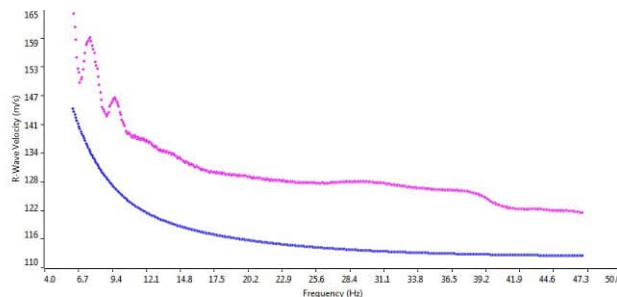
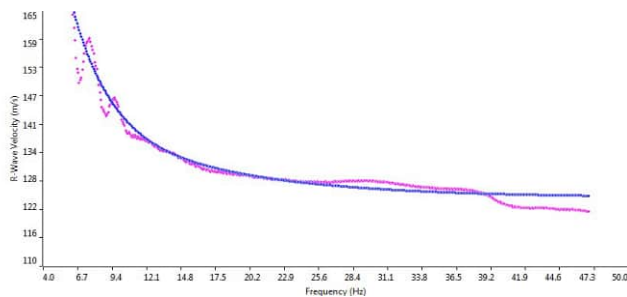


Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica (blu) ottenuta dal processo inversione MASW dominio frequenza/velocità.
Si noti la quasi perfetta corrispondenza del fitting fra le due curve

Grafico con sovrapposizione fra curva dispersione sperimentale (magenta) e curva teorica "alterata" modificando le Vs diminuendole erroneamente del 10% (blu) dominio frequenza/velocità.
Si noti la completa "sfasatura" della curva teorica sinonimo di un allontanamento dalla reale stratigrafia sismica che caratterizza il sito quindi un modello NON ACCETTABILE

Le curve di dispersione sopra esposte sono da considerare indicative e non riferite alla indagine MASW della presente relazione;
sono riferite ad un generico sito con una stratificazione di 5 strati, mantenuti identici nelle 2 simulazioni, con analoghi coefficienti di Poisson assegnati (variabili fra 0.45-0.48) e $V_{s30} \approx 190$ m/sec (grafico a sinistra) e $V_{s30} \approx 170$ m/sec (grafico a destra).

Indagine sismica Microtremori

(misura HVSR)

Per la misura della frequenza caratteristica del sito è stata eseguita una stazione per l'acquisizione dei microtremori sismici (Rilievo HVSR).

Per l'acquisizione dei dati di microtremore sismico, è stato utilizzato uno degli strumenti più diffusi per l'acquisizione di dati in sismica passiva a stazione singola, denominato TROMINO[®], certificato e coperto da brevetto internazionale.

Tale strumentazione appositamente progettata, rappresenta la nuova generazione di strumenti digitali per la misura ad alta risoluzione del rumore sismico ambientale ed anche per la misura delle vibrazioni su strutture (norma Din 4150 e UNI 9916).

Tecnicamente è un sismografo idoneo al rilievo del microtremore sismico, nell'intervallo di frequenze fra 0,1 e 512 Hz, mediante l'impiego di masse strumentali molto ridotte, con una struttura rigida non risonante e costruita con materiali non diffrangenti.

I sensori sono costituiti da una terna di velocimetri smorzati che trasmettono il segnale ad un sistema di acquisizione digitale a basso rumore e dinamica ≥ 23 bit. Queste caratteristiche strumentali consentono un'elevata accuratezza nella misura dei dati, maggiore di 10^{-4} , sulle componenti spettrali maggiori/uguali a 0,1 Hz. Praticamente si tratta di installare solidalmente al suolo il Tromino[®] e di misurare il tremore sismico, con durata di registrazione adeguata alla frequenza minima di interesse per il sito in analisi.

Per l'area in esame s'ipotizza di misurare la frequenza della coltre sedimentaria, di copertura del bedrock sismico (quindi con spessore massimo ipotizzabile non superiore a 300 m), da ciò ne deriva una stima (in prima approssimazione) della frequenza dell'ordine di circa 0,5 Hz, che equivale ad un periodo $T = 2$ sec. Pertanto, per poter "osservare" e registrare con Tromino[®] queste frequenze, si tratta di mantenere in acquisizione lo strumento per una durata minima teorica di almeno 2 sec. Poiché poi il metodo si basa su tecniche di risoluzione spettrale elevata, il segnale viene acquisito su finestre temporali di almeno 10 volte più lunghe.

Inoltre, è opportuna, ed indispensabile, anche una ridondanza statistica (30-40 ripetizioni), che consente di mediare opportunamente le registrazioni, per evitare di interpretare rumori "locali" random.

In sintesi, per ottenere un'acquisizione di rumore sismico (microtremore) a scopi stratigrafici anche profondi, si devono quindi analizzare dati con durata di acquisizione minima di 15 minuti.

Il risultato della acquisizione eseguita nel sito in esame è quindi analizzato mediante il codice di calcolo 'Grilla' (ver. 9.7.2 beta), che consente di archiviare, analizzare e permettere la revisione del segnale misurato in sito.

Tale software consente di realizzare approfondite analisi spettrali di base e procedure per analisi HVSR (meglio nota come tecnica di Nakamura) secondo procedure codificate dal progetto di ricerca SESAME (2004).

I passi principali sono:

- ◆ uso di strumentazione certificata e/o verificata da opportune commissioni (tecnico - scientifiche).
- ◆ analisi dettagliata dello spettro di Fourier delle componenti verticali del segnale per individuare ed eliminare componenti "monocromatiche" (possibile rumore antropico)
- ◆ eliminare (in genere la sequenza completa è di suddividere l'acquisizione in sotto finestre di 20 sec) le sotto finestre con contenuti TRANSIENTI, cioè le porzioni di segnale contenenti transienti legati a sorgenti vicine al sensore (cioè passi o passaggi di autoveicoli).
- ◆ calcolo H/V per ogni sottofinestra selezionata mediante:
 - eliminazione segnale di eventuali offset
 - calcolo spettri di Fourier

- Smoothing degli spettri Fourier per minimizzare effetti d'instabilità numerica del computo dei rapporti, ottimizzando caso x caso la % di smoothing, per evitare di alterare le caratteristiche dello spettro intrinseco e quindi della curva H/V che ne deriva
- Calcolo delle curve H/V in componente N-S - E-O – verticale

- ♦ Stima del valore medio dei rapporti spettrali per ciascuna sottofinestra e definizione deviazione standard
- ♦ Identificazione curve H/V dei picchi statisticamente più significativi e stima indice di affidabilità da opportuni test statistici che permettono di definire l'affidabilità della curva H/V e identificare il picco più significativo su criteri quantitativi.
- ♦ Se l'acquisizione viene eseguita in diverse condizioni d'acquisizione: es. esecuzione in diverse ore del giorno, diverso processing dei dati, diverse condizioni atmosferiche ecc., i risultati della curva H/V devono risultare paragonabili.

Si ricorda che il moto sismico è amplificato in corrispondenza di determinate frequenze che corrispondono alle frequenze naturali f_n di vibrazione del deposito:

$$f_n = 1/T_n = (V_s * (2n-1)) / (4 * H) \text{ con } n=1,2, \dots$$

mentre risulta ridotto di amplificazione alle frequenze elevate a causa dello smorzamento del terreno. Di particolare importanza è la prima frequenza naturale di vibrazione del deposito denominata frequenza fondamentale di risonanza:

$$f_l = 1/T_l$$

È quindi di interesse, porre particolare attenzione, a possibili fenomeni di doppia risonanza, cioè la corrispondenza tra le frequenze fondamentali del segnale sismico e quelle degli edifici.

Dal punto di vista empirico è noto che la frequenza del primo modo flessionale di un edificio, con struttura in c.a. e a geometria regolare, è governata principalmente dall'altezza e può pertanto essere calcolata, in prima approssimazione, secondo la formula:

$$\text{freq. 1° Flessionale edificio} \approx 10 \text{ Hz} / \text{numero piani}$$

la coincidenza di risonanza tra terreno e struttura:

$$\text{freq. 1° modo flessionale edificio} \approx \text{freq. fondamentale (o di risonanza) del sito}$$

è particolarmente da tenere in considerazione, poiché può dar luogo ad incrementi imprevisi della massima amplificazione sismica e/o ad un risentimento dell'input sismico per una durata maggiore rispetto alla condizione di assenza di risonanza, deve quindi essere oggetto di studi approfonditi e di cui deve opportunamente tenerne in debito conto il progettista strutturale.

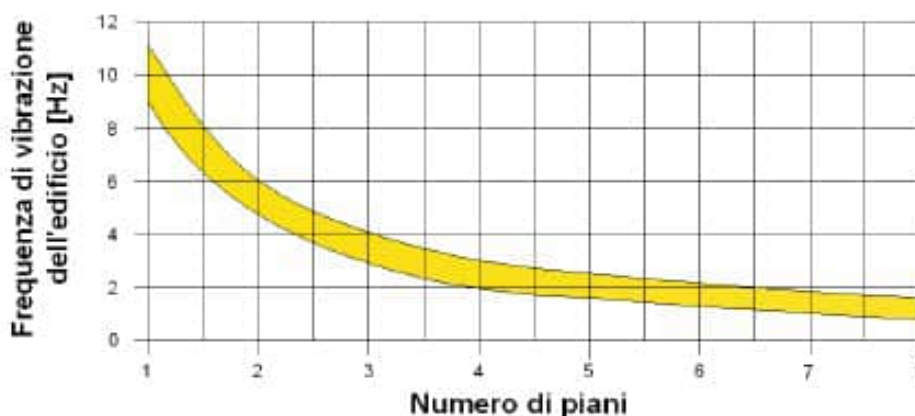
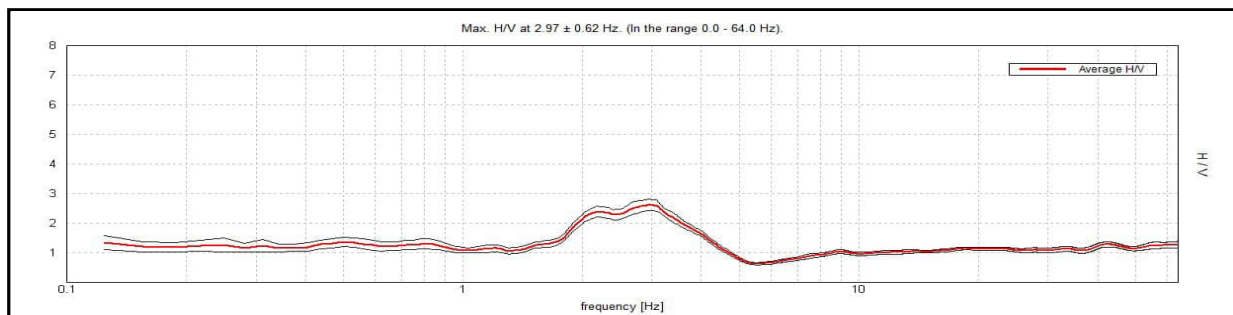


Fig4: Frequenza indicativa di vibrazione degli edifici rapportata al numero dei piani

Il risultato dell'elaborazione è il grafico del “Rapporto spettrale orizzontale su verticale”, presentato nella scheda “misura microtremori (HVSR)”, che mette in evidenza (se presenti) picchi di amplificazione del segnale ($HVSR \gg 1$) dovuti alla presenza nel sottosuolo di contrasti di impedenza sismica fra gli strati che innescano amplificazioni del segnale sismico.

Il valore finale del HVSR in funzione della frequenza espresso nel grafico è indicato da una linea rossa che indica la media RMS delle componenti orizzontali rispetto alle verticali, mentre l'intervallo di confidenza (95%) relativo all'ampiezza HVSR è dato dalle linee nere sottili.

Il grafico “Spettro delle singole componenti” esprime invece l'andamento delle singole componenti registrate dal Tromino; componente N-S; componente E-O e componente Up-Down alle varie frequenze.



Nel caso in esame si tratta di una registrazione che rientra nei criteri di validazione della tabella SESAME (3 valori su 3 sono soddisfatti).

Frequenza fondamentale f_0
2,97 Hz

Categoria di suolo di fondazione

(Azione sismica di progetto V_{sh} o per il caso in esame V_{S30})

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto (come previsto da DM 17/01/2018) sono stati esaminati i dati ottenuti dalla prospezione sismica di superficie, opportunamente tarati con dati stratigrafici e litologici presenti in bibliografia (pozzi, sezioni stratigrafiche ecc.) e con le prove penetrometriche eseguite in sito.

i valori della velocità media delle onde di taglio V_s risultano pertanto:

metodo sismico attivo-MASW onde Rayleigh:

1° strato: da 0,0 a 1,90 m	spessore medio 1,90 m	velocità media onde V_s 120 m/sec
2° strato: da 1,90 a 3,50 m	spessore medio 1,60 m	velocità media onde V_s 160 m/sec
3° strato: da 3,50 a 5,60 m	spessore medio 2,10 m	velocità media onde V_s 145 m/sec
4° strato: da 5,60 a 8,20 m	spessore medio 2,60 m	velocità media onde V_s 192 m/sec
5° strato: da 8,20 a 10,50 m	spessore medio 2,30 m	velocità media onde V_s 220 m/sec
6° strato: da 10,50 a 18,30 m	spessore medio 7,80 m	velocità media onde V_s 215 m/sec
7° strato: da 18,30 m a $\geq 30,00$ m	spessore medio $\geq 11,70$ m	velocità media onde V_s 455 m/sec

In base a quanto sopra, la classificazione delle categorie dei suoli di fondazione, come da All. 2 (cfr. Ord. Pres. Consiglio dei Ministri 3274 del 20/03/2003 e art. 3.2.2 DM 17/01/2018), ai vari strati sismo stratigrafici individuati, è stato associato il valore della velocità V_s direttamente misurate, consentendo di ottenere la V_{S30} , cioè la velocità media di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di sottosuolo, dall'espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{Si}}}$$

Dove:

h_i = spessore dello strato i-esimo

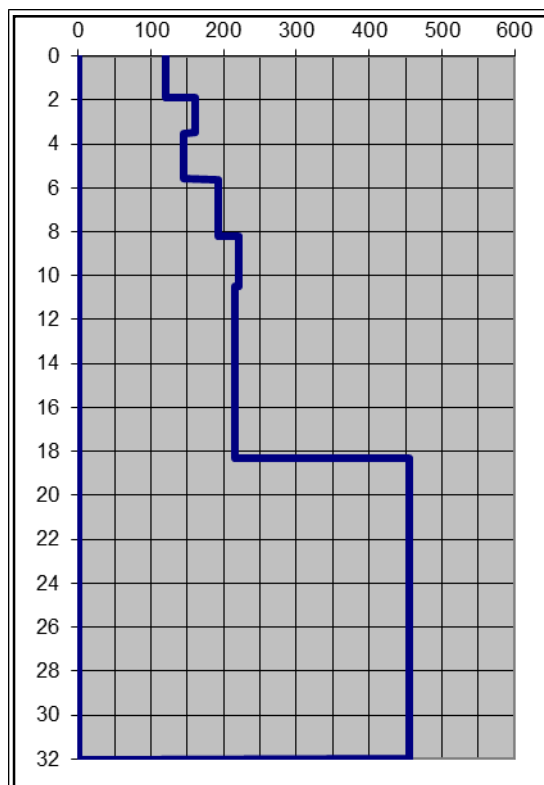
V_{Si} = velocità onde S nello stato i-esimo

N = numero strati considerati

Ottenendo in base ai dati sopra esposti,

Prospezione MASW $V_{S30} = 238$ m/sec (da p.c. a -30 m)

in base alla misura delle onde di taglio V_{S30} , il terreno corrisponde alla categoria del suolo di fondazione di tipo **C** (Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina 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 compresi tra 180 m/s e 360 m/s.)



Profondità	V_{S30}	Categoria di suolo
Da p.c. a -30 m	238 m/sec	C
Da -1 a -31 m	250 m/sec	C

Si ricorda che in base a quanto previsto da art. 3.2.2 NTC2018, "Per le fondazioni superficiali, la profondità del calcolo delle V_s è riferita al piano di imposta delle stesse, mentre per le fondazioni su pali è riferita alla testa dei pali. Nel caso di opere di sostegno di terreni naturali, la profondità è riferita alla testa dell'opera. Per muri di sostegno di terrapieni, la profondità è riferita al piano di imposta della fondazione

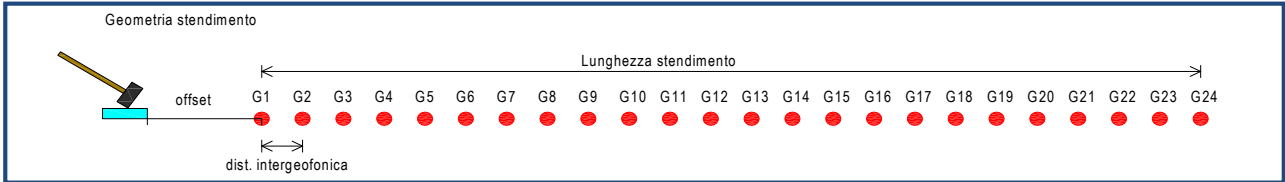
Allegati Intervento

Ubicazione indagini



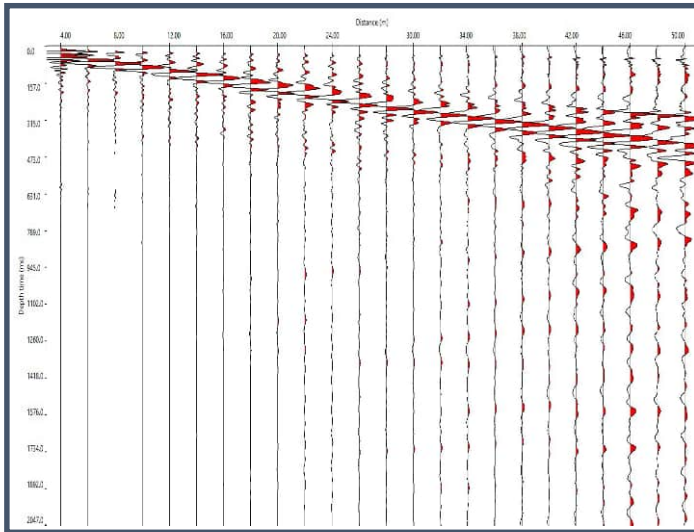
Piazzamento MASW

Piazzamento HVSr

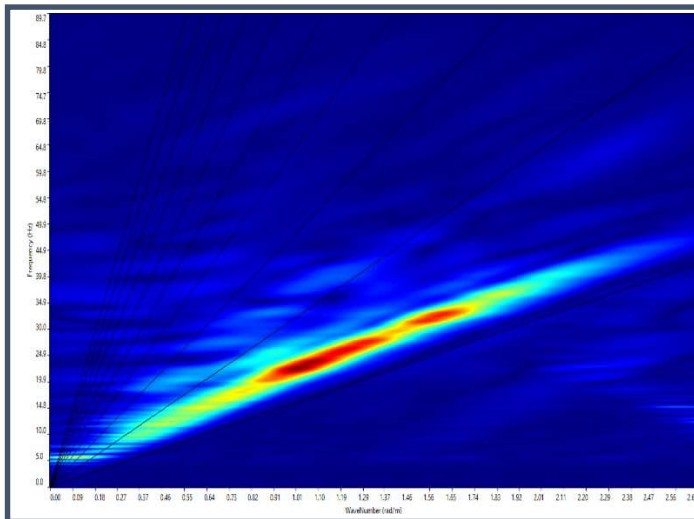


Tipologia indagine	Numero geofoni	Interdistanza geofonica m	Lunghezza linea m	Offset m	Lunghezza complessiva Linea m	Ubicazione centro indagine
MASW	24	2,0	46	4	46+4=50	Lat. N 44,853501 Long. E 10,306561
HVSr						Lat. N 44,853520 Long. E 10,306516

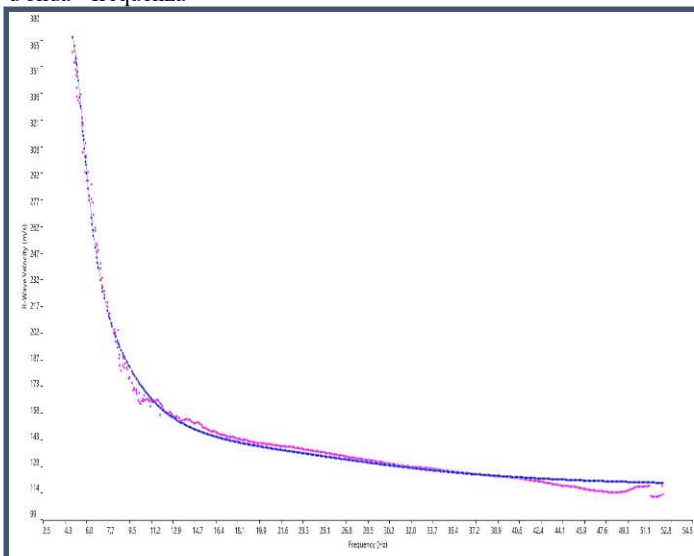
Scheda Indagine MASW



Sismogramma nel dominio spazio/tempo



Spettro FK - Rappresentazione del sismogramma nel dominio numero d'onda - frequenza



Sovrapposizione curva di dispersione calcolata /curva teorica rappresentata nel dominio Frequenza/Velocità

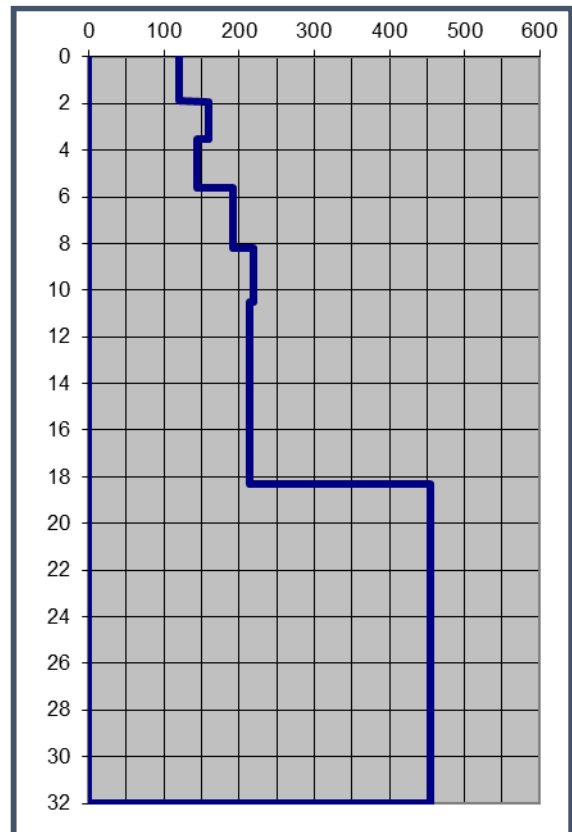


Grafico velocità/profondità onde di taglio Vs

Risultati Elaborazione MASW

Strato	profondità		Spessore m	Vel. m/sec
	da	a		
Strato1	0.00	1.90	1.90	120
Strato2	1.90	3.50	1.60	160
Strato3	3.50	5.60	2.10	145
Strato4	5.60	8.20	2.60	192
Strato5	8.20	10.50	2.30	220
Strato6	10.50	18.30	7.80	215
Strato7	18.30	≥30.00	≥11.70	455

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{S_i}}}$$

Dove:

hi = spessore dello strato i-esimo

V_{Si} = velocità onde S nello stato i-esimo

N = numero strati considerati

V_{S30} da p.c. a -30 m = 238 m/sec

Scheda Indagine HVSR

Strumento: TRZ-0091/01-10

Formato dati: 16 bit

Fondo scala [mV]: 51

Inizio registrazione: 15/04/2026 10:06:36

Fine registrazione: 15/04/2026 10:26:35

Tipo di lisciamento: Triangular window

Nomi canali: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Dato GPS non disponibile

Durata registrazione: 0h20'00".

Analisi effettuata sull'intera traccia.

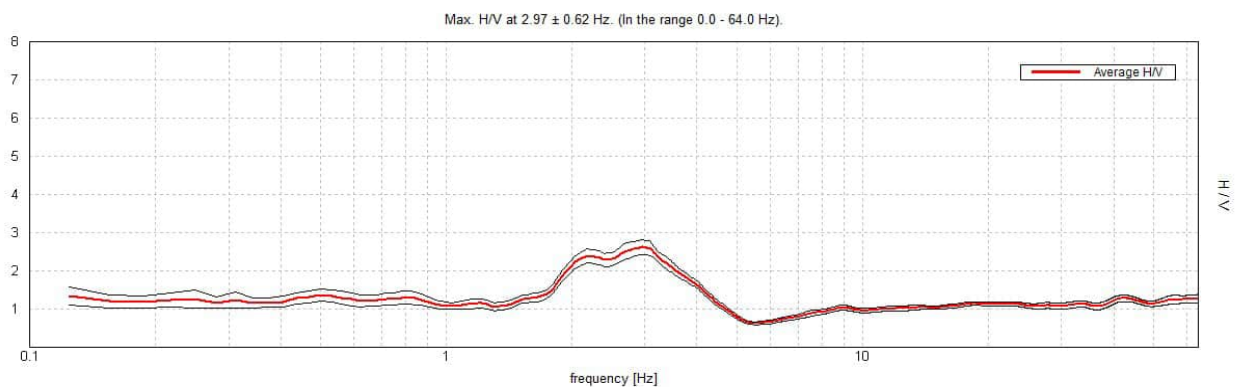
Freq. campionamento: 128 Hz

Lunghezza finestre: 20 s

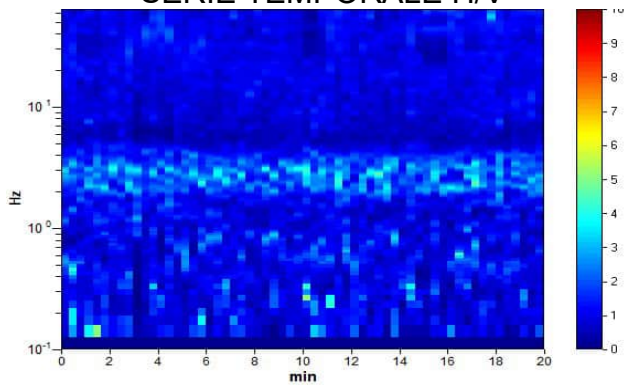
Tipo di lisciamento: Triangular window

Lisciamento: 10%

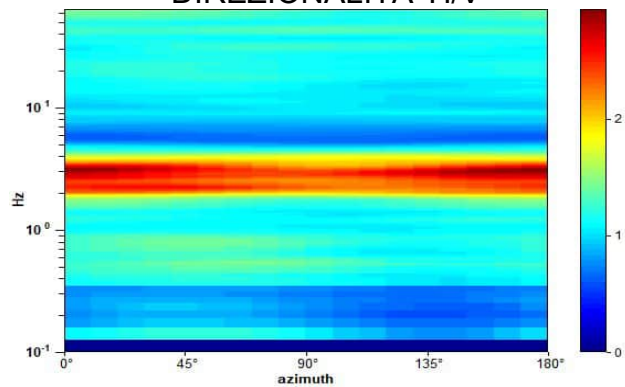
RAPPORTO SPETTRALE ORIZZONTALE SU VERTICALE



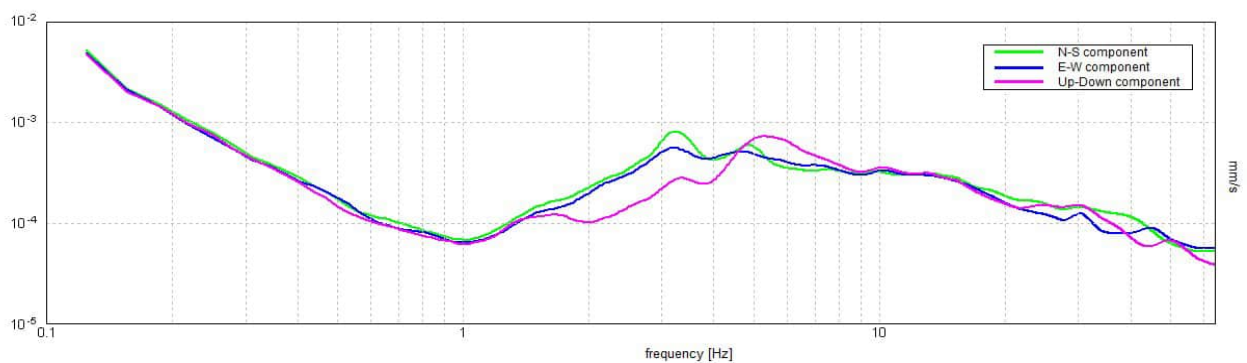
SERIE TEMPORALE H/V



DIREZIONALITA' H/V



SPETTRI DELLE SINGOLE COMPONENTI



Picco H/V a 2.97 ± 0.62 Hz (nell'intervallo 0.0 - 64.0 Hz).

Criteri per una curva H/V affidabile
[Tutti 3 dovrebbero risultare soddisfatti]

$f_0 > 10 / L_w$	$2.97 > 0.50$	OK	
$n_c(f_0) > 200$	$3562.5 > 200$	OK	
$\sigma_A(f) < 2$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 > 0.5\text{Hz}$ $\sigma_A(f) < 3$ per $0.5f_0 < f < 2f_0$ se $f_0 < 0.5\text{Hz}$	Superato 0 volte su 143	OK	

Criteri per un picco H/V chiaro

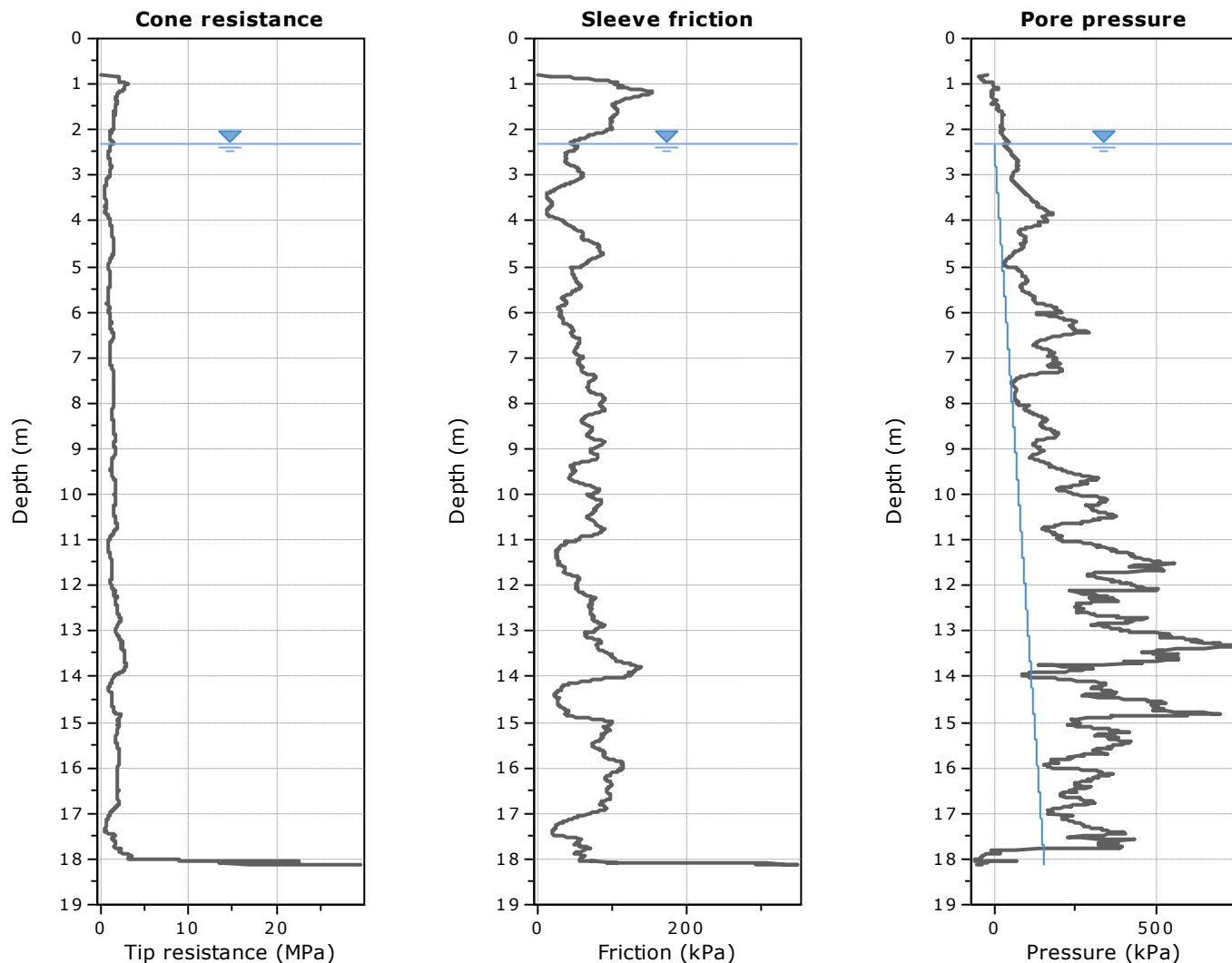
Esiste f^- in $[f_0/4, f_0]$ $A_{H/V}(f^-) < A_0 / 2$	1.625 Hz	OK	
Esiste f^+ in $[f_0, 4f_0]$ $A_{H/V}(f^+) < A_0 / 2$	4.344 Hz	OK	
$A_0 > 2$	$2.63 > 2$	OK	
$f_{\text{picco}}[A_{H/V}(f) \pm \sigma_A(f)] = f_0 \pm 5\%$	$ 0.20821 < 0.05$		NO
$\sigma_f < \varepsilon(f_0)$	$0.61811 < 0.14844$		NO
$\sigma_A(f_0) < \theta(f_0)$	$0.1887 < 1.58$	OK	

L_w	lunghezza della finestra
n_w	numero di finestre usate nell'analisi
$n_c = L_w n_w f_0$	numero di cicli significativi
f	frequenza attuale
f_0	frequenza del picco H/V
σ_f	deviazione standard della frequenza del picco H/V
$\varepsilon(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\vartheta_f < \vartheta(f_0)$
A_0	ampiezza della curva H/V alla frequenza f_0
$A_{H/V}(f)$	ampiezza della curva H/V alla frequenza f
f^-	frequenza tra $f_0/4$ e f_0 alla quale $A_{H/V}(f^-) < A_0/2$
f^+	frequenza tra f_0 e $4f_0$ alla quale $A_{H/V}(f^+) < A_0/2$
$\sigma_A(f)$	deviazione standard di $A_{H/V}(f)$, $\vartheta_A(f)$ è il fattore per il quale la curva $A_{H/V}(f)$ media deve essere moltiplicata o divisa
$\sigma_{\log H/V}(f)$	deviazione standard della funzione $\log A_{H/V}(f)$
$\theta(f_0)$	valore di soglia per la condizione di stabilità $\vartheta_A(f) < \vartheta(f_0)$

Valori di soglia per ϑ_f e $\vartheta_A(f_0)$

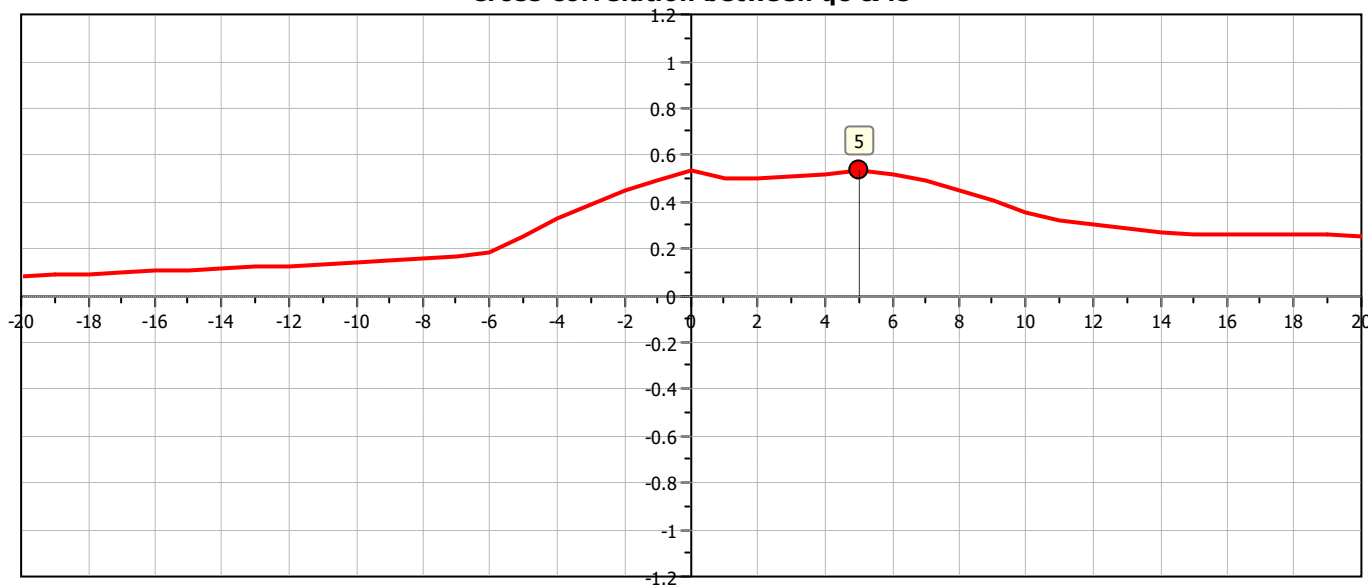
Intervallo di freq. [Hz]	< 0.2	0.2 – 0.5	0.5 – 1.0	1.0 – 2.0	> 2.0
$\varepsilon(f_0)$ [Hz]	$0.25 f_0$	$0.2 f_0$	$0.15 f_0$	$0.10 f_0$	$0.05 f_0$
$\theta(f_0)$ per $\sigma_A(f_0)$	3.0	2.5	2.0	1.78	1.58
$\log \theta(f_0)$ per $\sigma_{\log H/V}(f_0)$	0.48	0.40	0.30	0.25	0.20

- ✓ i primi 3 criteri della voce “Criteri per una curva H/V affidabile” definiscono se la registrazione è stata condotta per un tempo sufficientemente lungo rispetto alla frequenza del picco
- ✓ i secondi 6 criteri della voce “Criteri per un picco H/V chiaro” dovrebbero stabilire se il picco è significativo dal punto statistico; è consigliato che ne siano soddisfatti il più possibile ma non necessariamente lo devono essere tutti.

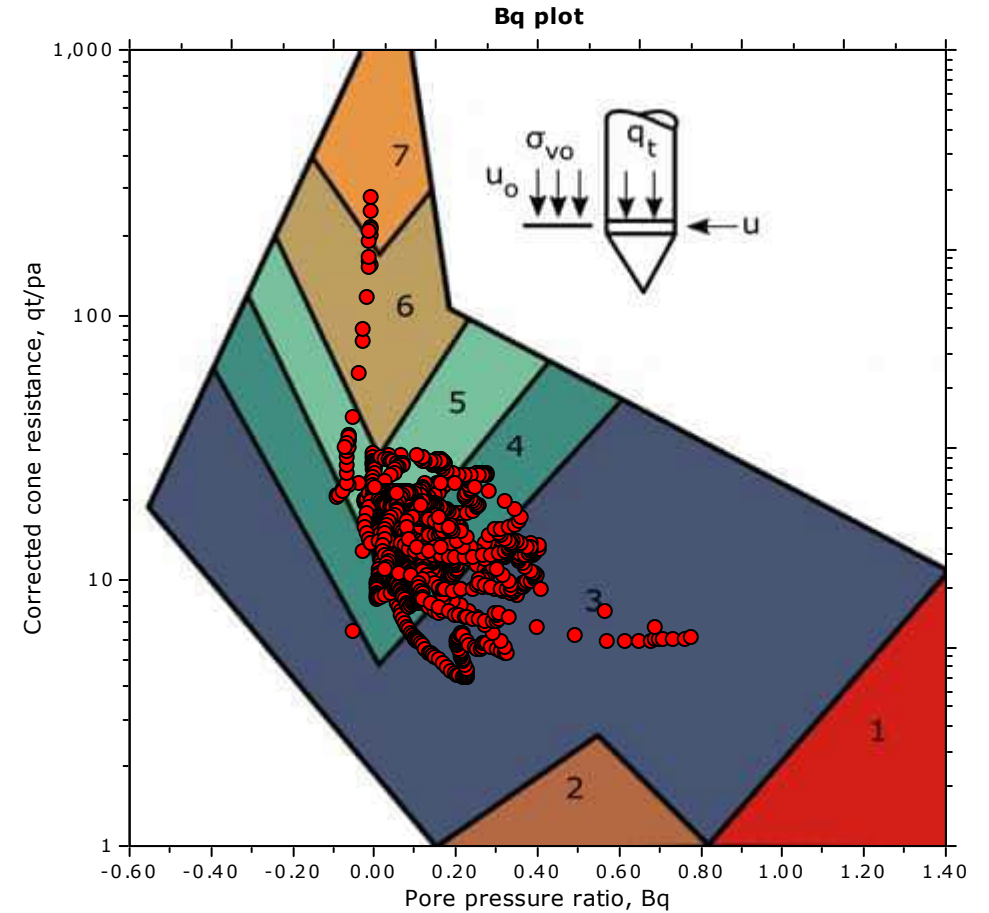
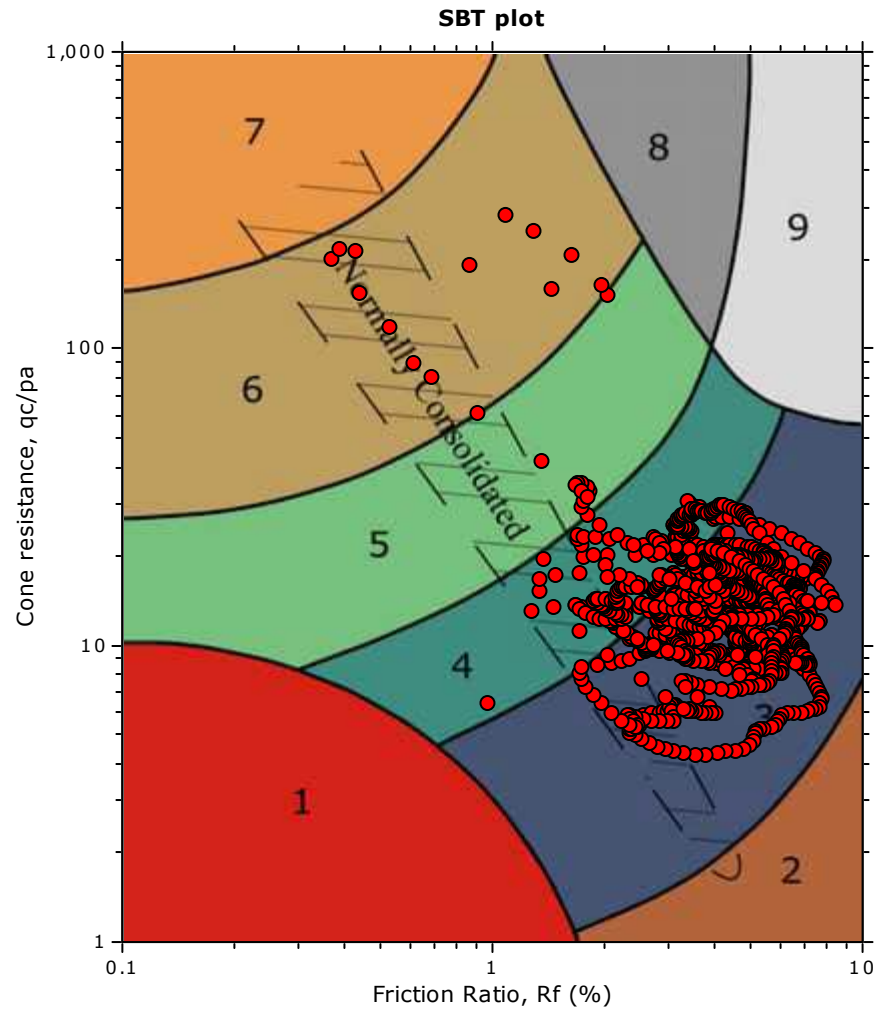


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

Cross correlation between q_c & f_s



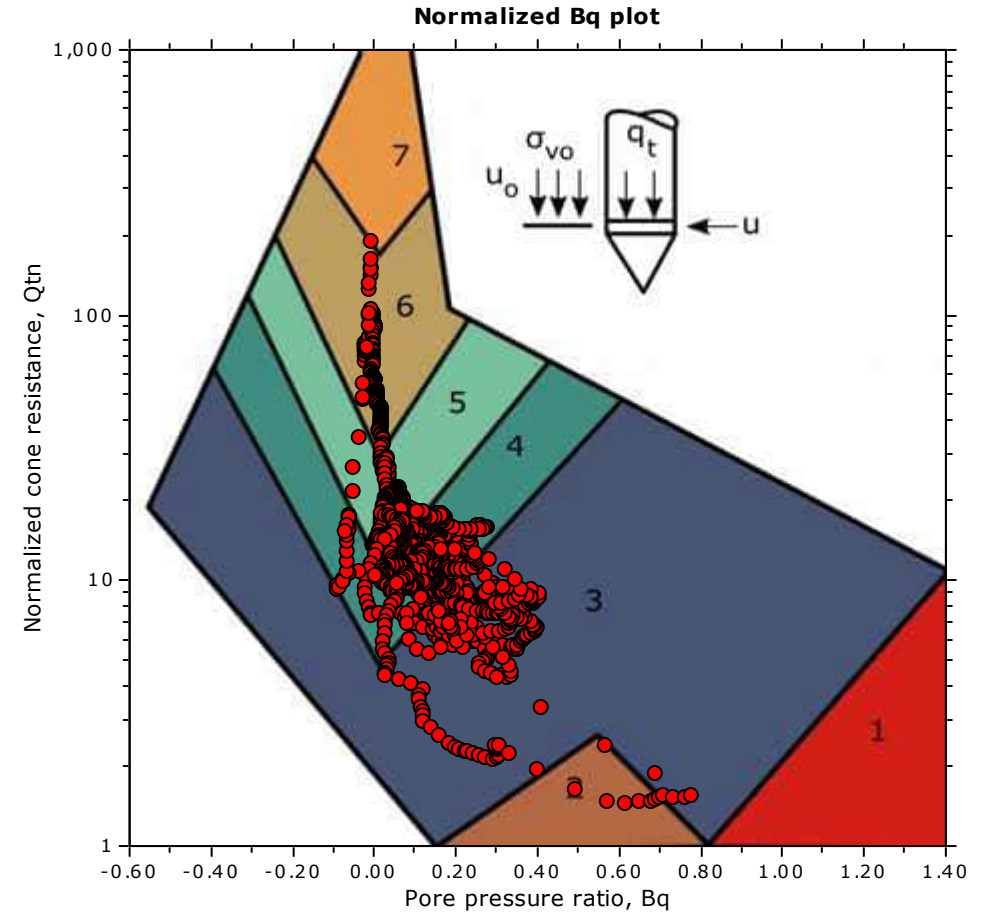
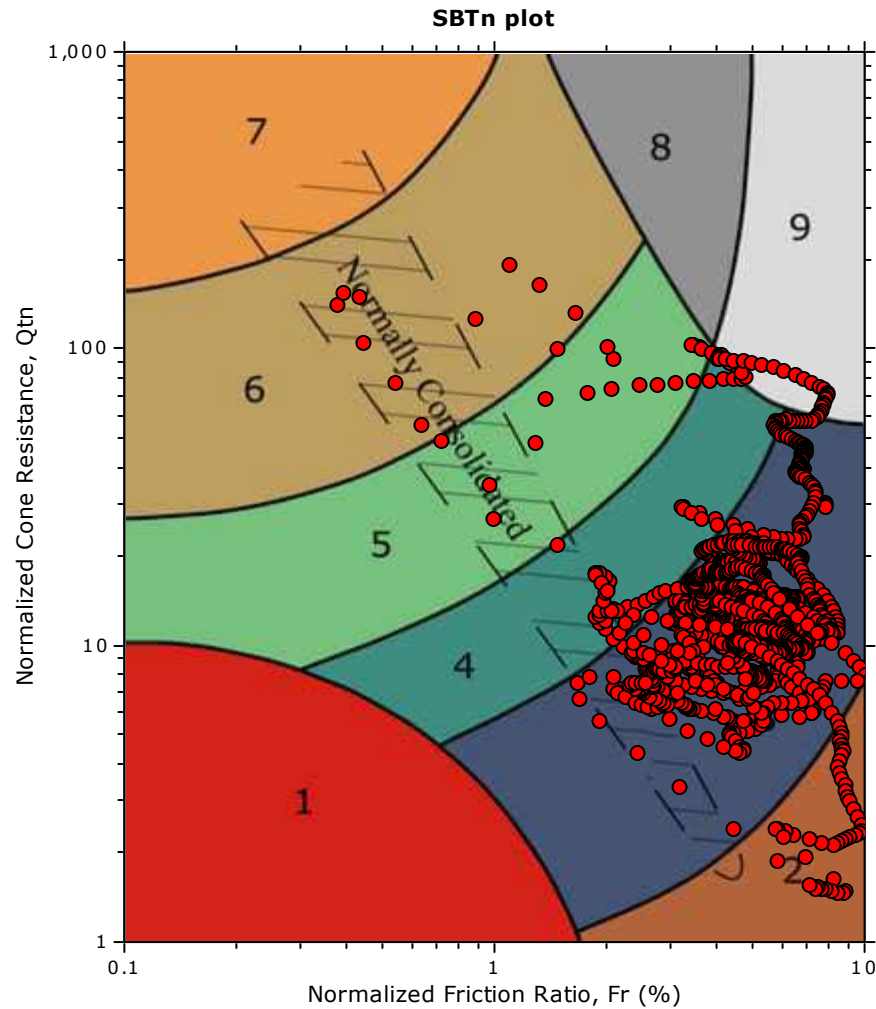
SBT - Bq plots



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 |

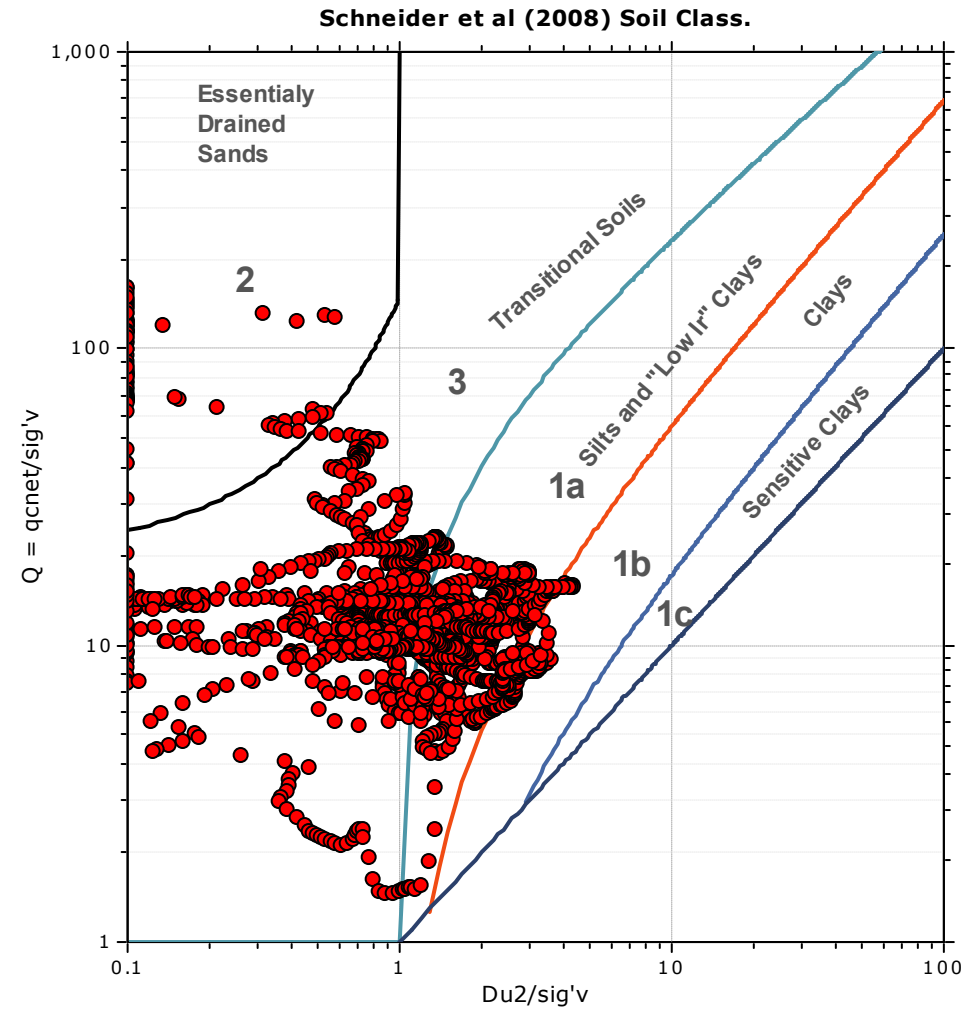
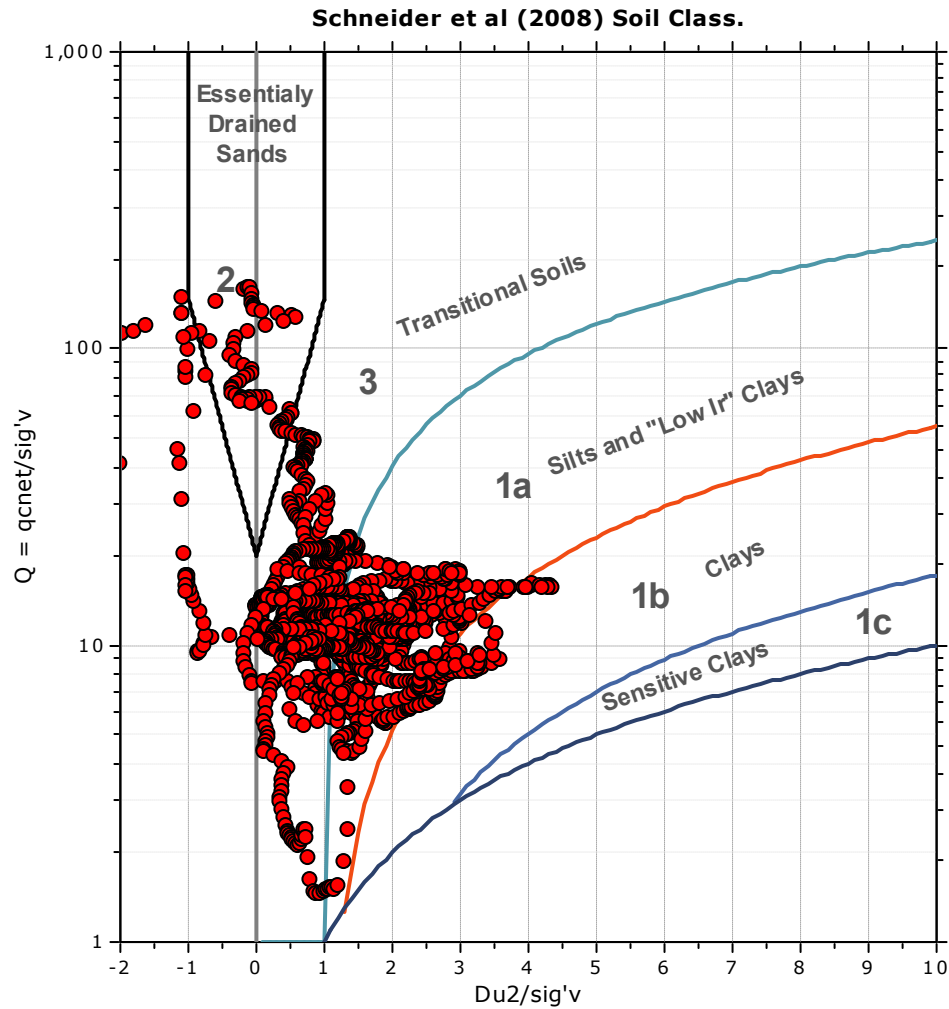
SBT - Bq plots (normalized)

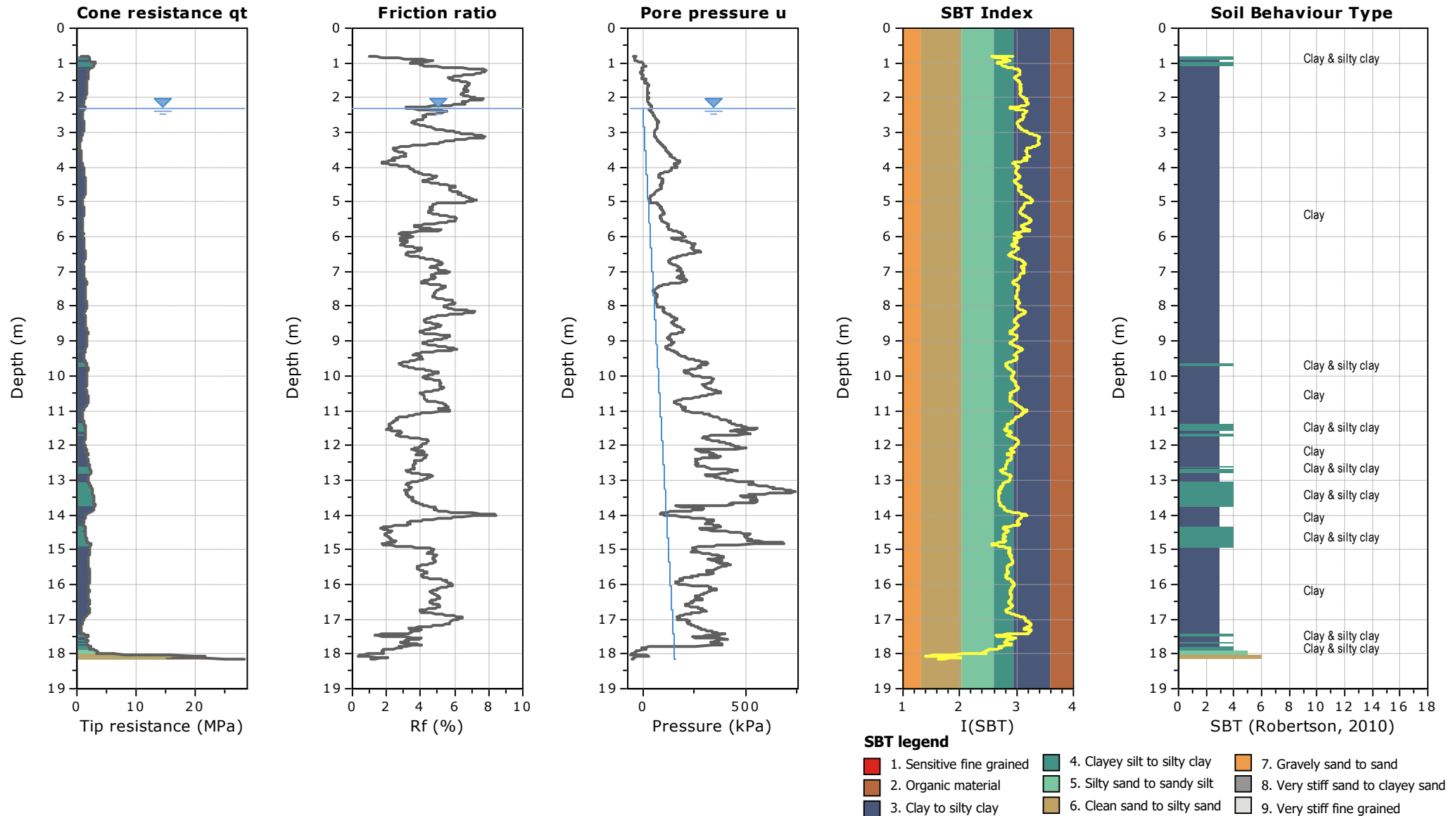


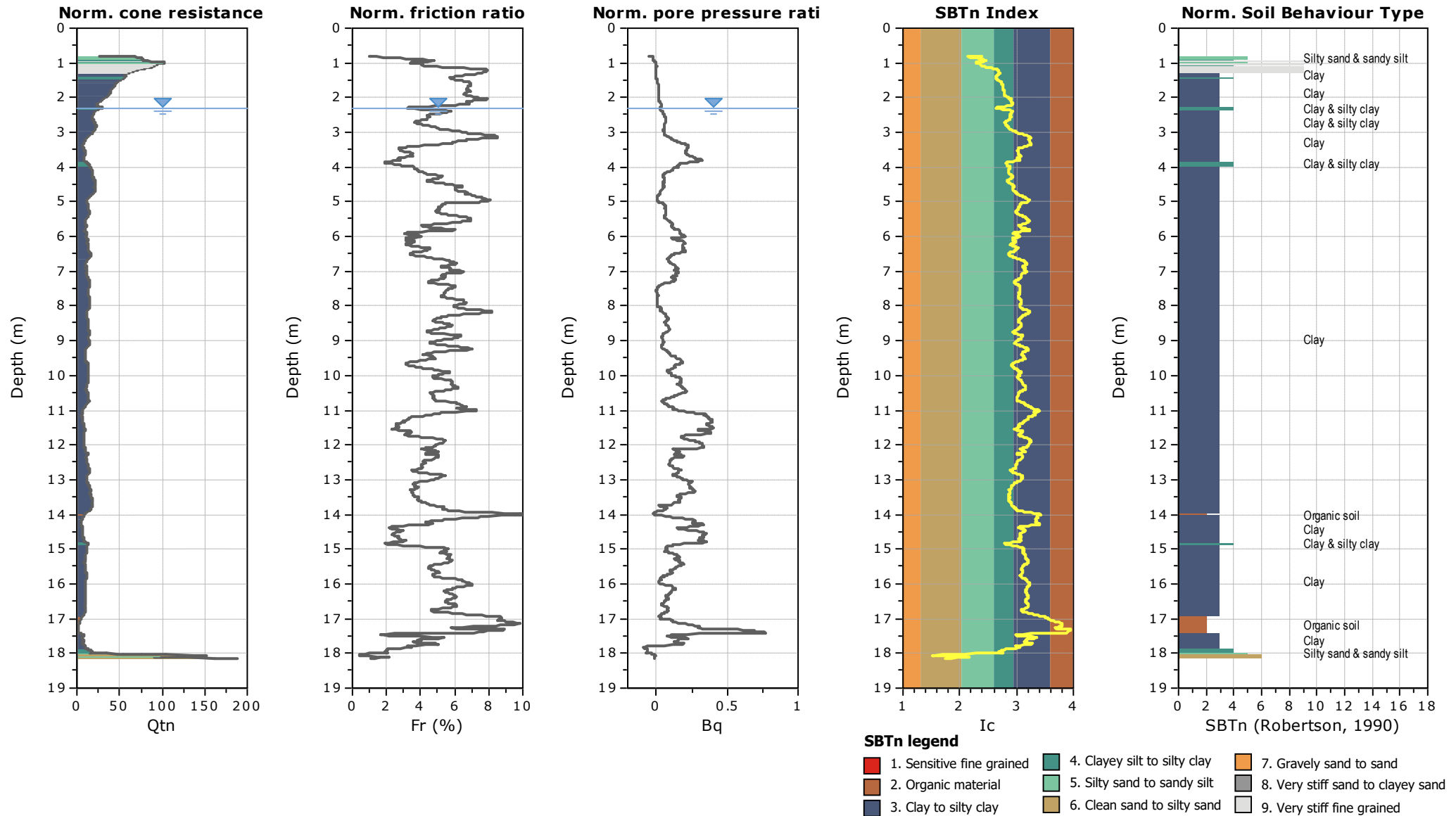
SBTn legend

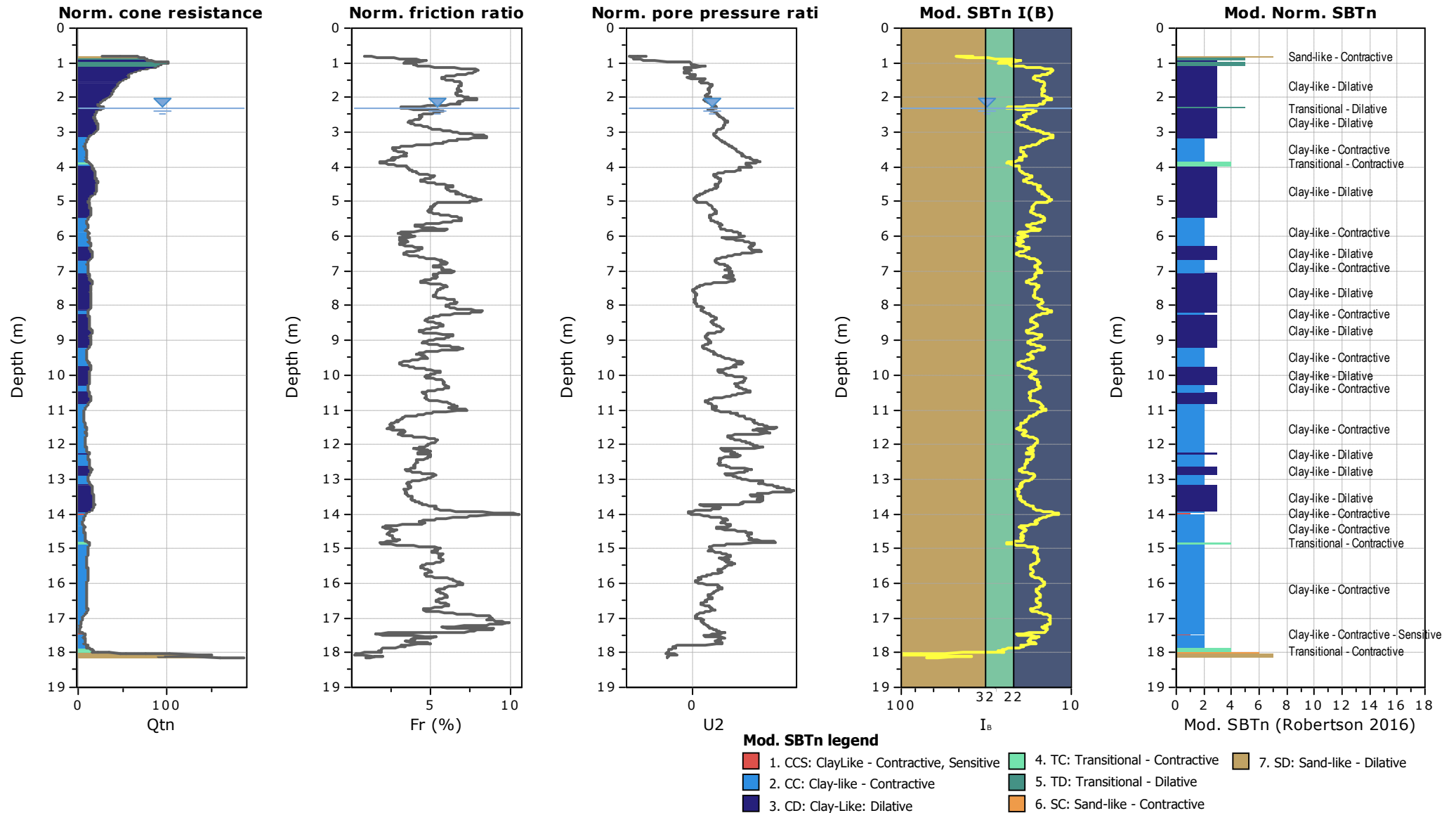
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Bq plots (Schneider)

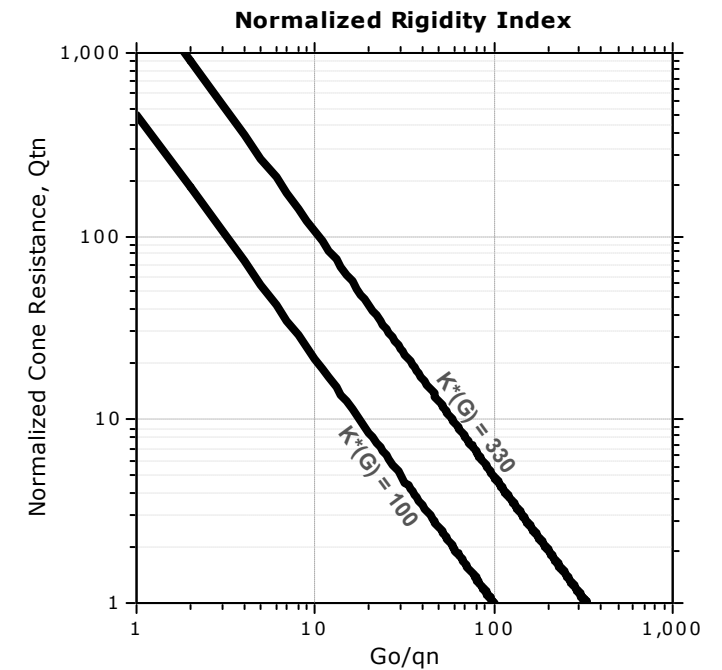
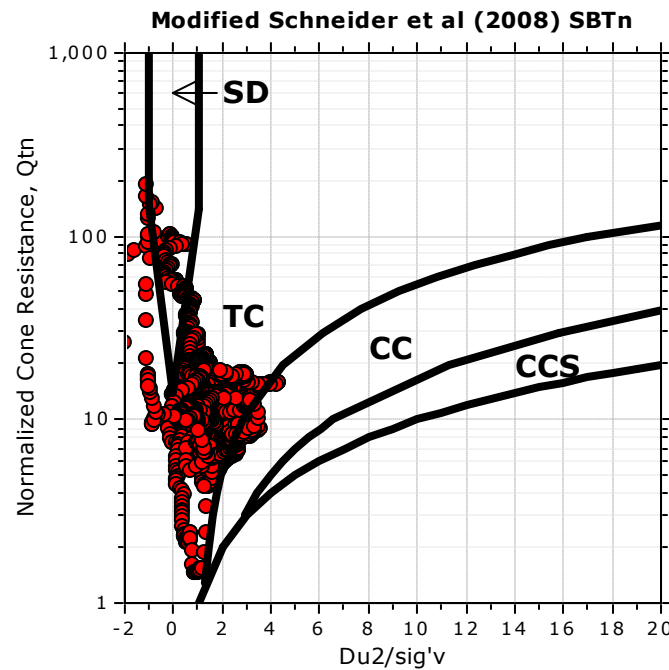
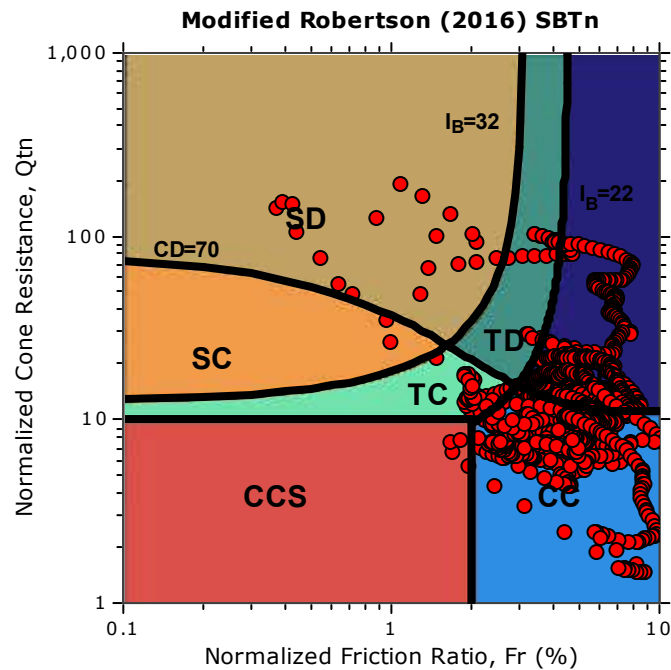








Updated SBTn plots



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)

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 (%) ::

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

:: 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) ::

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

:: 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 $I_c > I_{c_cutoff}$)

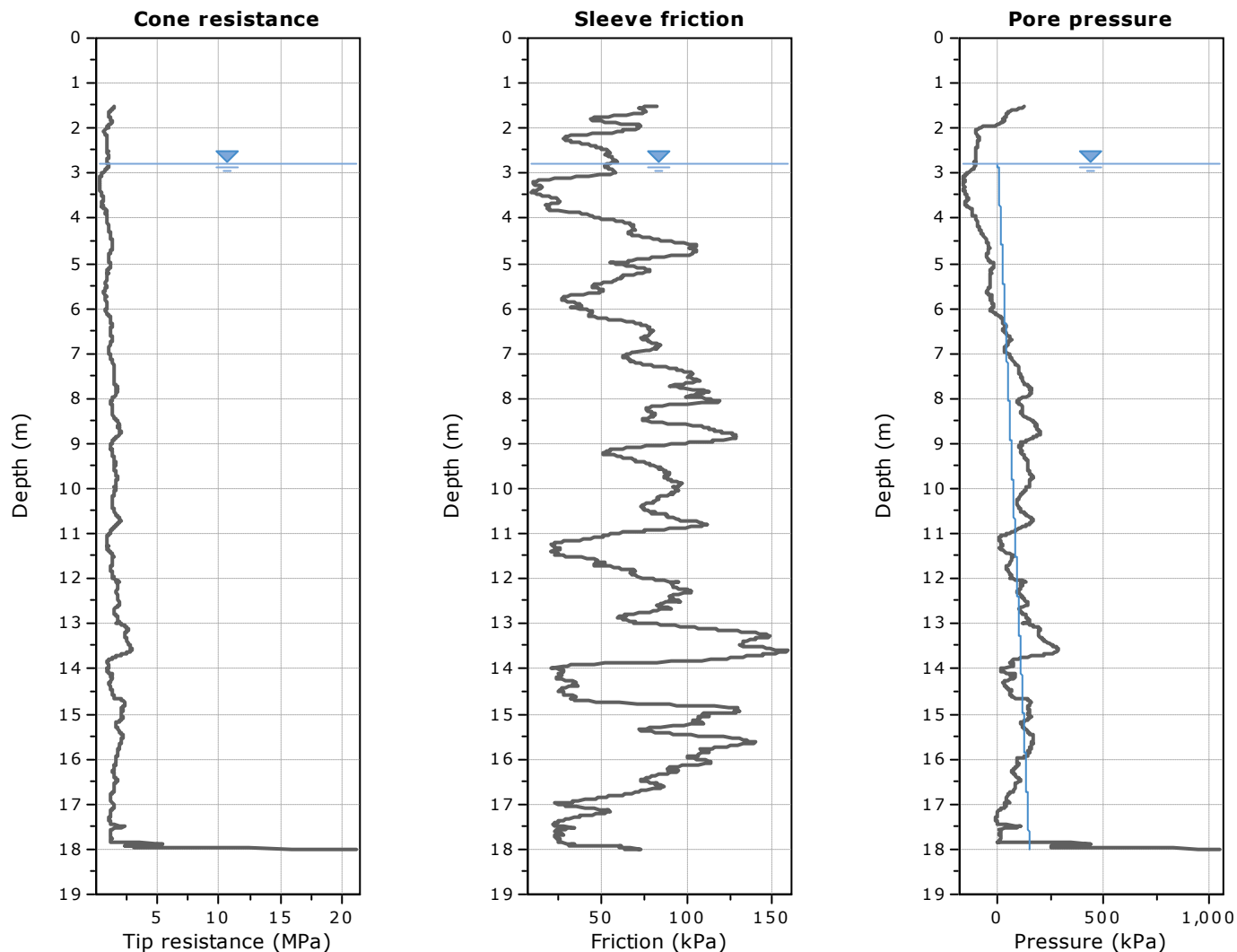
:: Peak Friction Angle, ϕ' (°) ::

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

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

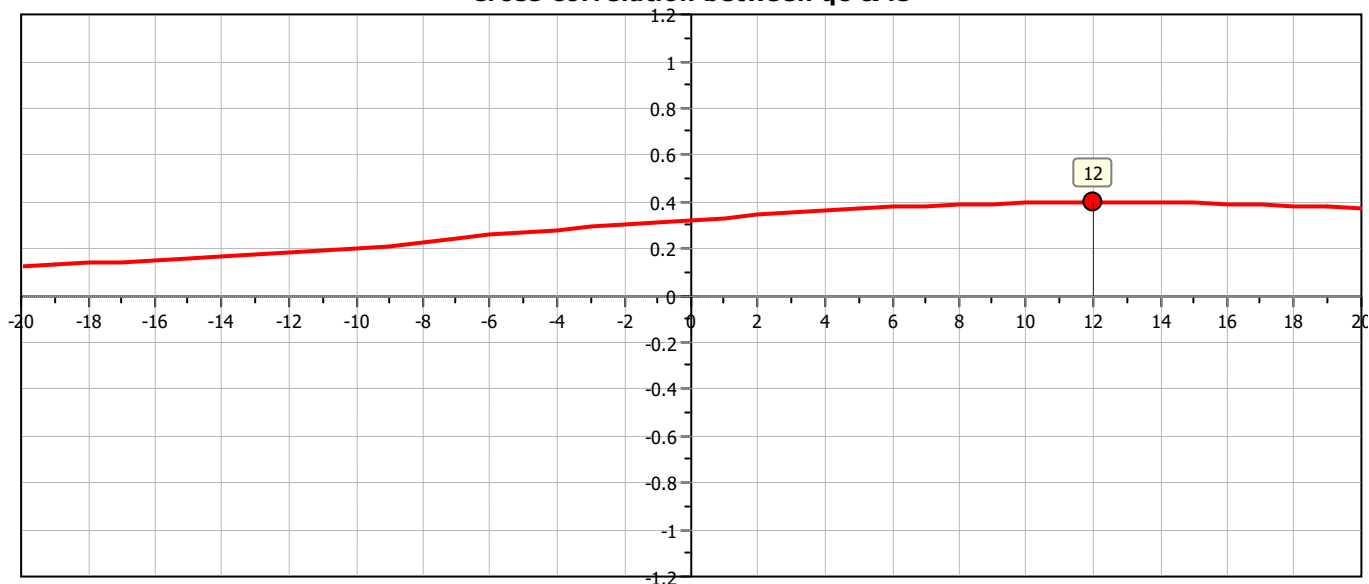
References

- 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)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium

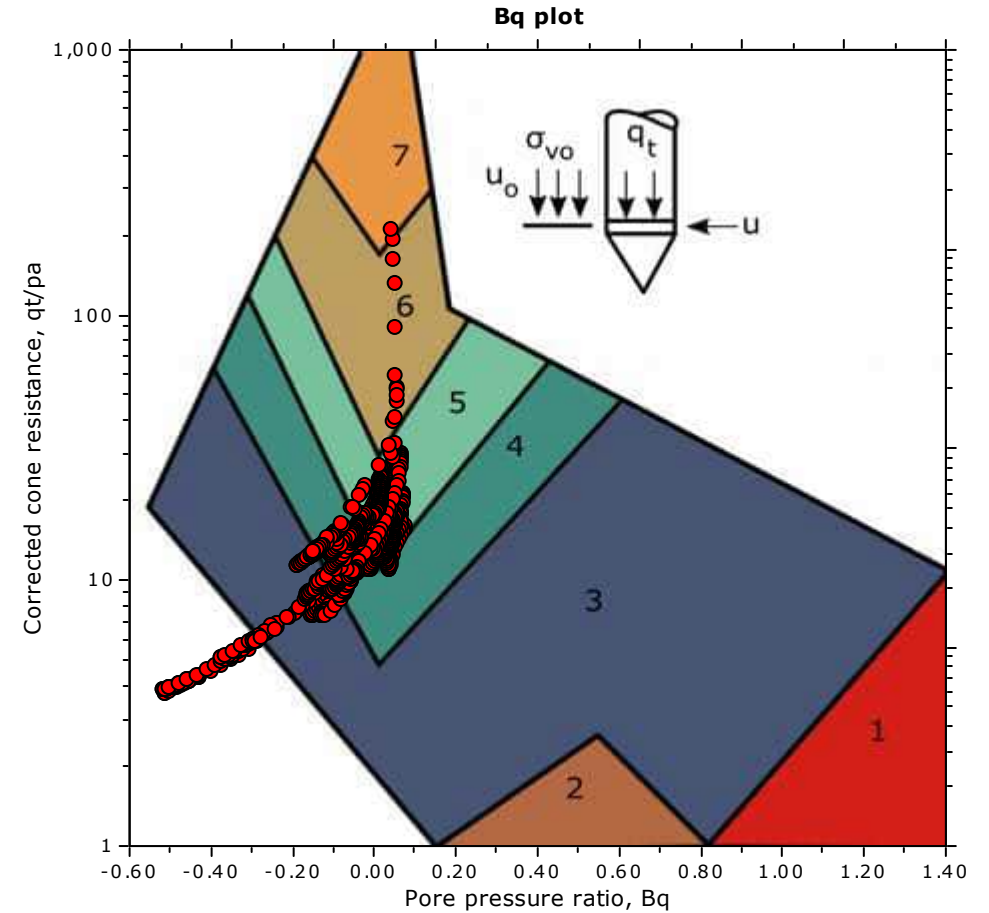
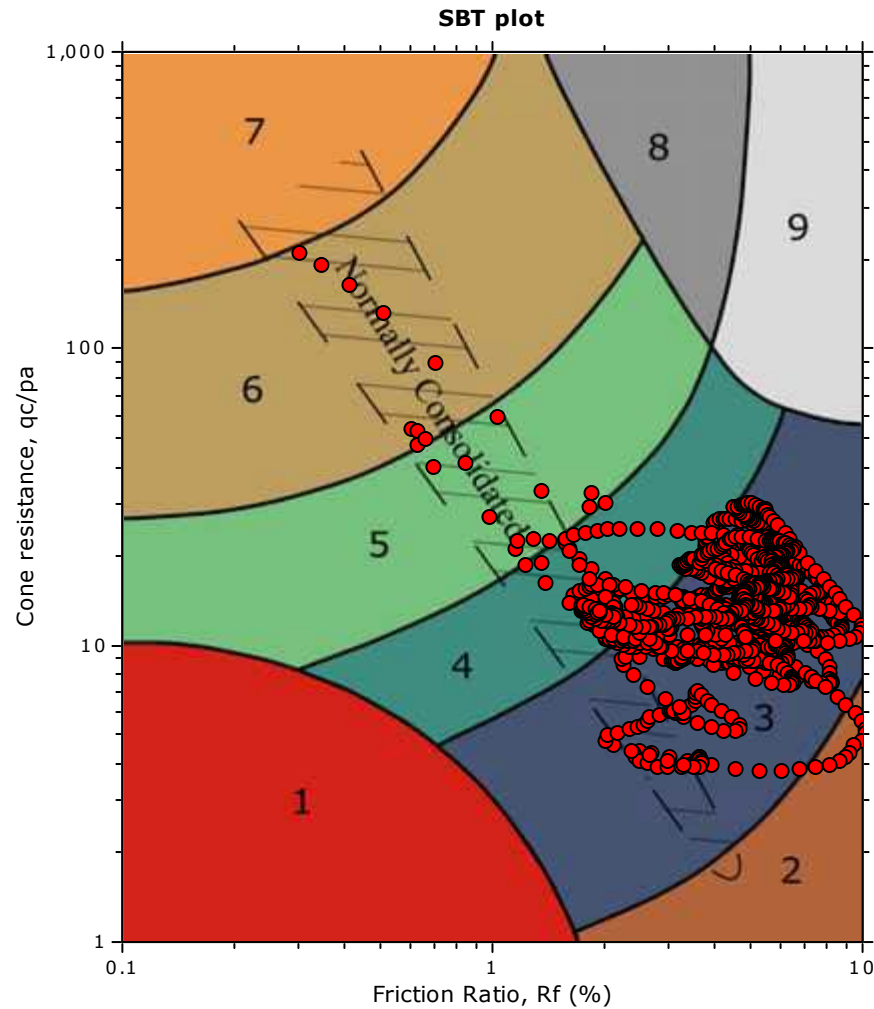


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

Cross correlation between q_c & f_s



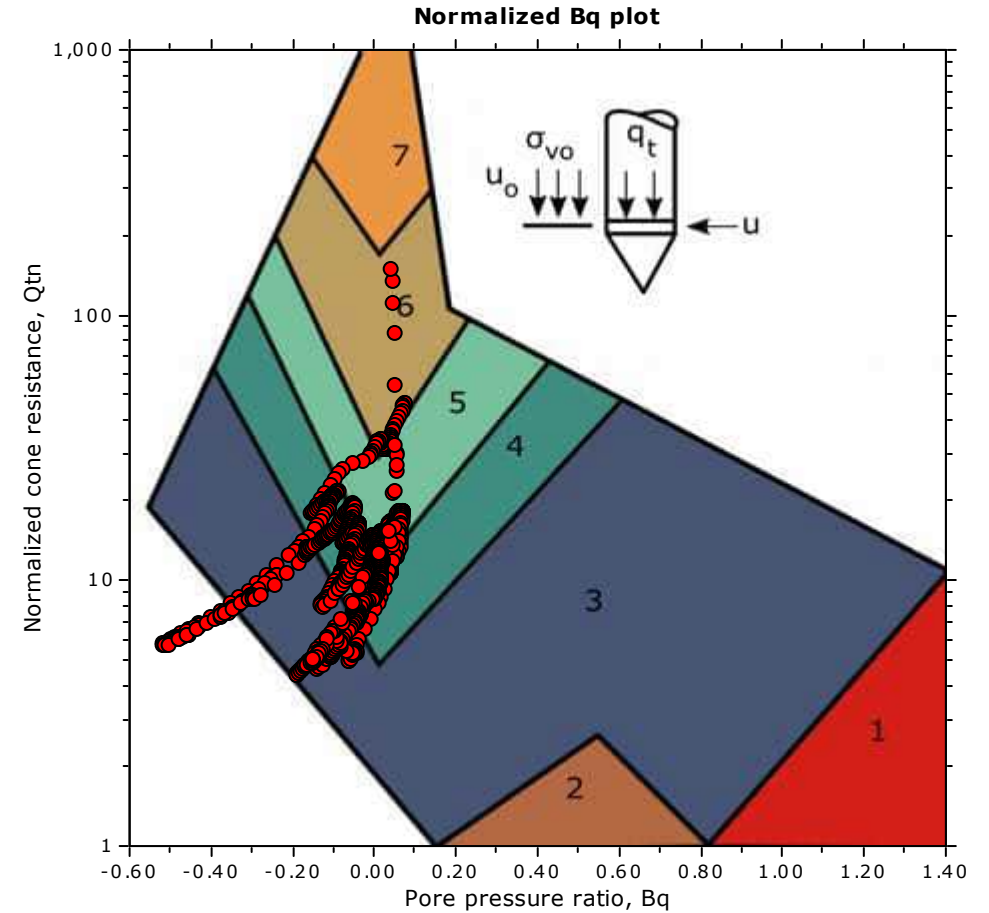
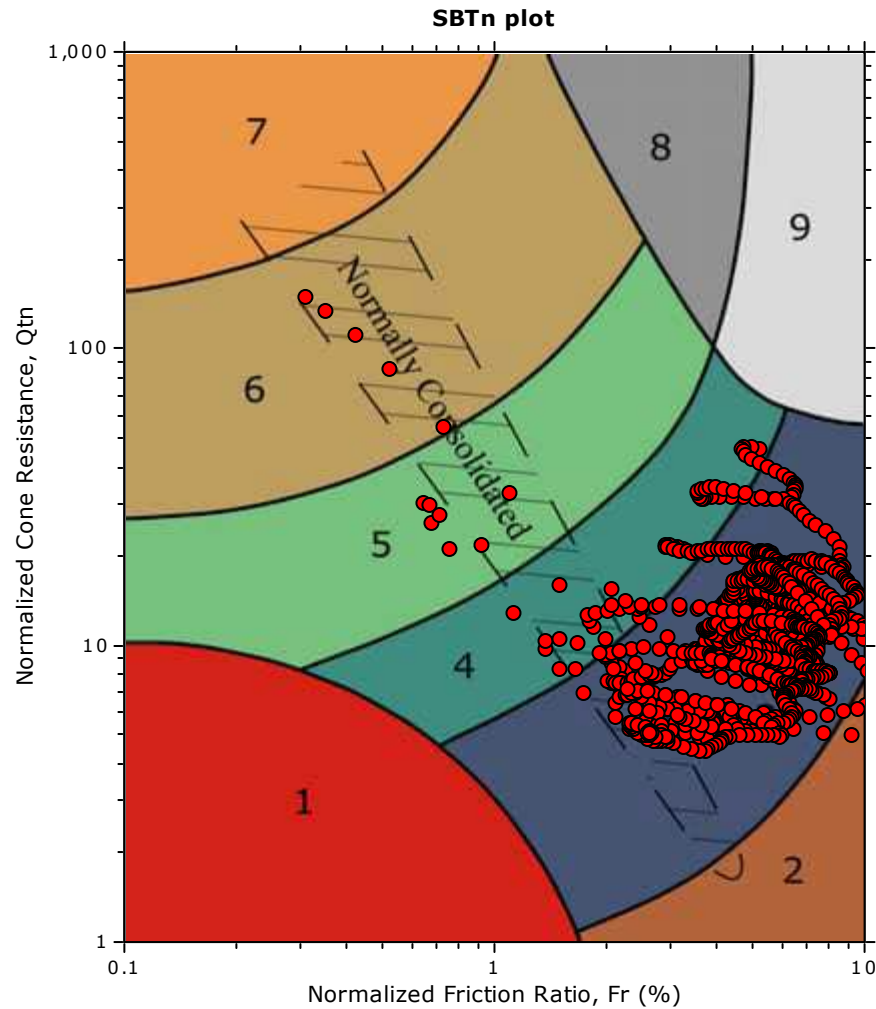
SBT - Bq plots



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 |

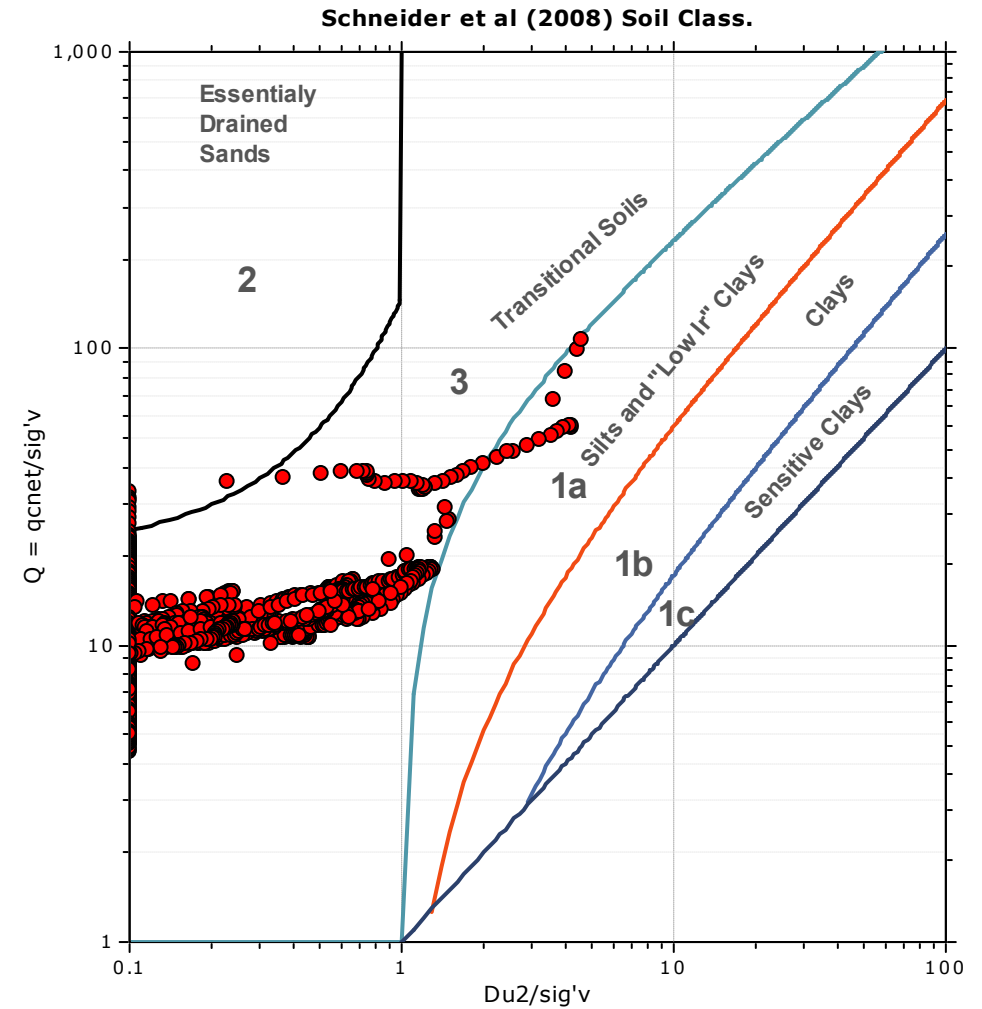
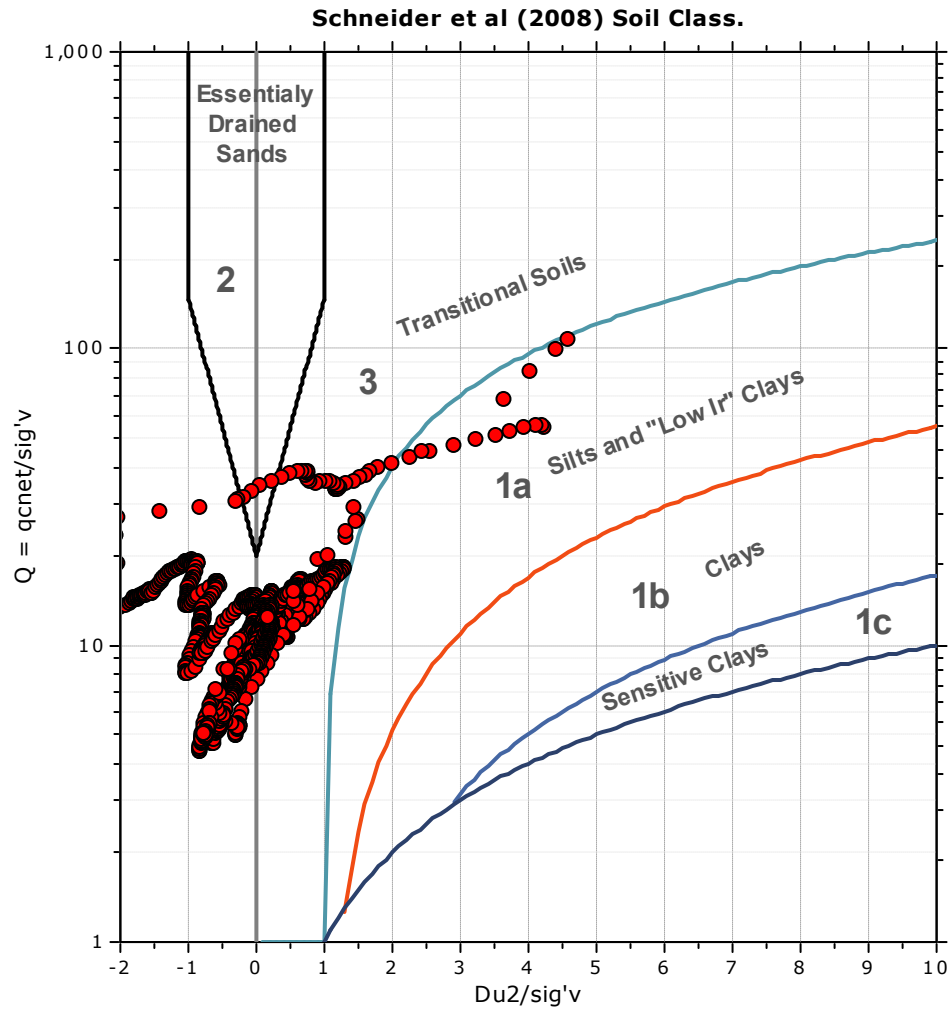
SBT - Bq plots (normalized)

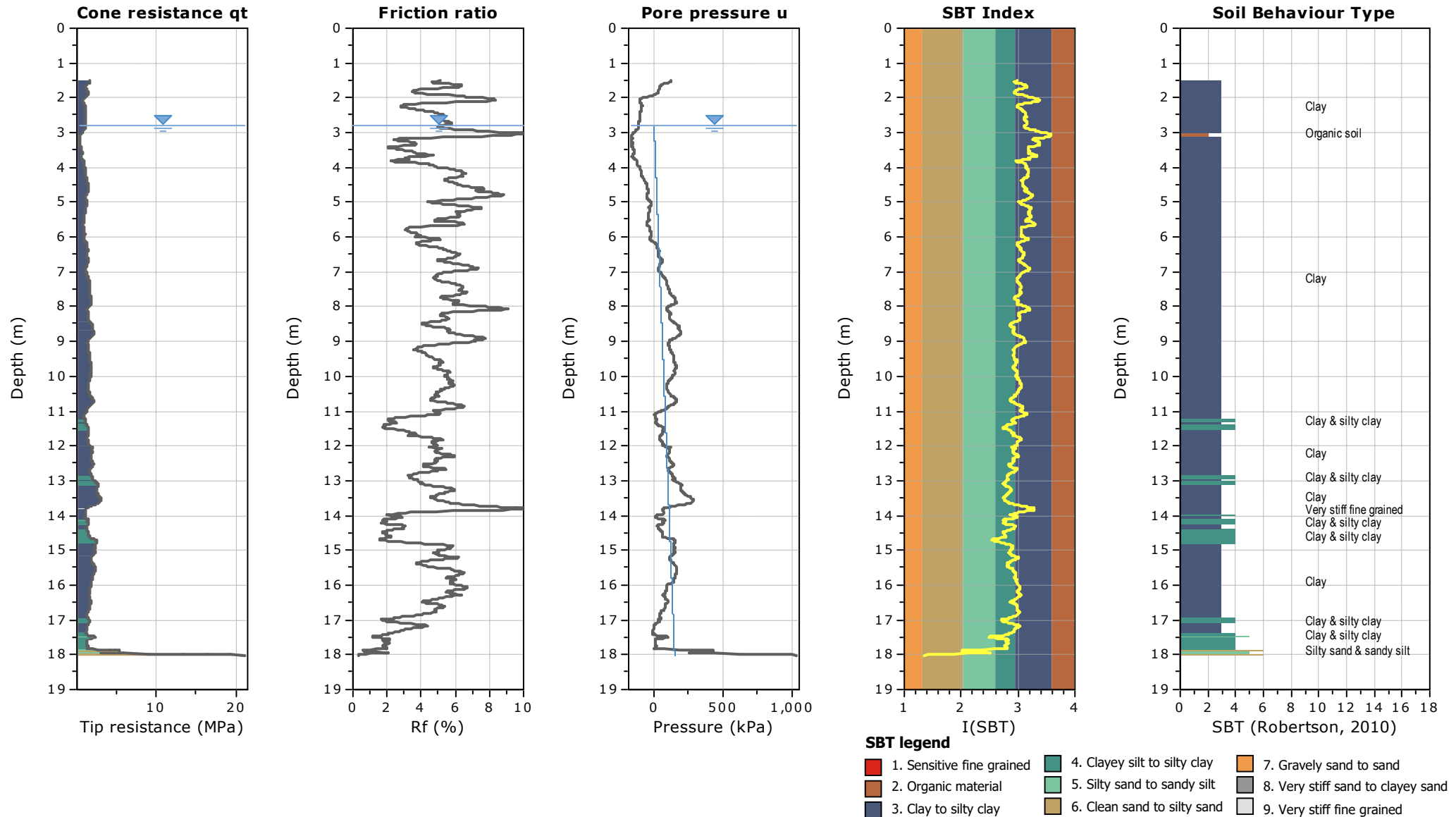


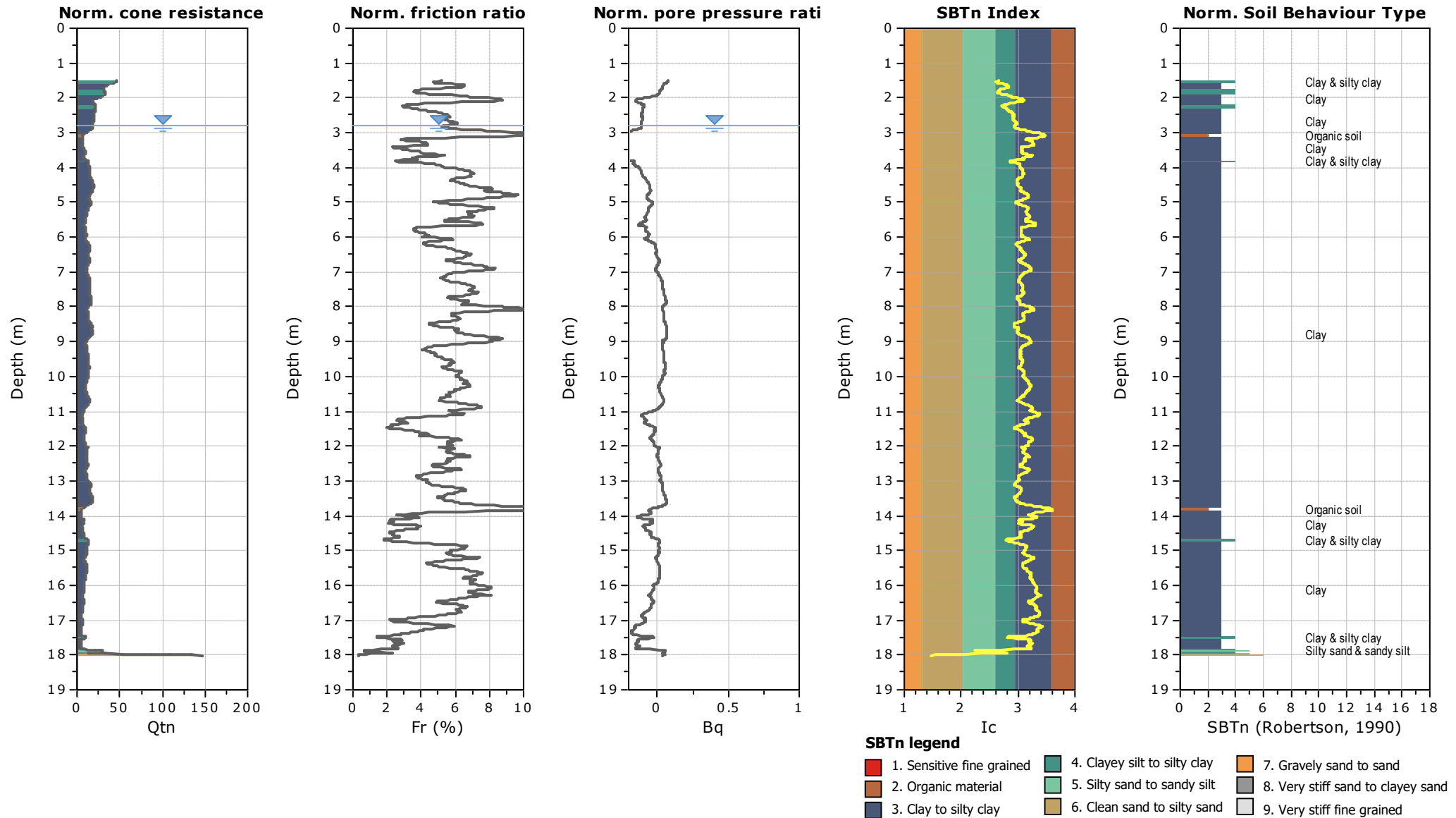
SBTn legend

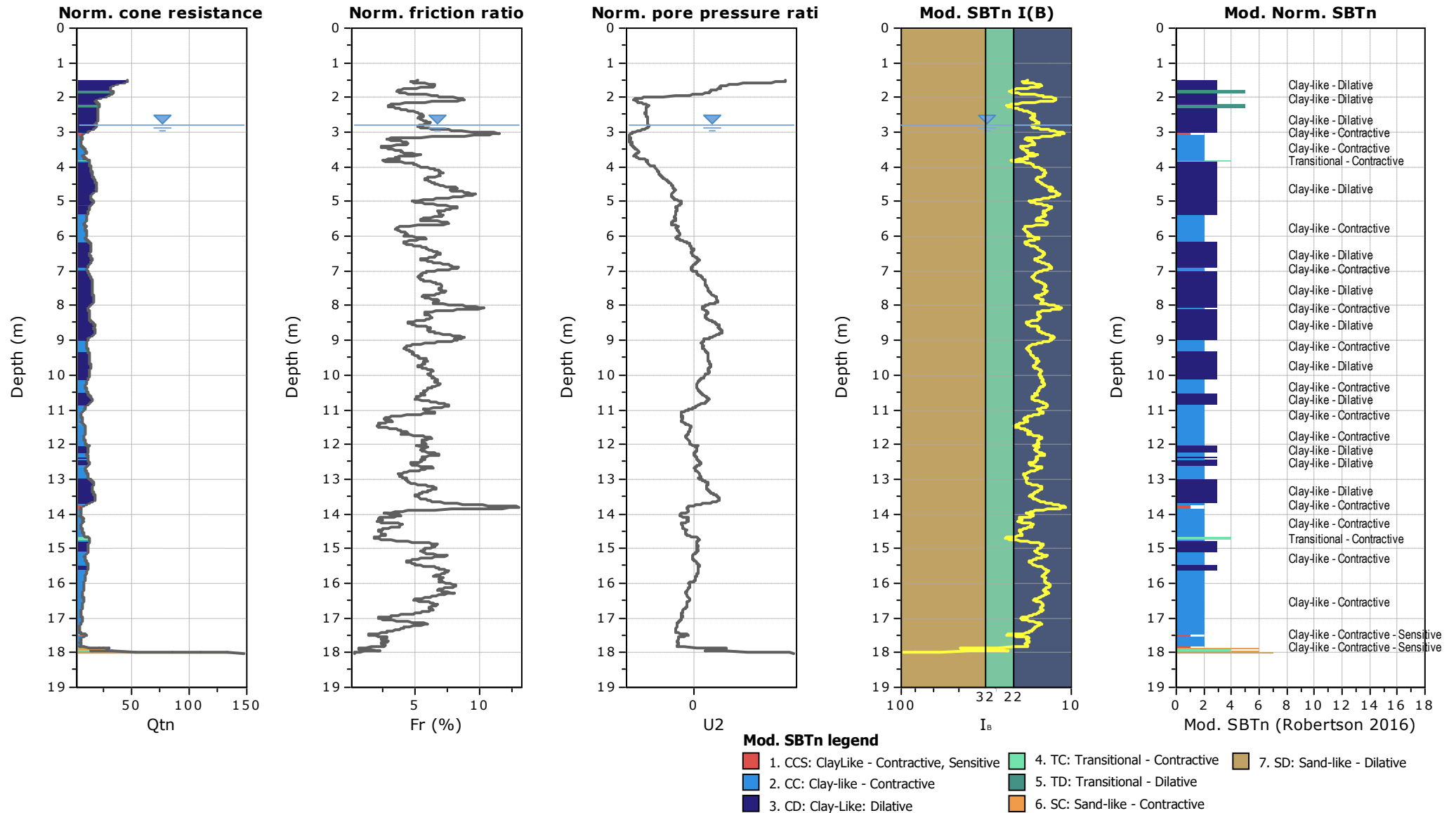
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Bq plots (Schneider)

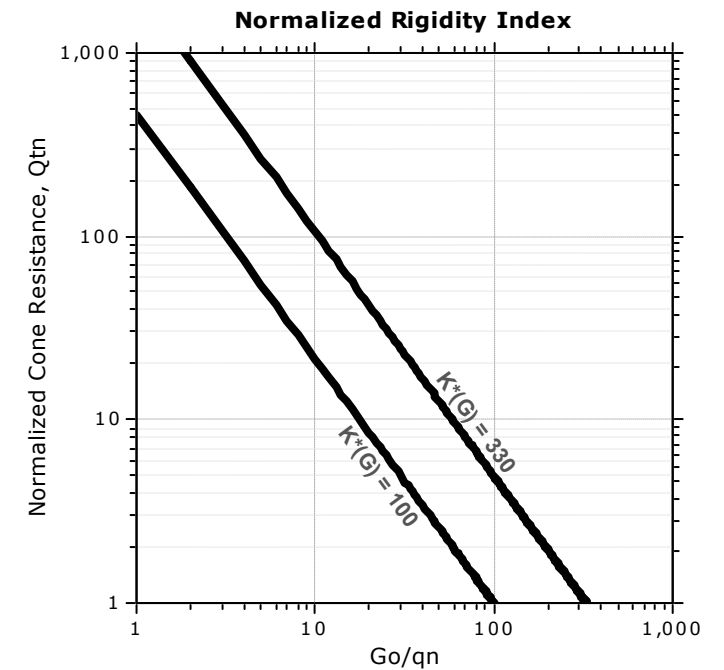
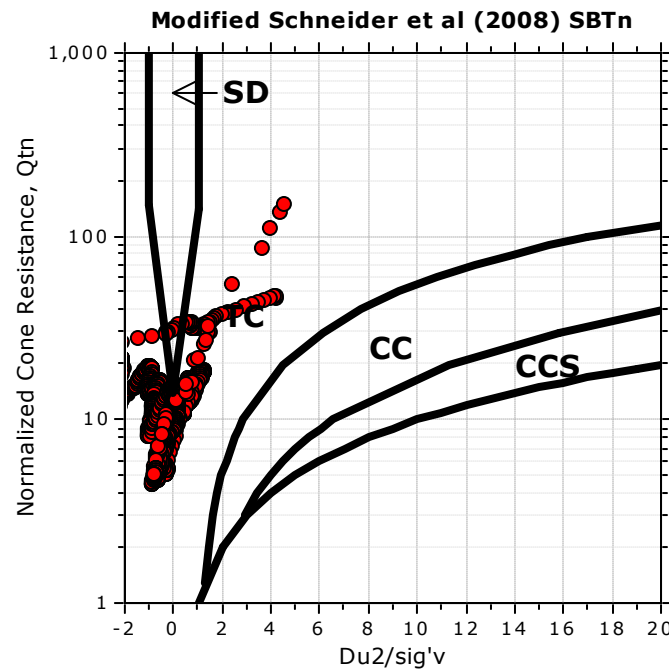
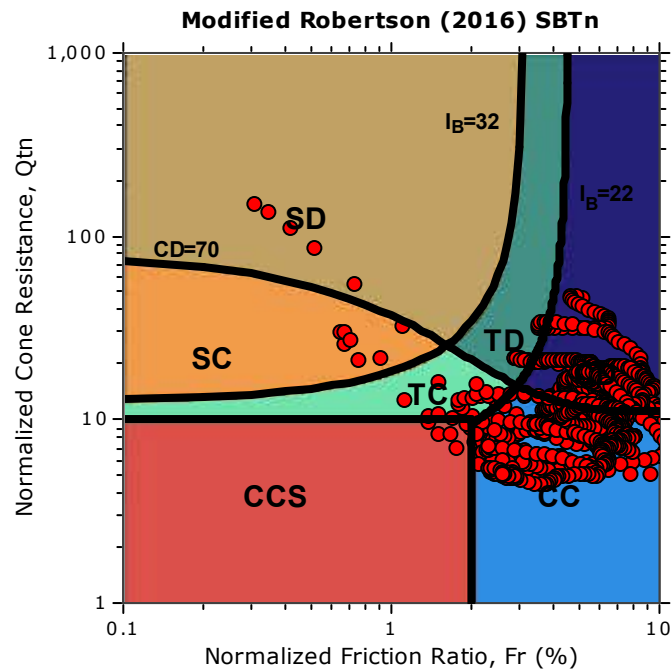








Updated SBTn plots



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)

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 (%) ::

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

:: 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) ::

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

:: 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 $I_c > I_{c_cutoff}$)

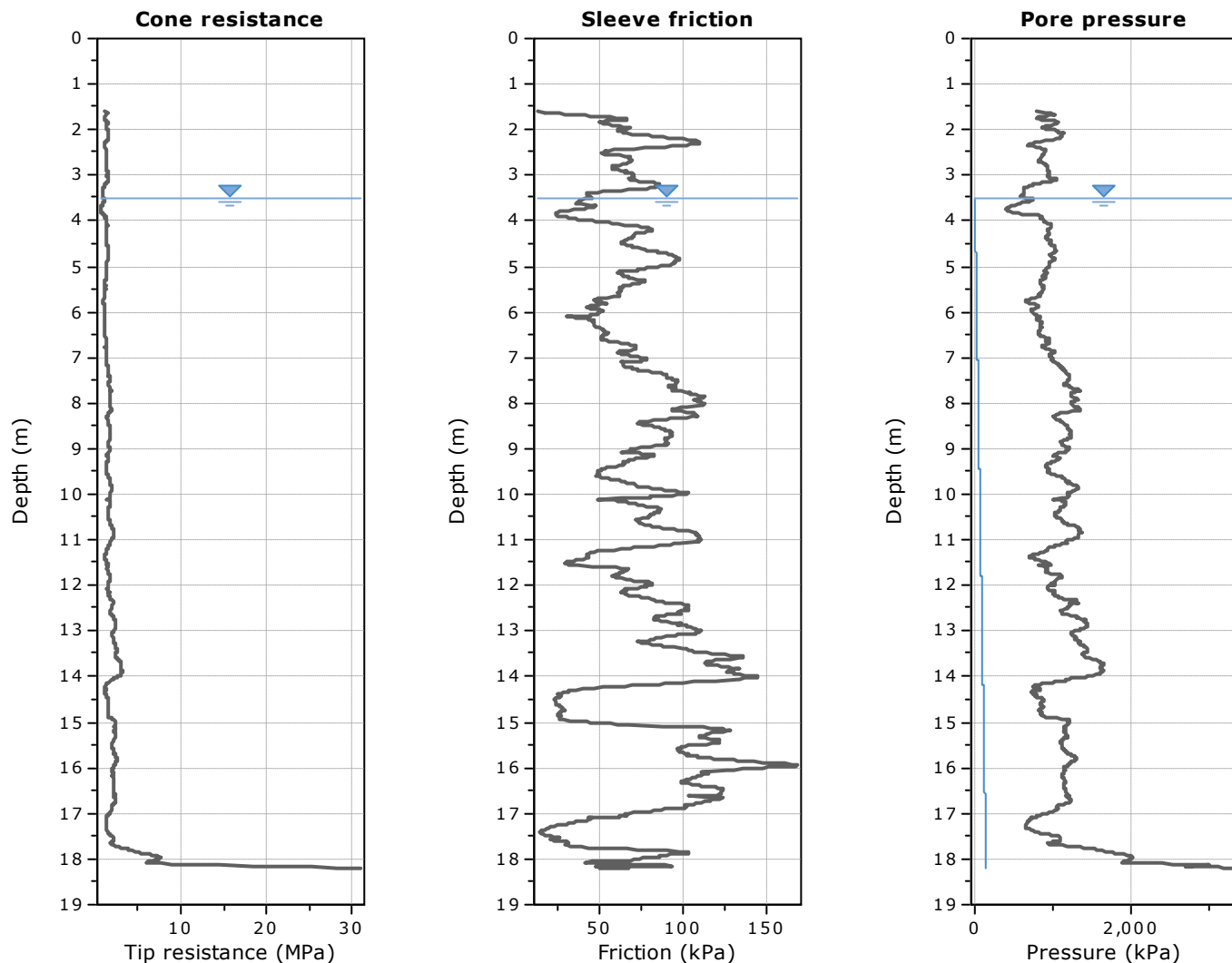
:: Peak Friction Angle, ϕ' (°) ::

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

(applicable for $0.10 < B_q < 1.00$)

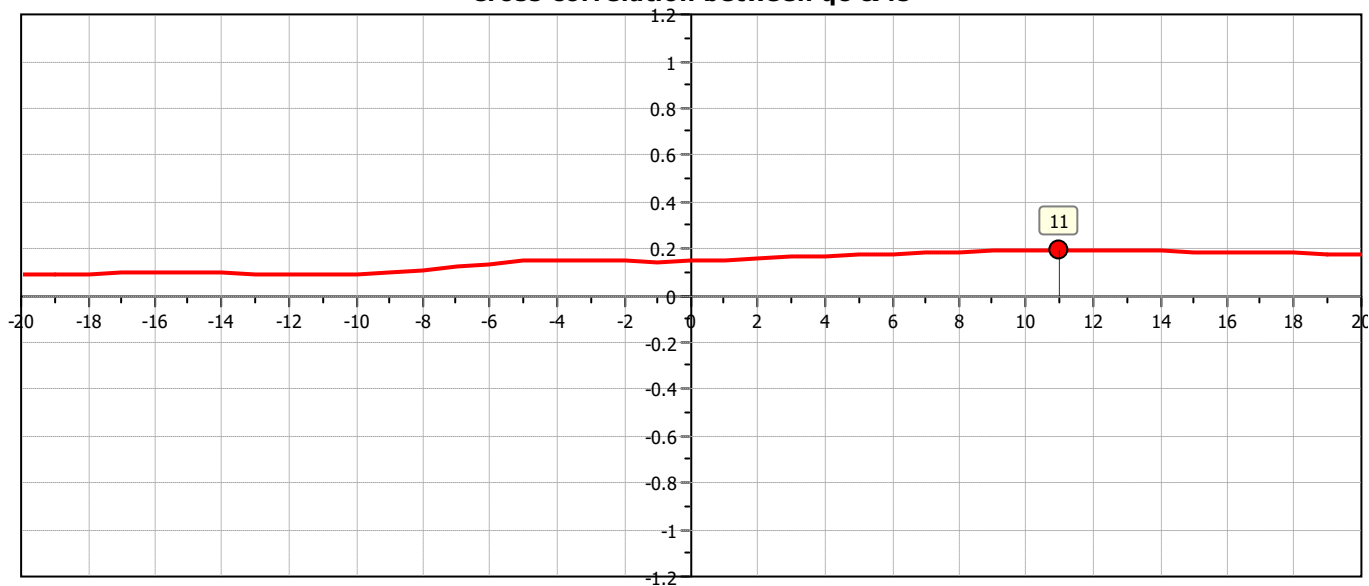
References

- 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)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium

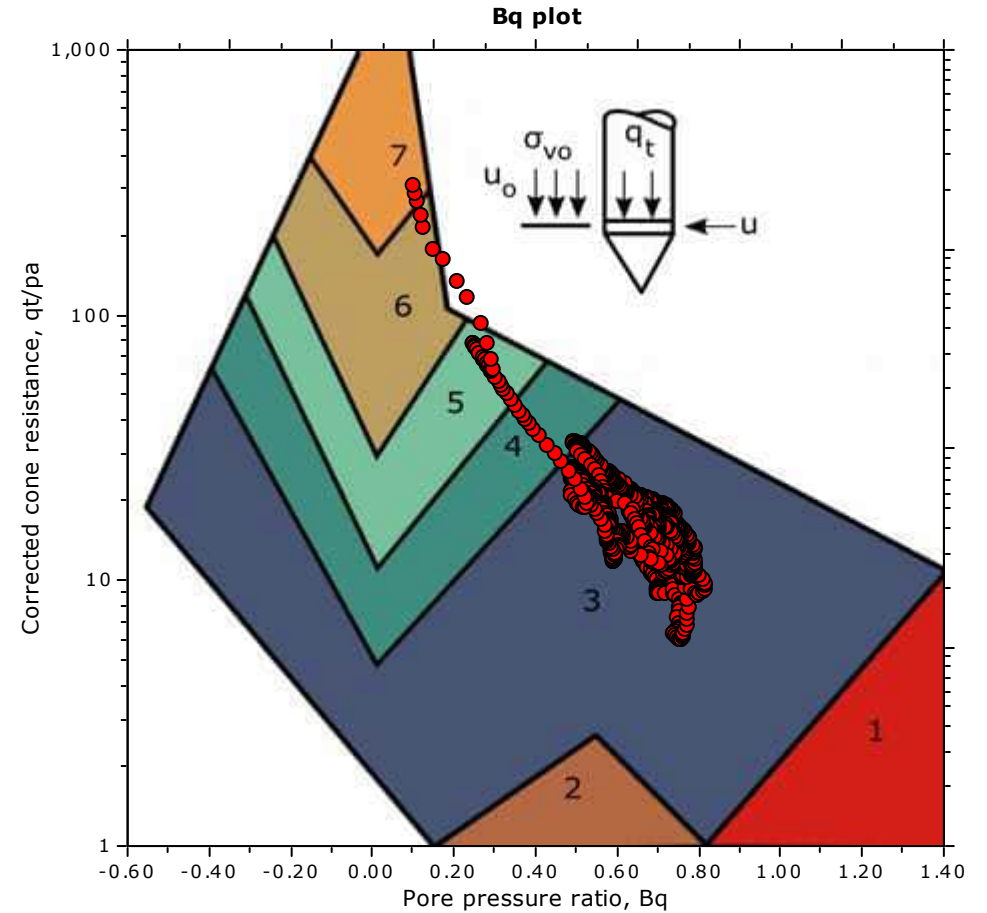
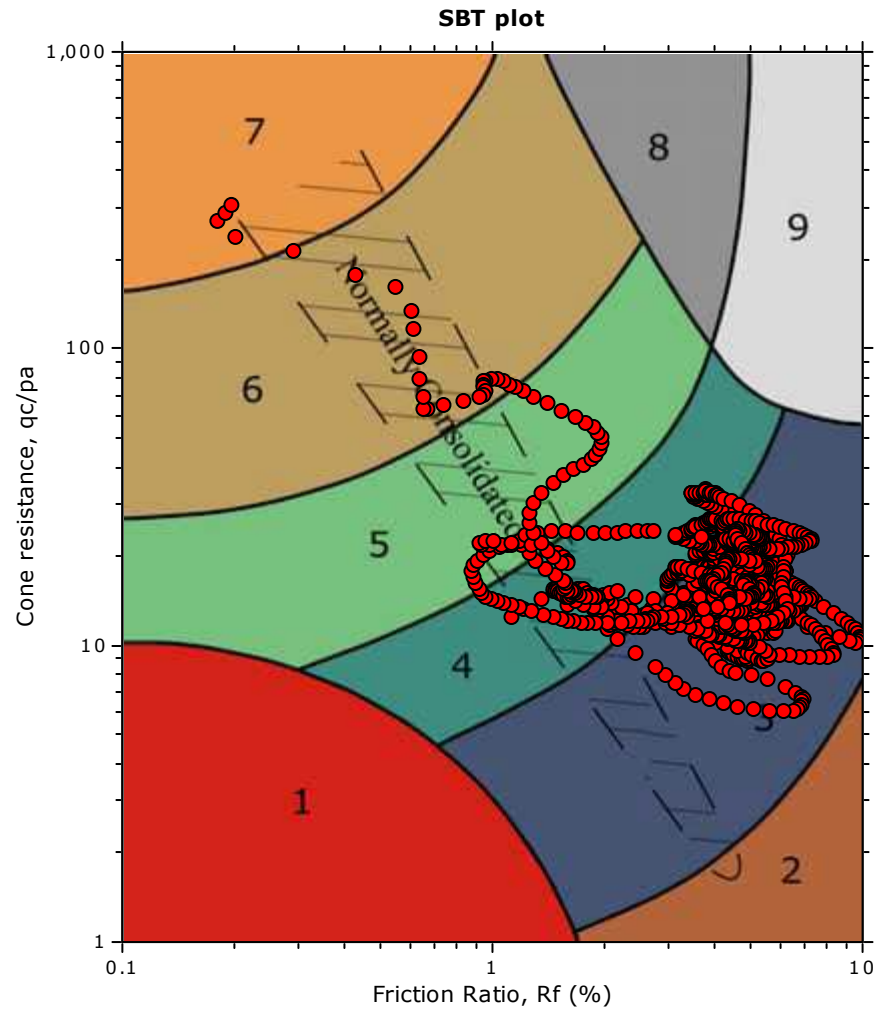


The plot below presents the cross correlation coefficient between the raw q_c and f_s values (as measured on the field). X axes presents the lag distance (one lag is the distance between two successive CPT measurements).

Cross correlation between q_c & f_s



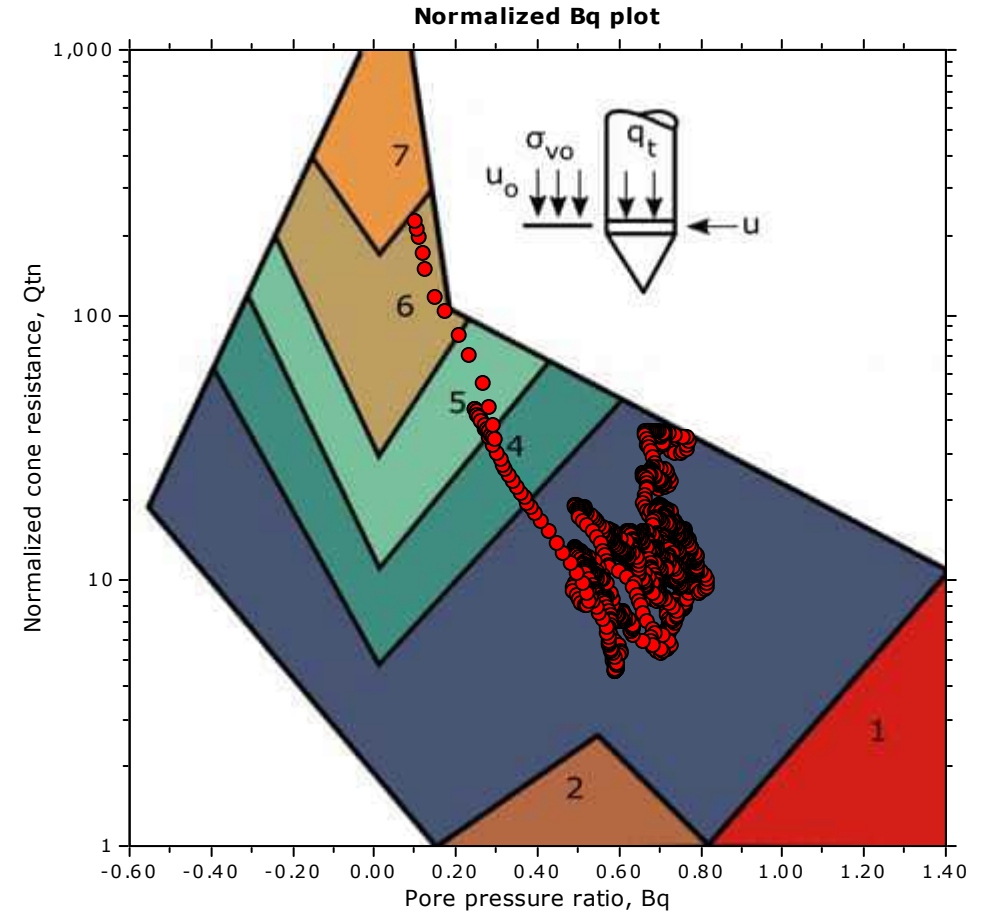
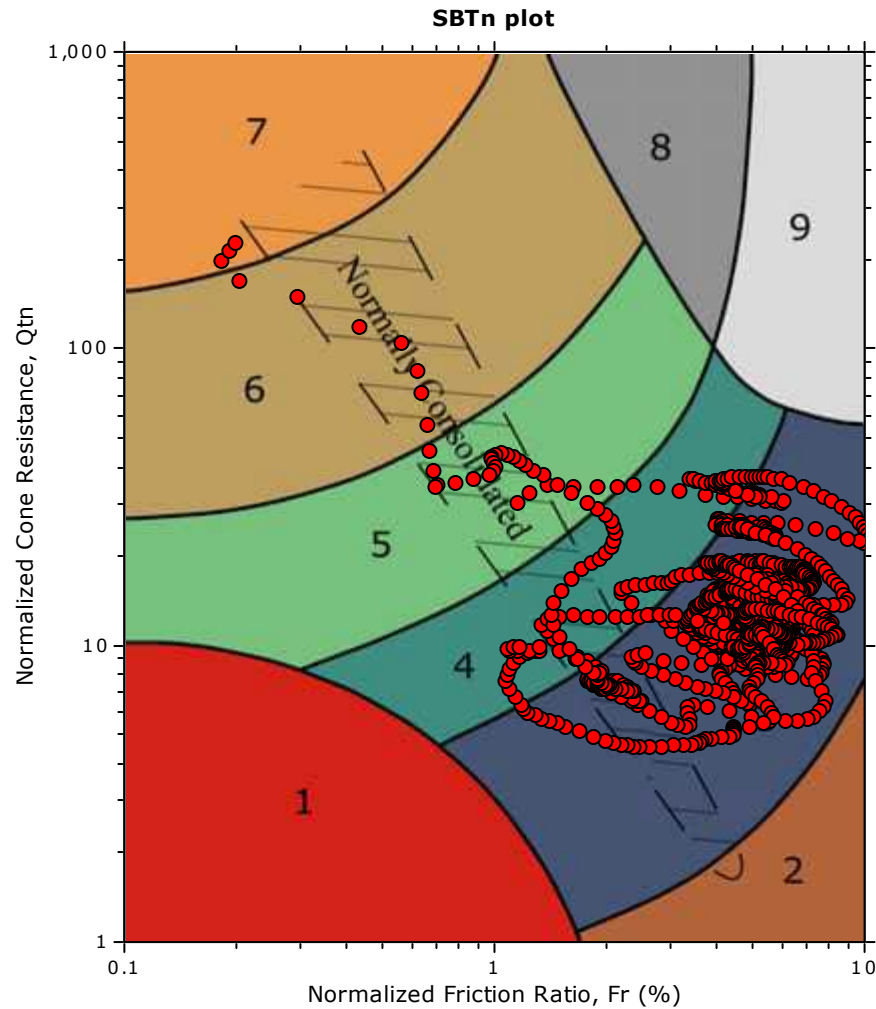
SBT - Bq plots



SBT legend

- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravely 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 |

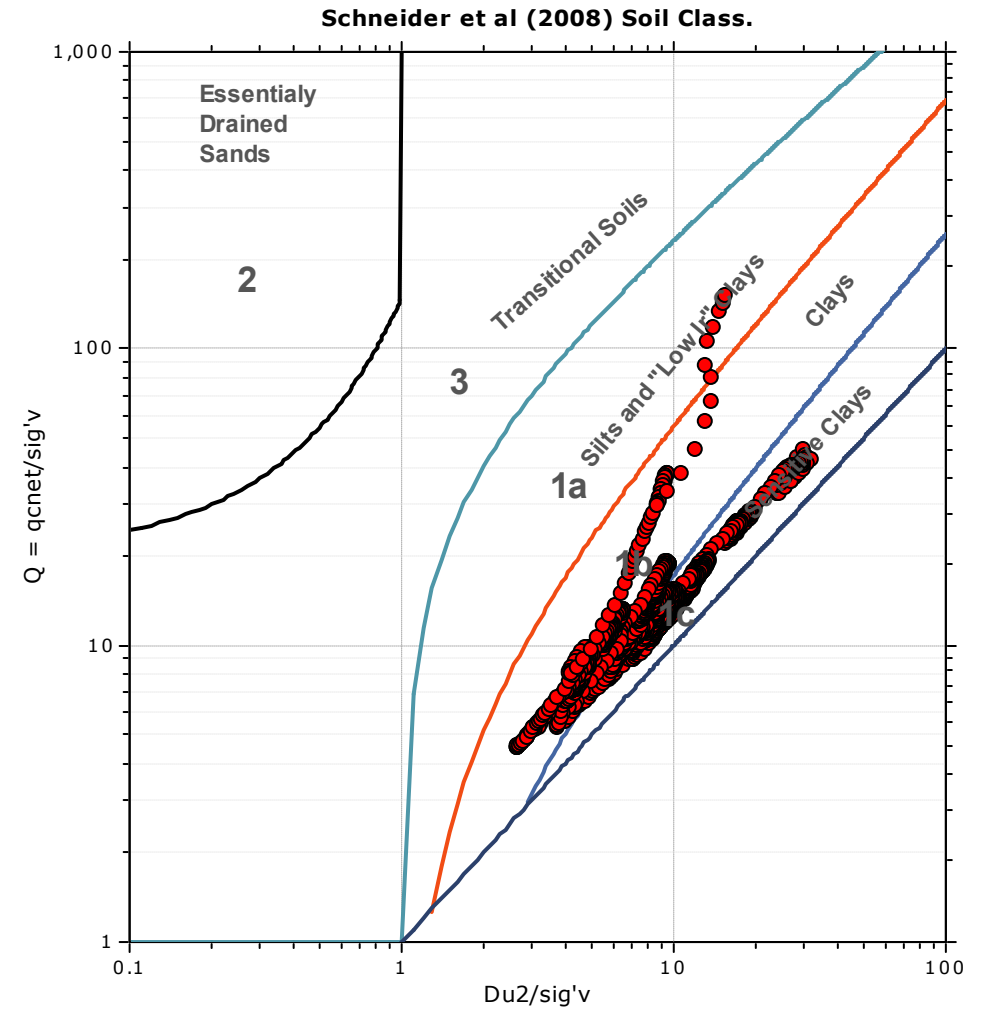
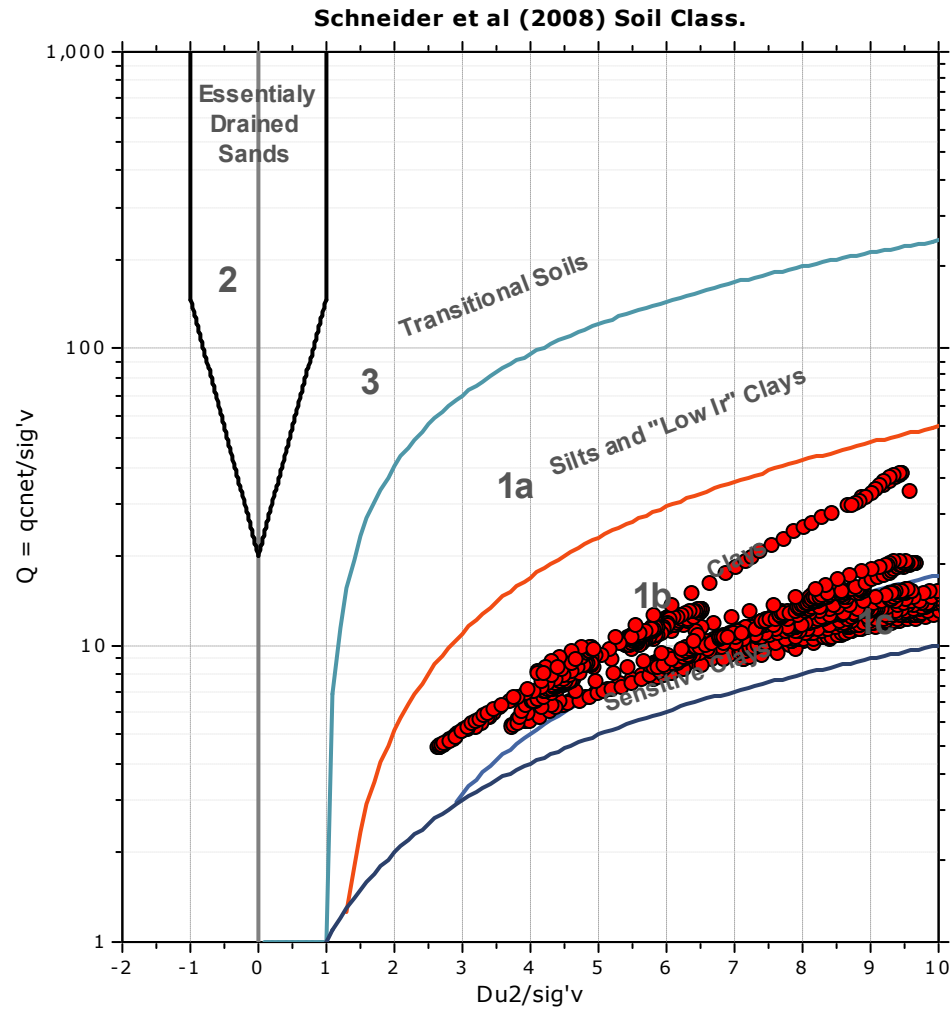
SBT - Bq plots (normalized)

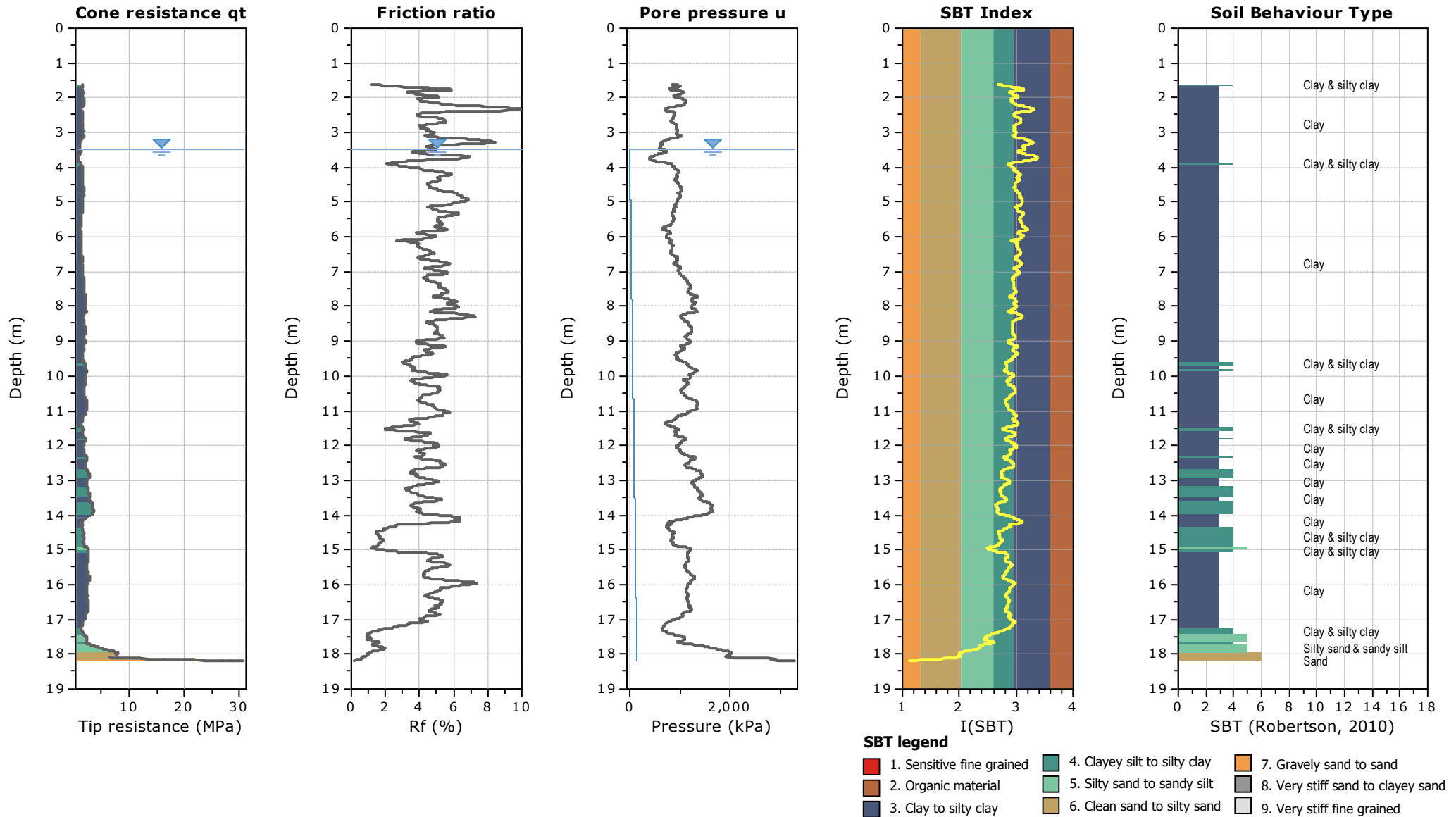


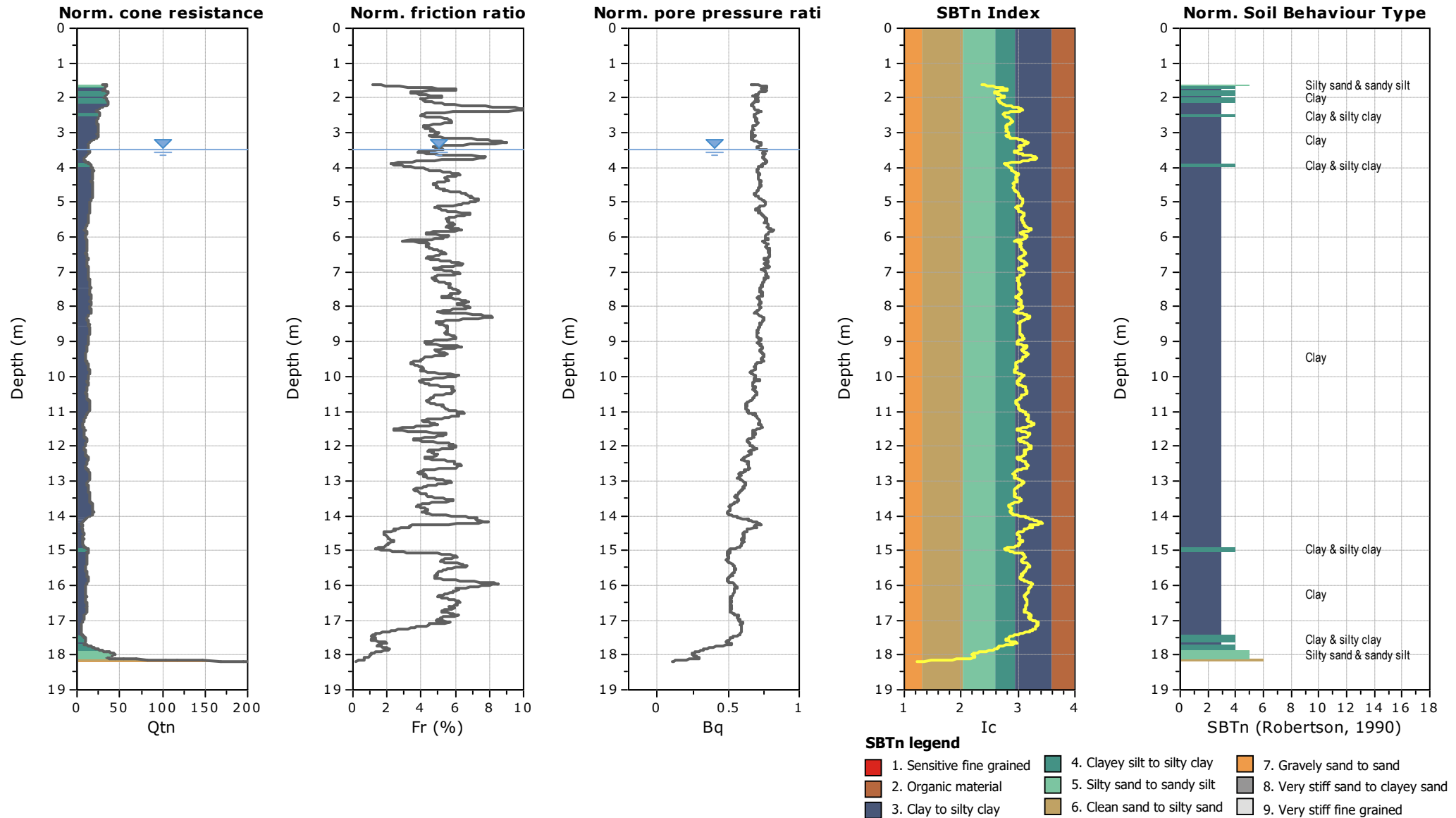
SBTn legend

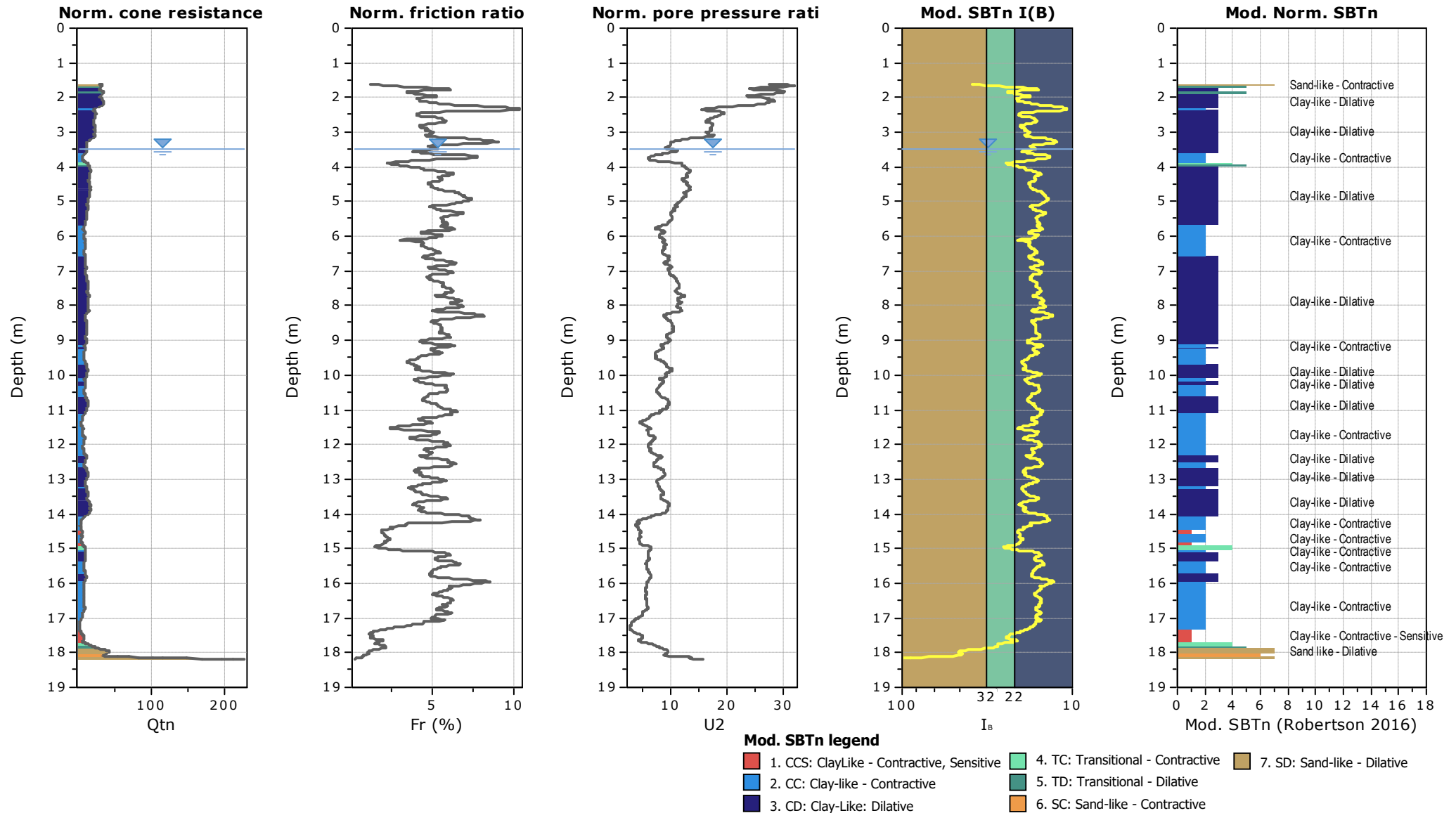
- | | | |
|---------------------------|------------------------------|-----------------------------------|
| 1. Sensitive fine grained | 4. Clayey silt to silty clay | 7. Gravelly sand to sand |
| 2. Organic material | 5. Silty sand to sandy silt | 8. Very stiff sand to clayey sand |
| 3. Clay to silty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

Bq plots (Schneider)

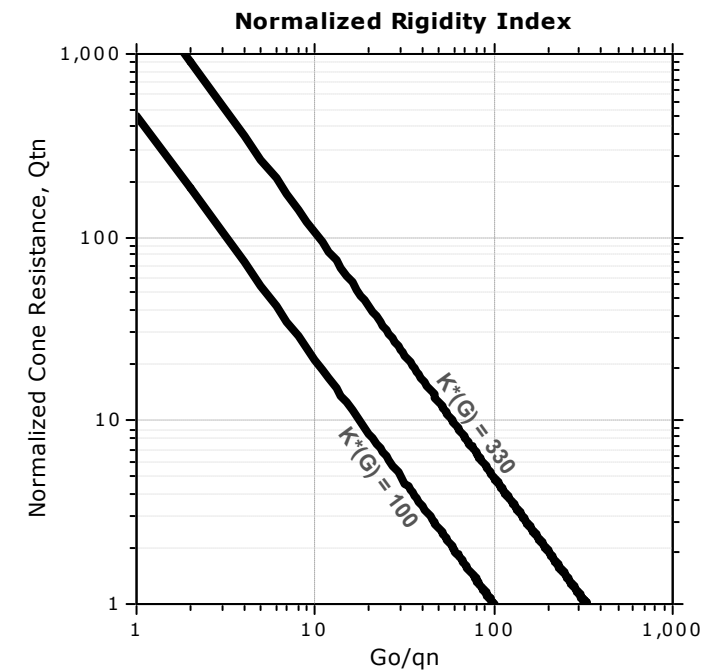
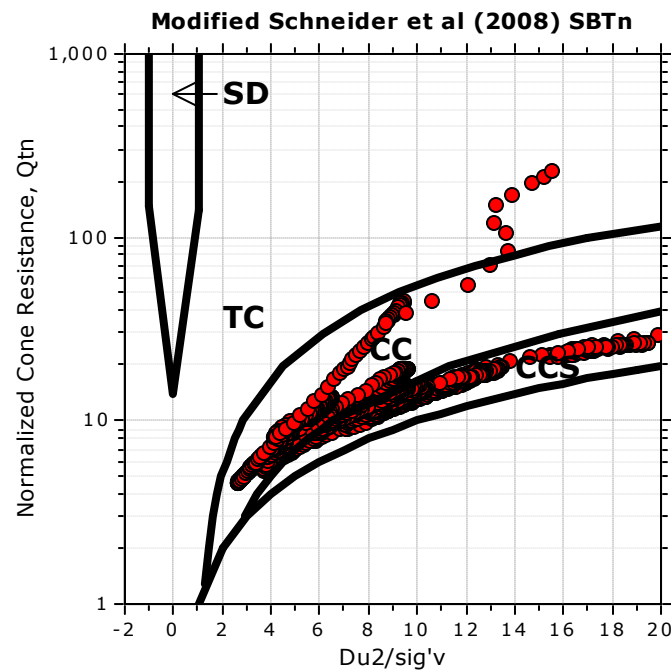
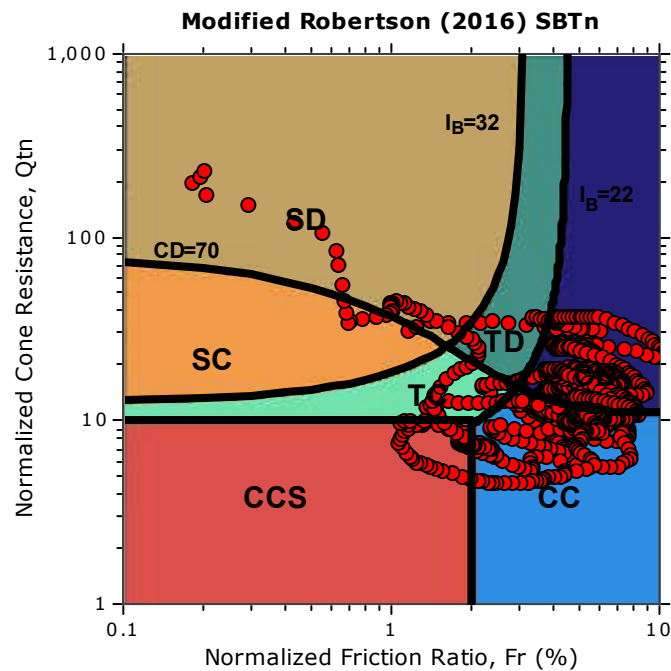








Updated SBTn plots



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)

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 (%) ::

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

:: 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) ::

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

:: 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)
- N Barounis, J Philpot, Estimation of in-situ water content, void ratio, dry unit weight and porosity using CPT for saturated sands, Proc. 20th NZGS Geotechnical Symposium



EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY
www.engeo.it

Maggio 2026

Comune di Parma
Provincia di Parma

ALLEGATO 2 VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

Progetto di realizzazione del
"Centro Giovani Baganzola"

Committente



Geologi

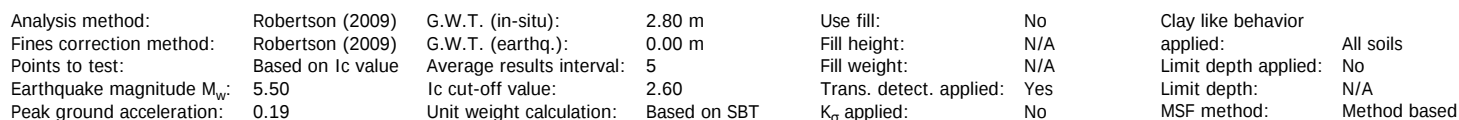
Dott. Carlo Caleffi

Dott. Francesco Cerutti

Dott. Matteo Baisi



CPT: CPTEU1
Total depth: 18.14 m





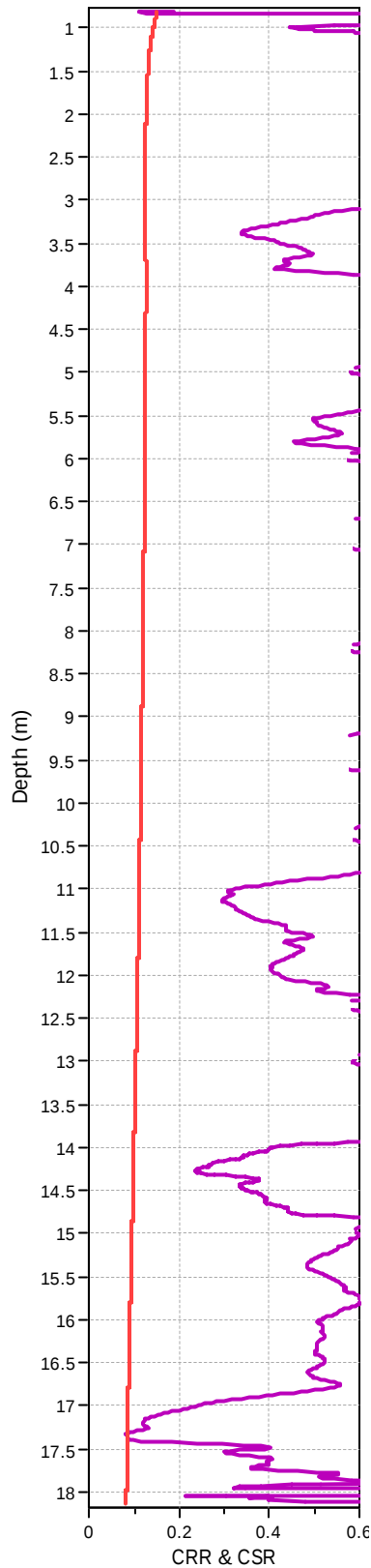
EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY

ENGEO SRL
Via Madre Anna Maria Adorni n.2
Parma (PR)
www.engeo.it

Project: PARMAINFRASTRUTTURA
Location: CENTRO GIOVANI BAGANZOLA

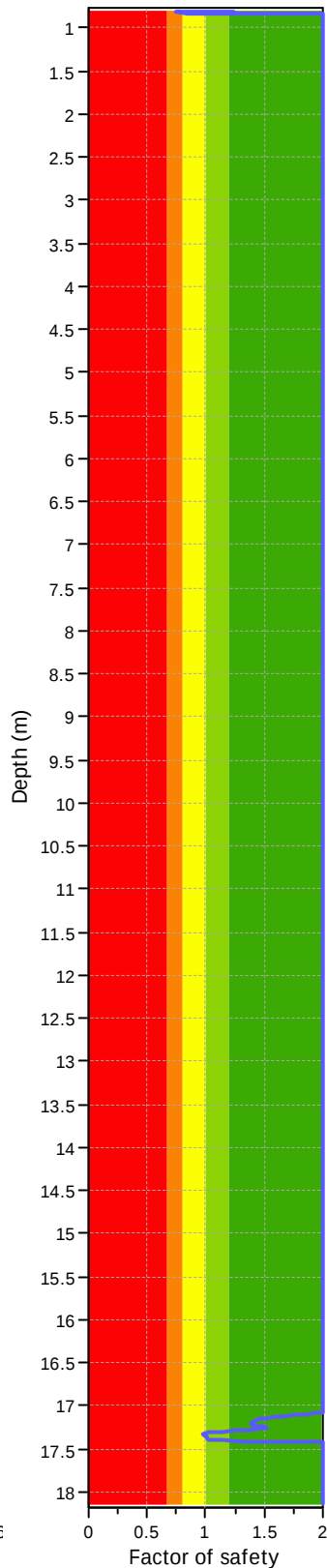
CPT: CPTEU1
Total depth: 18.14 m

CRR plot



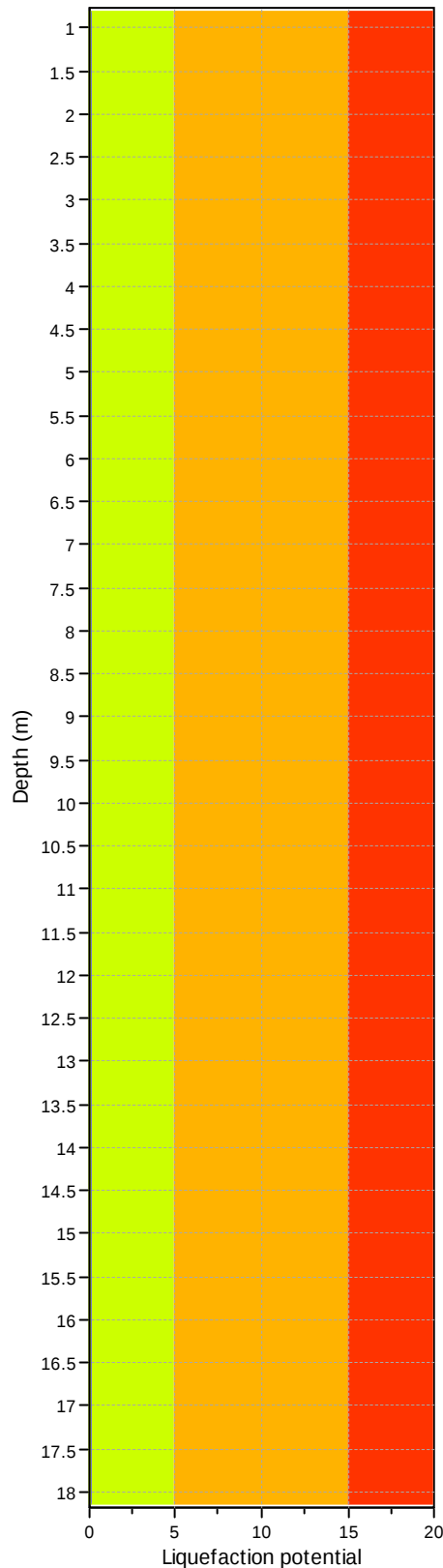
CRR & CSR

FS Plot



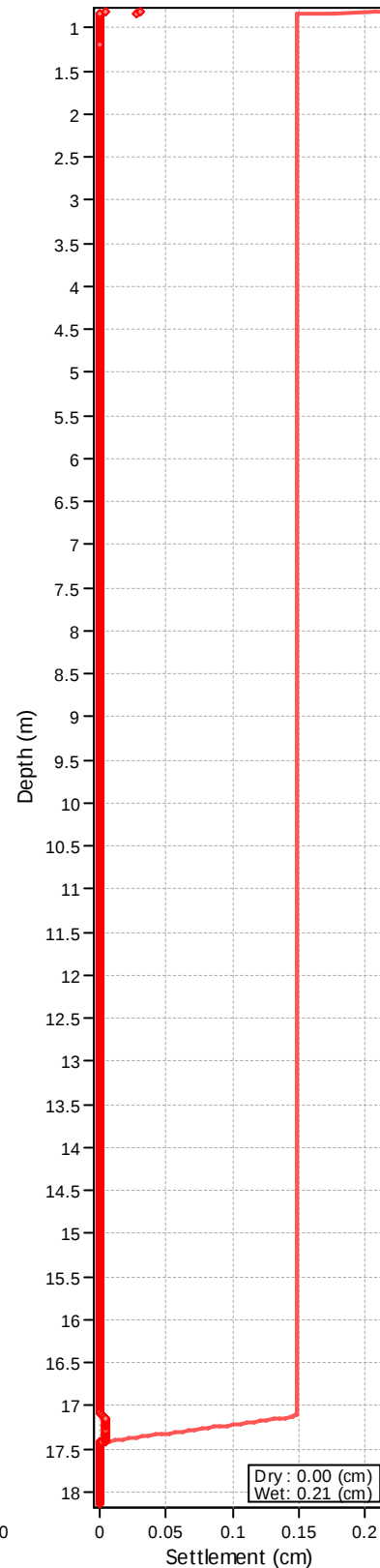
Factor of safety

LPI



Liquefaction potential

Vertical settlements



Settlement (cm)

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	No	MSF method:	Method based

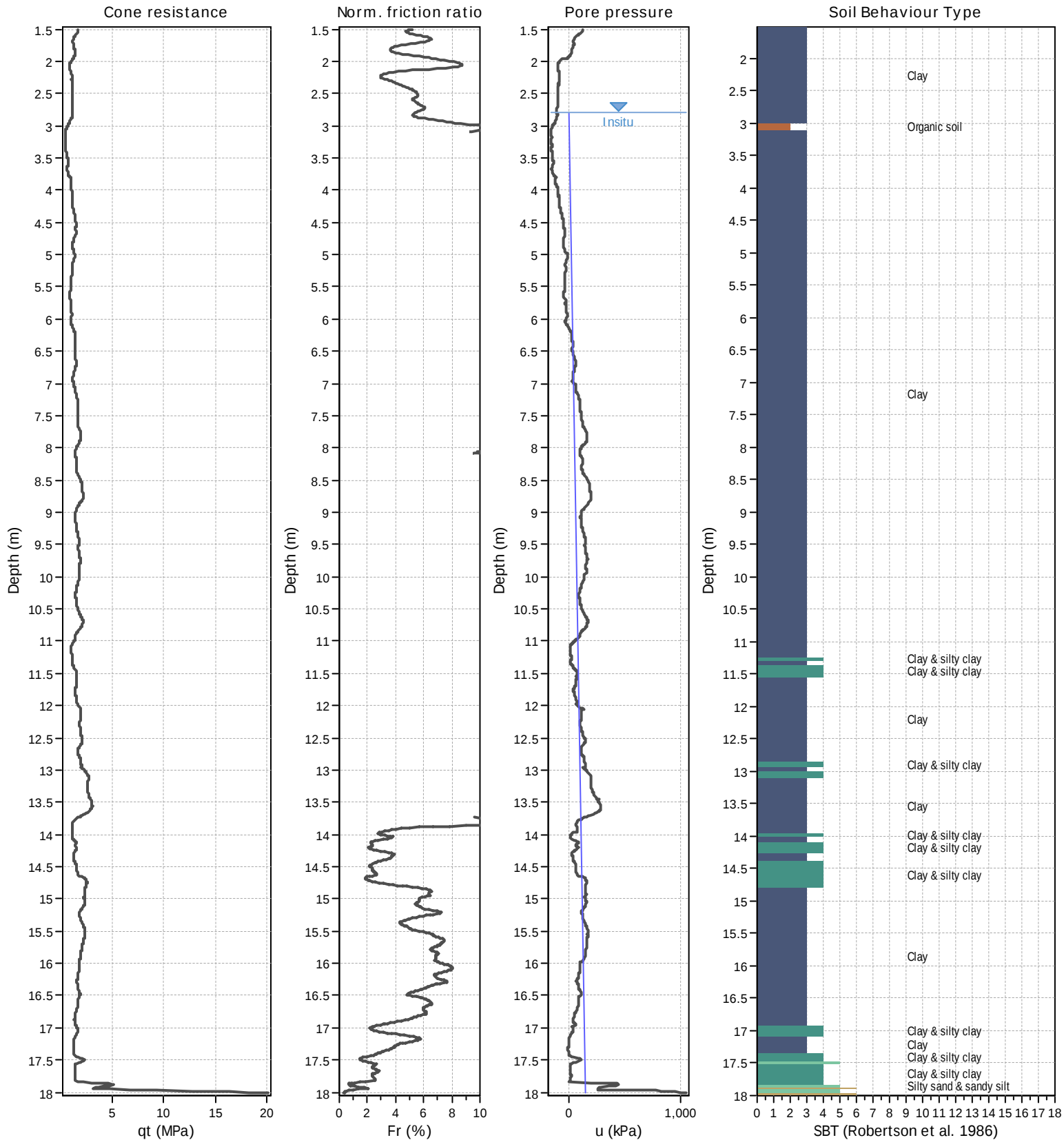


ENGEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY

ENGEO SRL
Via Madre Anna Maria Adorni n.2
Parma (PR)
www.engeo.it

Project: PARMAINFRASTRUTTURA
Location: CENTRO GIOVANI BAGANZOLA

CPT: CPTEU2
Total depth: 18.01 m



Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	No	MSF method:	Method based



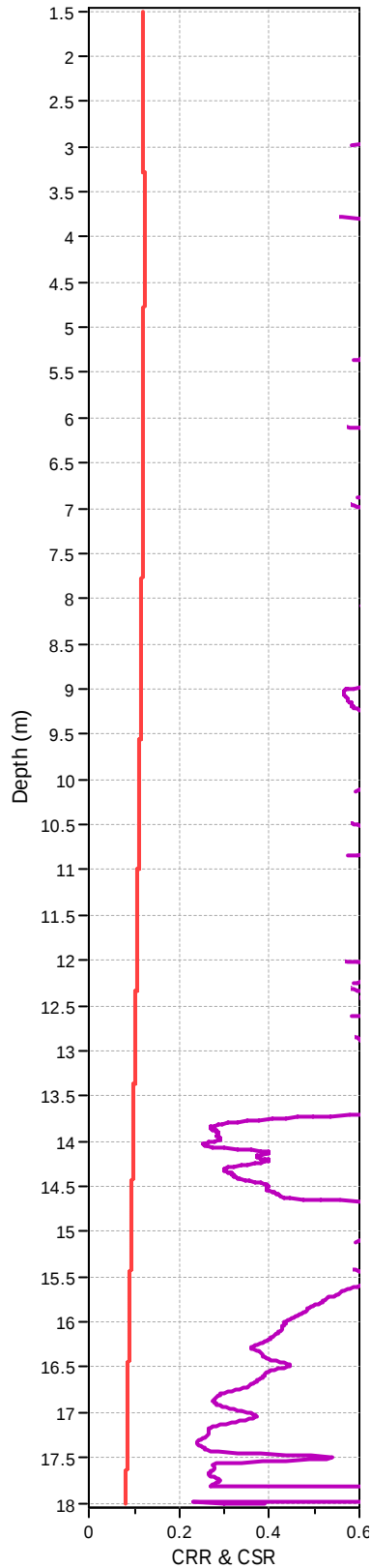
EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY

ENGEO SRL
Via Madre Anna Maria Adorni n.2
Parma (PR)
www.engeo.it

Project: PARMAINFRASTRUTTURE
Location: CENTRO GIOVANI BAGANZOLA

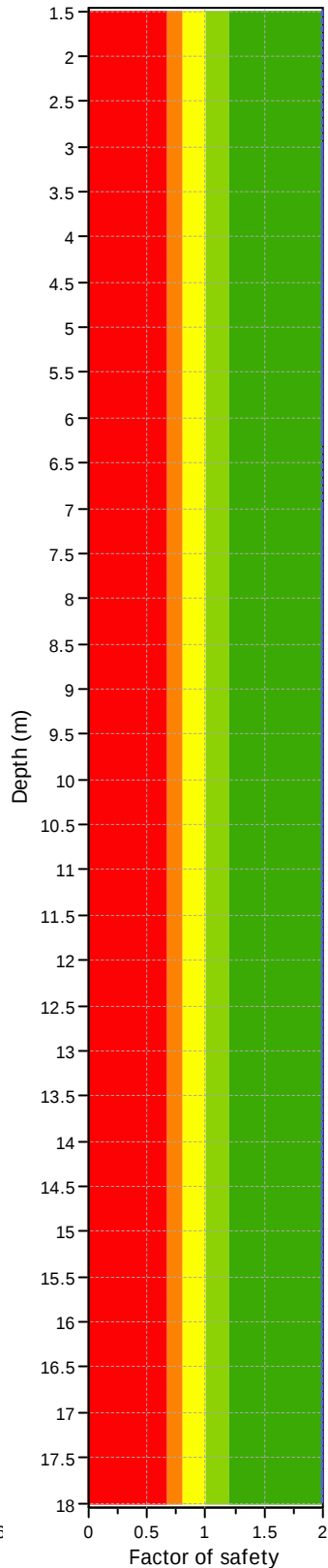
CPT: CPTEU2
Total depth: 18.01 m

CRR plot



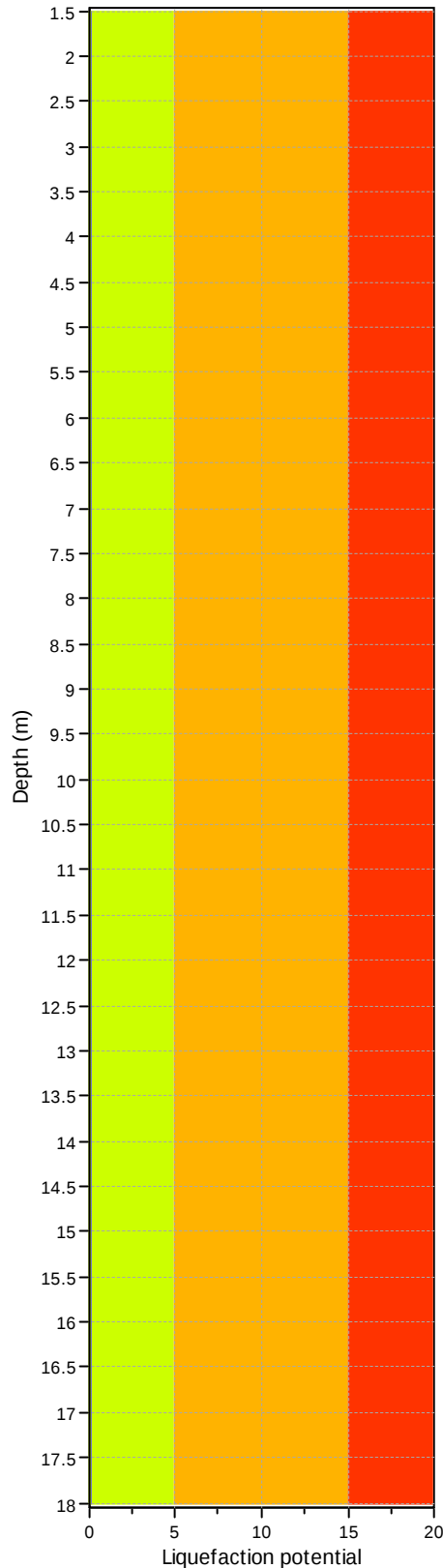
CRR & CSR

FS Plot



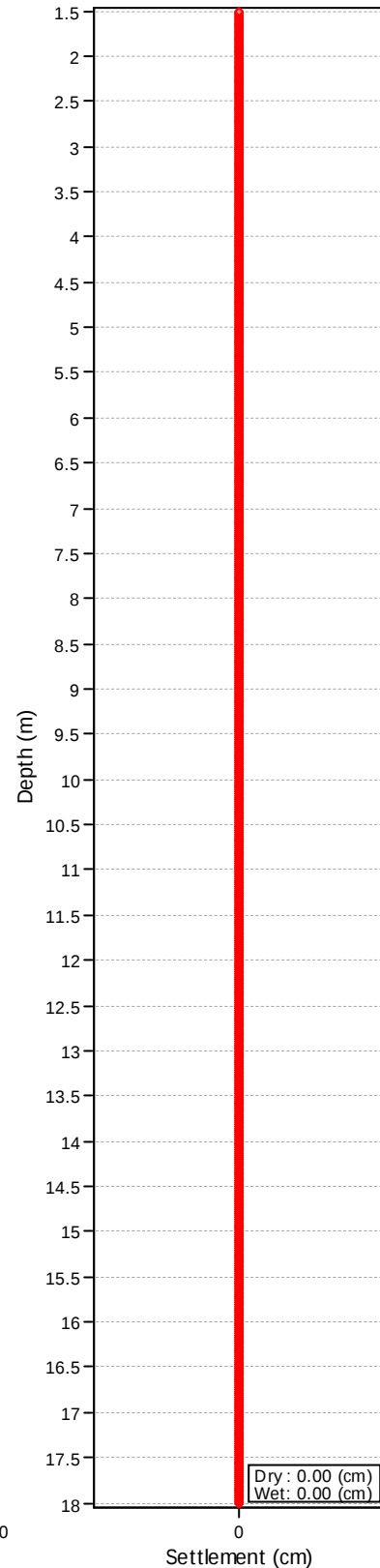
Factor of safety

LPI



Liquefaction potential

Vertical settlements



Settlement (cm)

Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	No	MSF method:	Method based

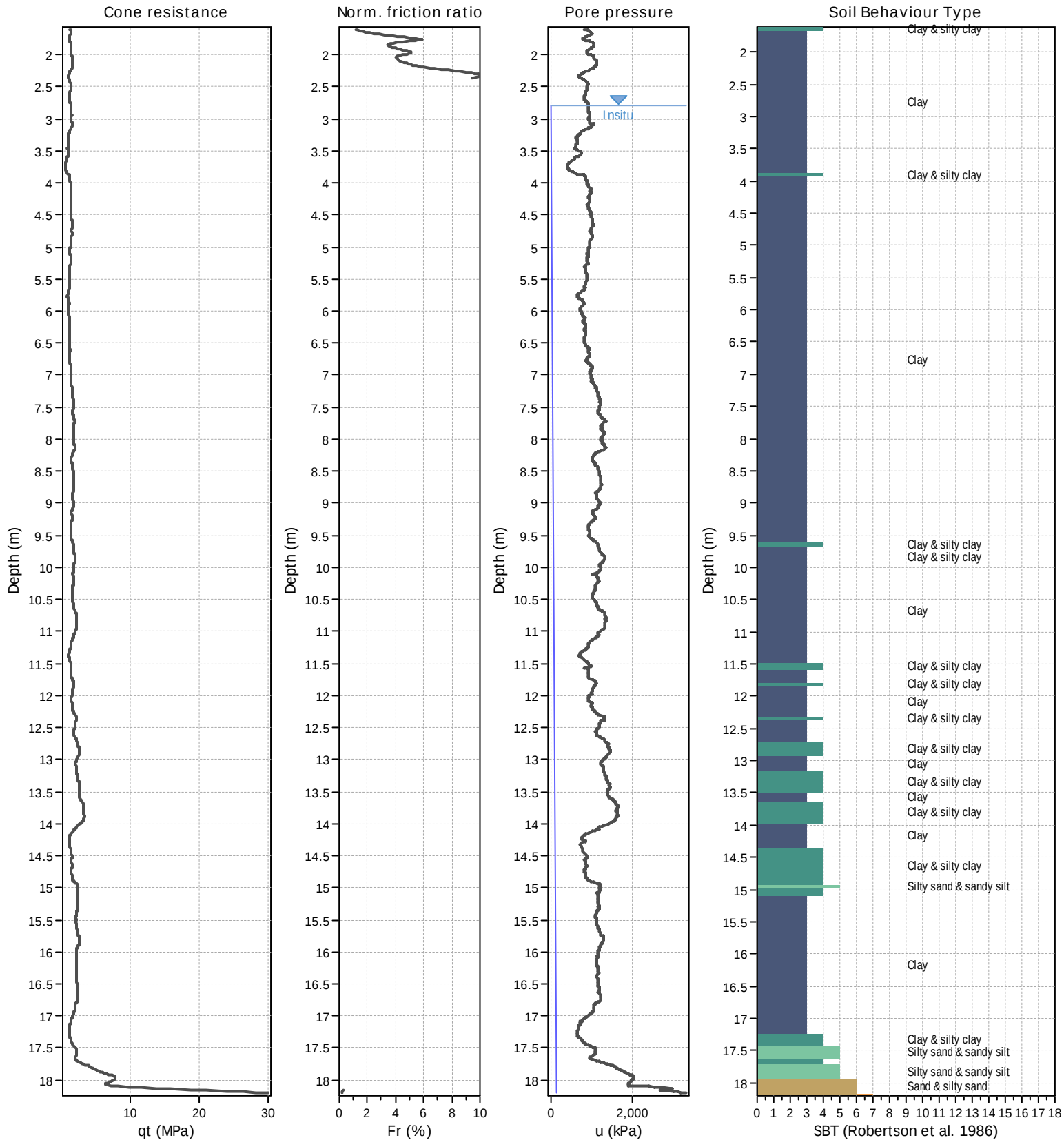


EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY

ENGEO SRL
Via Madre Anna Maria Adorni n.2
Parma (PR)
www.engeo.it

Project: PARMAINFRASTRUTTURE
Location: CENTRO GIOVANI BAGANZOLA

CPT: CPTEU3
Total depth: 18.20 m



Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_σ applied:	No	MSF method:	Method based

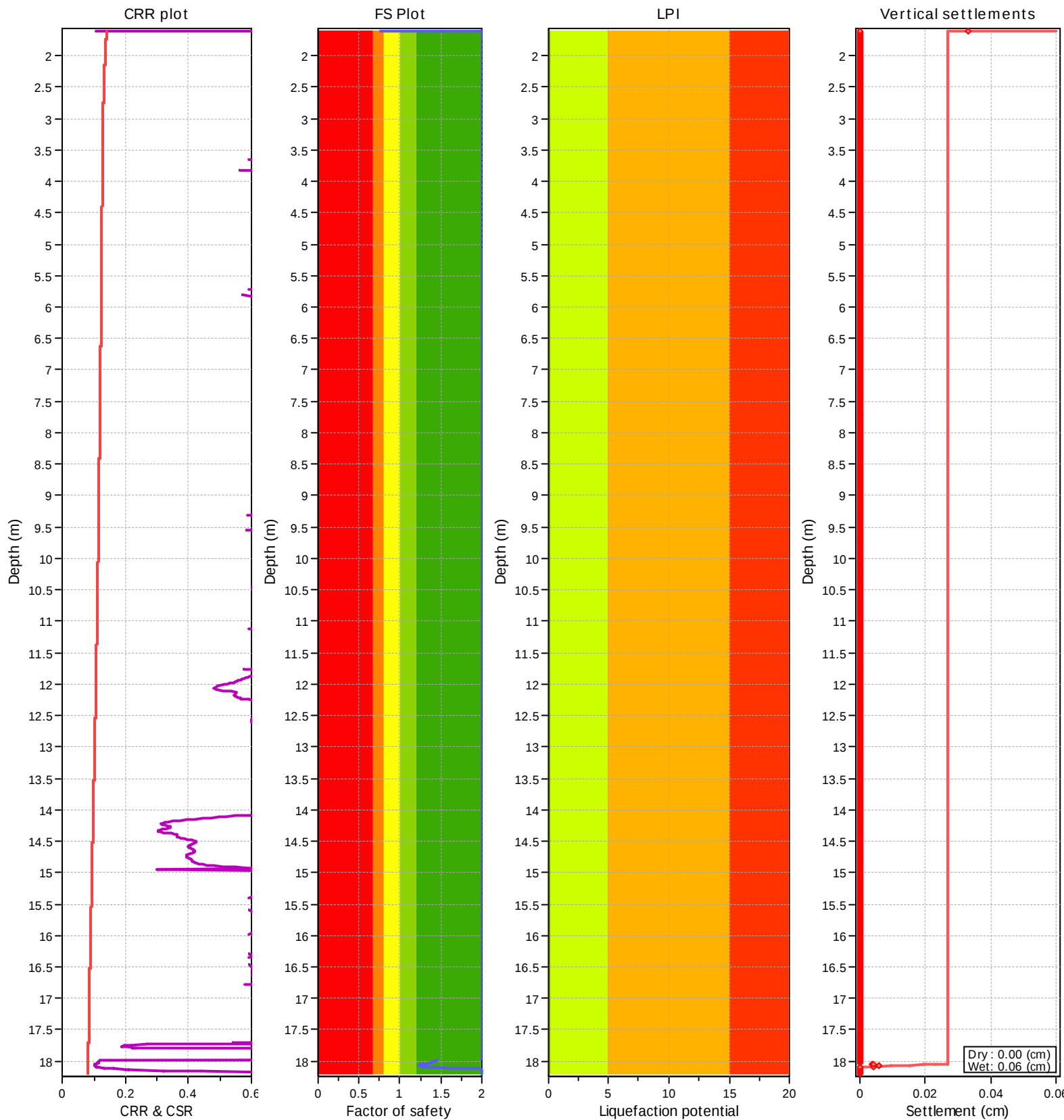


EN GEO S.r.l.
ENGINEERING GEOLOGY

ENGEO SRL
Via Madre Anna Maria Adorni n.2
Parma (PR)
www.engeo.it

Project: PARMAINFRASTRUTTURE
Location: CENTRO GIOVANI BAGANZOLA

CPT: CPTEU3
Total depth: 18.20 m



Analysis method:	Robertson (2009)	G.W.T. (in-situ):	2.80 m	Use fill:	No	Clay like behavior	
Fines correction method:	Robertson (2009)	G.W.T. (earthq.):	0.00 m	Fill height:	N/A	applied:	All soils
Points to test:	Based on Ic value	Average results interval:	5	Fill weight:	N/A	Limit depth applied:	No
Earthquake magnitude M_w :	5.50	Ic cut-off value:	2.60	Trans. detect. applied:	Yes	Limit depth:	N/A
Peak ground acceleration:	0.19	Unit weight calculation:	Based on SBT	K_0 applied:	No	MSF method:	Method based