

Via Valsellustra 32
40060 Dozza - BOLOGNA



Studio Samuel Sangiorgi
Geologia Applicata

Comune:

COMUNE DI CASTENASO (BO)

Oggetto:

*INSERIMENTO NEL POC VIGENTE DELL'AMBITO C3.1 "C/O
CENTRO SPORTIVO"*

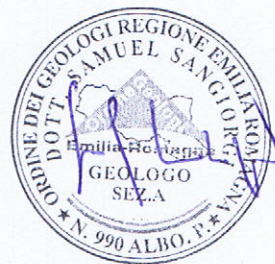
**STUDIO GEOLOGICO E SISMICO DI III LIVELLO
(ai sensi della DAL n.112/2007)**

Stesura:

luglio 2013

Elaborazione:

Dott. geol. Samuel Sangiorgi



Committente:

Comune di Castenaso





Indice generale

1 Premessa.....	2
2 Metodo di lavoro.....	4
2.1 Dati di riferimento e indagini di repertorio.....	4
2.2 Indagini geognostiche e geofisiche eseguite.....	4
3 Caratterizzazione geologica e geotecnica.....	7
3.1 Geologia.....	7
3.2 Contesto idrogeologico e aspetti idraulici locali.....	8
3.3 Cenni sulle caratteristiche geotecniche dei sedimenti.....	9
4 Caratterizzazione sismica.....	13
4.1 Pericolosità sismica preliminare e Microzonazione sismica semplificata (DAL 112/2007).....	13
4.2 Analisi sismica di terzo livello: modellazione numerica della risposta sismica locale.....	16
4.2.1 L'approccio di calcolo utilizzato.....	16
4.2.2 Elaborazione ed esiti.....	16
4.3 Analisi sismica di terzo livello: verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma.....	28
4.3.1 Aspetti generali.....	28
4.3.2 Gli approcci utilizzati per le verifiche di liquefazione e stima dei cedimenti post-sisma	29
4.3.3 Esiti delle verifiche di liquefazione e dei cedimenti post-sisma.....	34
5 Conclusioni sulla fattibilità dell'intervento di pianificazione.....	37
6 Scheda di sintesi Ambito ANS C3.1 "C/O CENTRO SPORTIVO".....	38

1 Premessa

Lo Studio scrivente è stato incaricato dall'Amministrazione comunale di Castenaso di elaborare lo studio geologico e sismico di "terzo livello" (ai sensi della DAL n.112/2007 della Regione Emilia-Romagna), per l'inserimento nel POC vigente dell'Ambito ANS C3.1 "C/O CENTRO SPORTIVO". Per tale Ambito, l'Amministrazione comunale prevede una destinazione alla realizzazione di attrezzature e spazi collettivi.

La figura 1.1 localizza l'area studiata sulla planimetria della variante inserita nella scheda di sintesi della Variante.

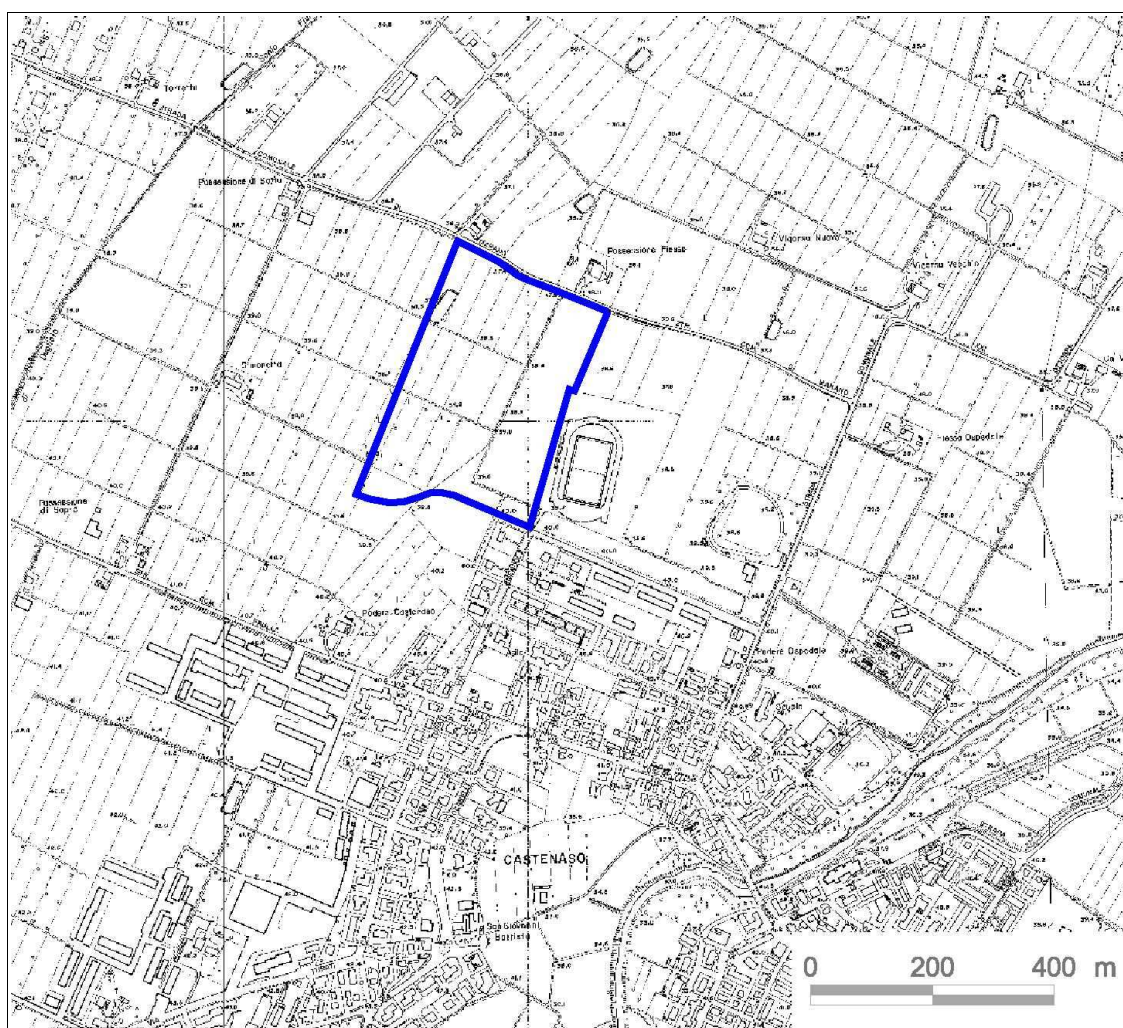


Figura 1.1 – Localizzazione dell'area interessata dalla Variante al POC riportata sulla CTR

La Regione Emilia-Romagna, attraverso uno specifico apparato normativo (LR 20/2000 e delib. Regionale n.112/2007 ("Indirizzi per gli studi di Microzonazione sismica in Emilia-Romagna per la pianificazione territoriale ed urbanistica") ha imposto l'elaborazione degli studi di pericolosità e di Microzonazione sismica nella pianificazione territoriale, definendo criteri di approfondimento differenziati ("livelli") a seconda delle fasi di programmazione affrontate e del contesto di pericolosità locale riscontrato.

Nel caso in questione, il territorio urbanizzabile di Castenaso è già stato interessato dallo studio di Microzonazione di "secondo livello" elaborato per il Piano Strutturale Comunale (Viel & Sangiorgi, 2008): tale studio evidenzia che l'area oggetto di studio ricade parzialmente all'interno della "Zona 2 – Possibilità di liquefazione: spessore e tessiture da controllare". Questa condizione impone, per l'Ambito di studio, ulteriori approfondimenti sismici di "terzo livello" da espletarsi nelle successive fasi di studio e finalizzati alla valutazione quantitativa della propensione alla liquefazione e degli eventuali cedimenti post sisma. Inoltre, la previsione di interventi edificatori di interesse pubblico per l'Amministrazione comunale, impone l'elaborazione di uno studio sismico più approfondito, ai sensi della citata DAL n. 112/2007.

Per quanto detto, nelle successive pagine della Relazione si esporranno le metodologie seguite e gli esiti dello studio sismico di "terzo livello" che interessano l'area oggetto della Variante al POC.

La Relazione propone, in appendice, una scheda di sintesi degli esiti dello studio geologico e sismico e le eventuali prescrizioni relative alle modalità tecniche e strumentali di indagine, al numero minimo di prove, ad eventuali maggiori profondità di prospezione, da effettuarsi nella fase di PUA e/o di intervento diretto.

2 Metodo di lavoro

Il lavoro analitico svolto è stato impostato riferendosi a dati e prove geognostiche e geofisiche di repertorio, a prove eseguite “in situ” per questo studio. Tutte le indagini di riferimento per l'Ambito studiato sono localizzate nella figura 2.1 in calce al capitolo.

2.1 Dati di riferimento e indagini di repertorio

- Per il contesto geologico e geolitologico → ci si è riferiti alla Tavola As.B.1.1 elaborata per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007) alla scala 1:25.000 e alla Carta Geologica in scala 1:10.000 della Regione Emilia-Romagna (pubblicata anche on line nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli – SGSS – della nostra Regione).
- Per il contesto idrogeologico → ci si è riferiti alla tavola Ca.B.1.2 elaborata alla scala 1:10.000 per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007).
- Per il contesto di pericolosità sismica locale → ci si è riferiti allo studio di Microzonazione sismica elaborata alla scala 1:5.000 (Tavola Ca.B.1.6a) elaborata per il Piano Strutturale di Castenaso (Viel & Sangiorgi, 2008).
- Indagini geognostiche e geofisiche pregresse → sono stati considerati gli esiti di prove dirette eseguite dallo Studio scrivente per l'elaborazione delle analisi geologiche del PSC (penetrometria CPTU2 spinta fino a 30 m di profondità e stendimento geofisico MASW2) e prove della B/D geognostica della RER, pubblicate anche on line nel sito del Servizio Geologico Sismico e dei Suoli regionale: si tratta di tre pozzi per ricerca d'acqua (P636; P660; P689), di tre prove penetrometriche statiche a punta meccanica (C51; C52; C36P) e di una prova penetrometrica a puntale elettrico (E516) spinta fino a 22,5 metri circa. I grafici delle prove di repertorio sono allegati in calce alla Relazione.

2.2 Indagini geognostiche e geofisiche eseguite

La necessità di elaborare lo studio di Microzonazione spinto fino al “terzo livello”

di approfondimento, ha reso indispensabile espletare specifiche prove geognostiche e geofisiche. Sono state così eseguite:

- n. 3 penetrometrie statiche con puntale elettrico dotato di piezocono (CPTU)
→ sono state tutte approfondite fino a -20,6 metri dal p.c. Le terebrazioni sono state realizzate con un penetrometro dotato di spinta da 200 kN (foto 1), montato su mezzo semovente c ingolato. Per la presenza di un piazzale e delle reti tecnologiche sotterranee non è stato possibile incrementare la resistenza di spinta con ancoraggio supplementare (aste elicoidali). La punta piezometrica utilizzata presenta caratteristiche standard e la speciale attrezzatura utilizzata permette l'acquisizione dei dati ogni cm di avanzamento attraverso lettura diretta delle resistenze. I dati di penetrazione (Q_c ; f_s ; u_2) sono stati elaborati per le verifiche quantitative della liquefazione e cedimenti post sisma e per la stima automatica dei principali parametri meccanici fondamentali: quota di falda locale, resistenza alla punta normalizzata (Q_{c1n}), I_c , D.R., ϕ' , c_u , OCR, Modulo Edometrico, conducibilità idraulica, ecc. In calce al testo si allegano i grafici di sintesi delle prove CPTU eseguite.
- n. 1 prospezione sismica con metodologia Re.Mi. → è stata eseguita uno stendimento di acquisizione passiva Re.Mi al fine di poter ricavare i valori delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s . Nel sito si sono disposti 24 geofoni a 4.5 Hz con spaziatura regolare di 3 m. Le acquisizioni avvengono a 7642 Hz per 2s. Su questa acquisizione è eseguita un'analisi ω -p (trasformata τ -p & trasformata di Fourier) al fine di discriminare l'energia associata alle onde di Rayleigh (R). Si riporta il grafico ad isolinee sul quale è identificata la curva di dispersione delle onde di Rayleigh e sulla quale si esegue il picking del modo fondamentale.
Al fine di ottenere l'andamento delle V_s con la profondità, la curva ottenuta dal picking è invertita mediante una procedura automatica ai minimi quadrati (metodo Levenberg-Marquardt). Successivamente viene creato il profilo delle onde S associato alla curva teorica ottenuta e viene quindi calcolato il valore di V_{s30} con la seguente formulazione:

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

In calce al testo si allega la scheda della prova Re.Mi. (spettro f-v e picking della curva sperimentale; modello di V_s).

- n. 4 registrazioni del rumore sismico (microtremori) del sottosuolo con tecnica HVSR→ sono state eseguite quattro registrazioni con strumentazione tromografica portatile in dotazione dello Studio scrivente. Lo strumento dispone di tre canali di acquisizione connessi a tre velocimetri elettrodinamici ad alta risoluzione, in grado di misurare le componenti della velocità (moto) di ogni strato lungo le direzioni N-S; E-W; H-V. L'elaborazione del microtremore misurato, fornisce i rapporti spettrali HVSR o H/V (Nogoshi & Igarashi, 1970), risultando efficace per la stima delle frequenze fondamentali di risonanza f_r del sottosuolo: $f_r = V_s/4*H$ (con H = spessore dello strato).

In questo modo, gli esiti delle misure tromografiche, opportunamente calibrati con la stratigrafia direttamente desunta dalle penetrometrie e dai dati di sottosuolo pregressi forniscono un ulteriore e utile supporto alla ricostruzione di sottosuolo e alla stima della velocità media delle onde di taglio nel volume di sottosuolo investigato; la stima delle frequenze amplificanti del terreno consente anche una preliminare valutazione delle eventuali "doppie risonanze" con le tipologie di manufatti di progetto.

In calce al testo si allegano i report delle acquisizioni tromografiche eseguite.

3 Caratterizzazione geologica e geomorfologica

3.1 Geologia

L'area studiata si colloca nel contesto più generale di pianura alluvionale (figura 3.1) e più in particolare in ambito deposizionale di “depositi di canale e argine indifferenziati” attribuibili ai corsi d'acqua Savena e Idice. La figura 3.1 riporta uno stralcio della cartografia geologica di pianura (pubblicata dal Servizio Geologico della Regione Emilia-Romagna): essa distingue le Unità continentali alluvionali secondo la convenzionale classificazione stratigrafica sequenziale (cicli deposizionali), comprese nel principale “Supersistema Emiliano-Romagnolo” (R.E.R., ENI-AGIP, 1998). I depositi alluvionali affioranti vengono attribuiti al “Sistema Emiliano-Romagnolo Superiore” (AES) e sono suddivisi in sequenze deposizionali di diverso ordine gerarchico (subsistemi identificati con sigle da AES5 – più antichi - ad AES8 – più recenti) delimitati in genere da scarpate di erosione.

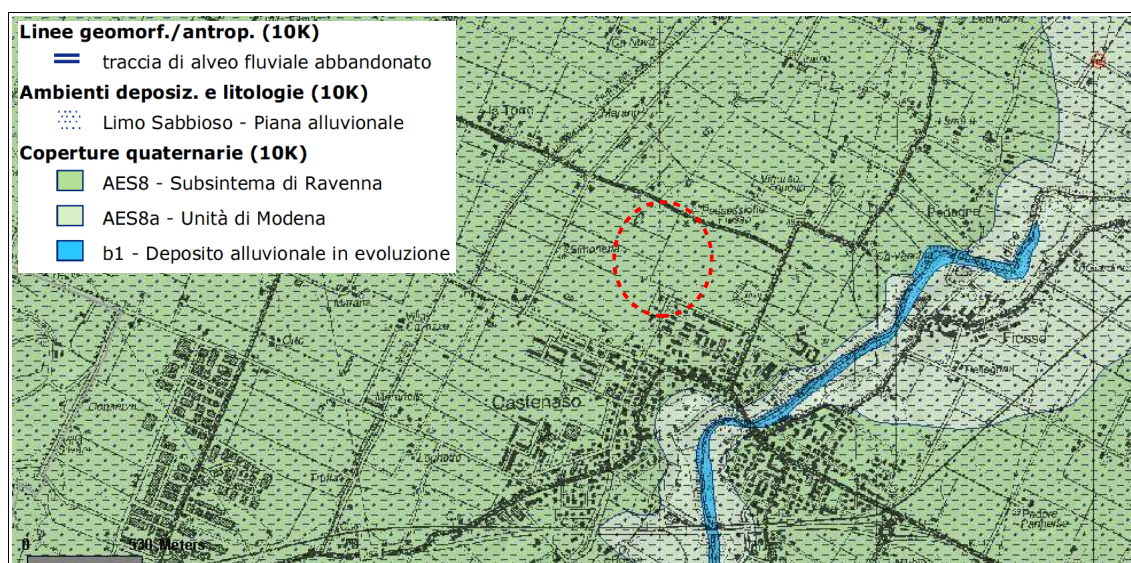


Figura 3.1 – Cartografia geologica estrapolata dal sito del Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-Romagna. L'area di studio è indicata con il cerchiato in tratteggio rosso.

I depositi alluvionali che affiorano nell'area di studio sono compresi nel “Subsistema di Ravenna” (identificati con sigla AES8). Si tratta di depositi alluvionali recenti, costituiti da ghiaie sabbiose, sabbie e limi ricoperti da una coltre fine (limi e argille) discontinua; vengono attribuiti al Pleistocene superiore – Olocene. In particolare, nell'area studiata, i dati di sottosuolo meno profondi (sondaggi e penetrometrie di repertorio) evidenziano la presenza alternanze di

sedimenti granulari (sabbie più o meno grossolane e pulite) e sedimenti più fini (limi e argille). Le prove penetrometriche di repertorio indicano:

- E516 → (CPTU spinta fino a circa -22,5 m) livelli sabbiosi di potenza inferiore al metro attraversati anche in superficie, più potenti (oltre un metro) da -8 m fino a -12 m;
- CPTU2 → (CPTU eseguita per lo studio di PSC spinta fino a -30 m) livelli sabbiosi di potenza fino a circa 1 metro, attraversati da -7 m; da circa -20,5 m a 23,5 m sabbie ghiaiose (attraversate dalla prova);
- C51 – C52 – C36P → (CPT spinte le prime due fino a -12 m fino e l'ultima fino a -15 m) hanno attraversato livelli sabbiosi di potenza inferiore al metro a partire da circa -7,5 m.

Si tratta, peraltro, di prove eseguite esternamente all'Ambito studiato e per questo motivo, considerando la possibile presenza di intervalli granulari, si è deciso di eseguire tre prove penetrometriche CPTU. Le prove eseguite sono state tutte spinte fino alla profondità di -20,6 m dal p.c. e hanno invece attraversato sedimenti argillosi, con sporadiche intercalazioni di limi debolmente sabbiosi.

Dal punto di vista morfologico, l'area di studio presenta una blanda acclività verso nord, con un dislivello massimo di circa 240 cm (quote topografiche comprese tra 39,8 m slm e 37,4 m slm).

3.2 Contesto idrogeologico e aspetti idraulici locali

La tavola Ca.B.1.2 elaborata alla scala 1:10.000 per il PSC dei Comuni dell'Associazione Valle Idice (Viel & Associati, 2007), riporta la geometria della tavola d'acqua meno profonda (figura 3.2): si evince un deflusso sotterraneo diretto verso NE e un livello statico di circa 37 m slm. La prima falda è pertanto caratterizzata da una soggiacenza media di circa 2÷2,5 metri. Il controllo delle quote d'acqua nei fori lasciati aperti dalle prove CPTU hanno evidenziato una profondità della falda di circa 2,5 metri, confermando il quadro sopra descritto. Si tratta, peraltro, di una falda con mediocri caratteristiche idrogeologiche in termini di permeabilità e trasmissività, inoltre il deflusso appare controllato verso est dall'azione drenante del torrente Idice, che risulta incassato nelle sue alluvioni.

Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi

di testata e trasversali dei campi agricoli. Non sussistono, comunque, particolari criticità idrauliche.

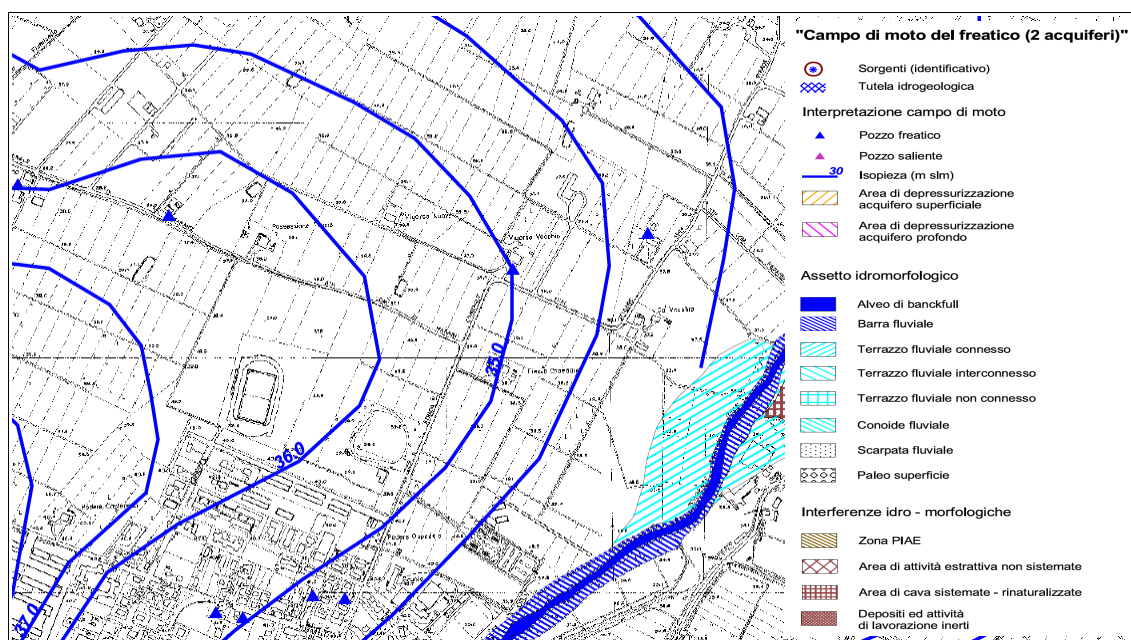


Figura 3.2 – Stralcio della Carta Idrogeologica – Tav Ca.B.1.2 – prodotta per le analisi conoscitive del PSC associato Valle Idice.

3.3 Cenni sulle caratteristiche geotecniche dei sedimenti

I dati di resistenza alla punta e laterale delle prove CPTU consentono di ricavare le proprietà meccaniche del sottosuolo attraversato, in sostanza costituito prevalentemente da sedimenti fini (argille e limi) con livelli di limi debolmente sabbiosi. Le penetrometrie hanno fornito esiti di resistenza ben correlabili tra loro e permettono una preliminare caratterizzazione geotecnica dell'Ambito studiato. In questo senso, i dati tessiturali e meccanici (resistenze alla penetrazione) delle tre prove penetrometriche eseguite per questo lavoro, evidenziano mediocre qualità geotecnica dei sedimenti meno profondi. Si elencano le correlazioni¹ utilizzate per la stima delle proprietà meccaniche dei sedimenti indagati, mentre in appendice al testo si allegano, per una maggiore comprensione e valutazione, i diagrammi dei principali parametri meccanici ricavati dalle prove penetrometriche in questione:

¹ Robertson, P.K., Cabal K.L., Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering, Gregg Drilling & Testing, Inc., 4th Edition, July 2010

Robertson, P.K., Interpretation of Cone Penetration Tests - a unified approach., Can. Geotech. J. 46(11): 1337–1355 (2009)

Unit Weight, g (kN/m^3) ::

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

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 ::

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

Peak drained friction angle, ϕ ($^\circ$) ::

$$\phi = 17.60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

(applicable only to $SBT_n: 5, 6, 7 \text{ and } 8$)

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

If $I_c > 2.20$

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

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

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

If $I_c \leq 2.20$

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

:: 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 $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ 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 $SBT_n: 1, 2, 3, 4 \text{ and } 9$ or $I_c > I_{c_cutoff}$)

Le resistenze alla punta q_c evidenziano, un primo intervallo (fino a circa -3,6 metri) caratterizzato da sedimenti più superficiali anche essiccati (condizione da ritenersi reversibile) e intervalli di spessore significativo con resistenze $q_c < 1.000$ kPa. Più in profondità le resistenze alla punta tendono a un blando incremento, sebbene vi siano ancora intervalli con resistenze $q_c < 1.000$ kPa.

Naturalmente, ciò non rappresenta una condizione di inidoneità alla edificazione, ma le successive analisi da espletarsi per le fasi di attuazione e/o costruzione, dovranno valutare con cura la profondità di incastro delle fondazioni e stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), valutandone l'ammissibilità rispetto alle strutture in previsione: in particolare, per manufatti di particolare impegno costruttivo potrebbe risultare necessario optare per fondazioni profonde (pali).

Come esclusivo riferimento preliminare, si è valutata la portata ultima (Q_{ult}) per una fondazione superficiale nastriforme, con quota di incastro a -2,0 m dal p.c., sulla base dei parametri più cautelativi ricavati dalle prove penetrometriche. La formula di calcolo utilizzata è quella classica di Terzaghi, semplificata e valida

per "condizioni non drenate": nei sedimenti coesivi si è dimostrato che le condizioni più cautelative per la stima delle pressioni di rottura sono quelle calcolate per la stabilità nel breve periodo (condizioni non drenate). Infatti la misura dell'angolo di attrito interno efficace nelle argille drenate, non può essere effettuata se non falsando le condizioni di esecuzione della misura, e l'esito contiene sempre una componente ascrivibile invece alla coesione non drenata. La semplice considerazione della coesione non drenata (c_u), come valore riassuntivo dei due parametri drenati (taglio e coesione efficaci), riesce a stimare meglio il comportamento reale dell'ammasso di sedimenti coesivi. Così la relazione di Terzaghi risulta:

$$Q_{ult} = 5,14 c_u + \gamma D$$

con:

c_u = coesione non drenata

γ = peso di volume del sedimento

D = profondità di incastro della fondazione

La spessore di sedimenti coinvolti nella "rottura" per fondazioni a trave rovescia, è stimato pari a circa 0,60 m, sotto la profondità d'incastro della struttura. Il calcolo della pressione ultima (Q_{ult}), è stato effettuato utilizzando parametri mediamente validi per lo spessore di 60 cm, considerato a partire da 2,0 metri. La falda è stata considerata a -2,0 m.

La seguente tabella, propone infine uno schema del tutto preliminare di caratterizzazione geotecnica dei sedimenti meno profondi, per ogni prova eseguita; la tabella riporta anche la Q_{ult} stimata:

CPTU1

PROF. (m)	c_u (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Q_{ult} (kPa)	Descrizione
0-2,0	—	—	—	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/suolo
2,0-3,7	45	—	—	1,75		Argille e limi argillosi
3,7-6,4	70	—	—	1,80		Argille e limi argillosi

CPTU2

PROF. (m)	c_u (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Q_{ult} (kPa)	Descrizione
0-2,0	—	—	—	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/suolo

PROF. (m)	Cu (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Qult (kPa)	Descrizione
2,0-3,4	45	—	—	1,75		Argille e limi argillosi
3,4-6,0	70	—	—	1,80		Argille e limi argillosi

CPTU3

PROF. (m)	Cu (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Qult (kPa)	Descrizione
0-2,2	—	—	—	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/suolo
2,2-5,5	80	—	—	1,80		Argille e limi argillosi
5,5-6,2	100	—	—	1,85		Argille e limi argillosi

4 Caratterizzazione sismica

4.1 Pericolosità sismica preliminare e Microzonazione sismica semplificata (DAL 112/2007)

L'ultima zonazione sismogenica del territorio nazionale è nota con la semplice sigla "ZS9" (2004), prodotta dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Questa zonazione rappresenta il più recente riferimento per gli studi di pericolosità sismica del territorio italiano, elaborata riferendosi anche i più recenti background informativi sui terremoti ed in particolare le ultime banche dati relative alle sorgenti sismogeniche italiane DISS² 2.0 e il catalogo CPTI³.

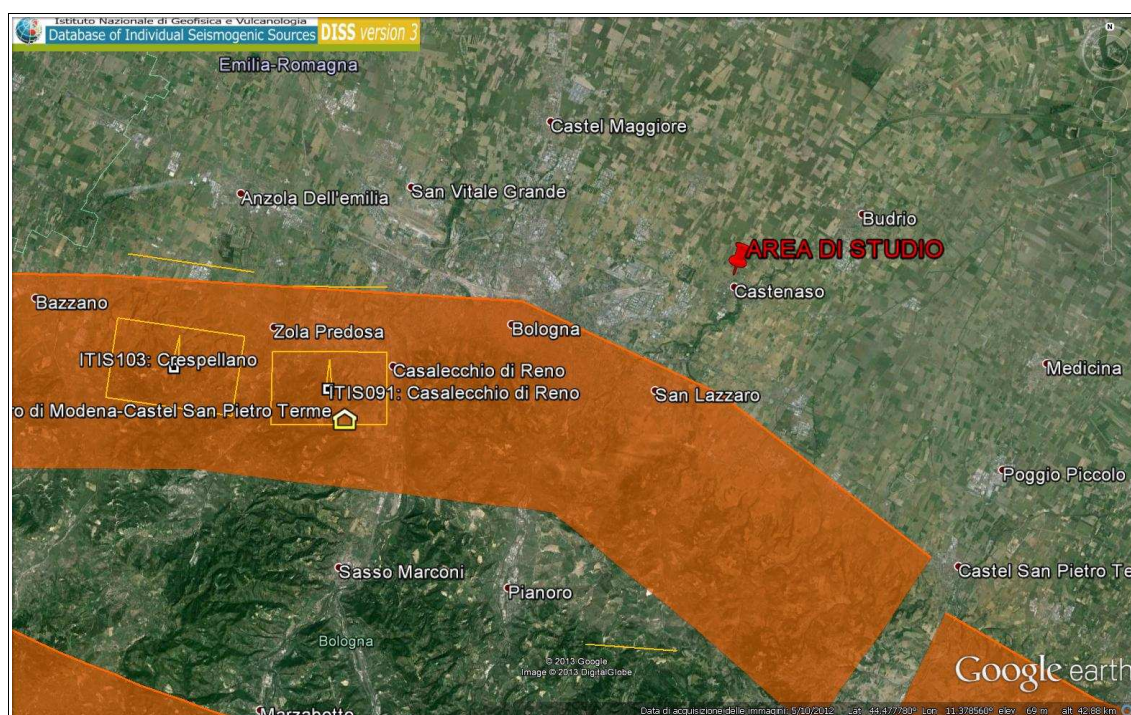


Figura 4.1 - Zonazione sismogenetica ZS9 e distribuzione delle sorgenti sismogenetiche contenute in DISS 3.1 (foto aerea: Google Earth). Le sigle ITCS corrispondono alle "zone" mentre le sigle ITIS corrispondono a "sorgenti" sismogenetiche

L'area di studio ricade nella macrozona sismogenica 612 (ZS9), con magnitudo massima attribuita $M = 6,14$; la sismicità è correlabile alla tettonica attiva del fronte compressivo del margine appenninnico sepolto. Più nel dettaglio (figura 4.1) la banca dati DISS 3.1 indica che l'area studiata ricade a pochi chilometri dalla fascia sismogenica "ITCS047 a cui è attribuita una magnitudo di

² <<Database of Potential Sources for Earthquake Larger than M5.5 in Italy">> (Valensise e Pantosti, 2001)

³ <<Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani", Gruppo di lavoro CPTI, 1999-2002">>

riferimento ($TR = 475$ anni) pari a $M_w = 5,6$. Questa magnitudo è legata ai terremoti storici del bolognese del 1505 e 1929.

Lo studio geologico e sismico elaborato a corredo del PSC di Castenaso (Viel & Sangiorgi, 2008), ha inoltre individuato le principali condizioni di pericolosità sismica locali, ed elaborato la Microzonazione sismica di secondo livello richiesta dalla DAL 112/2007 per le aree urbane e urbanizzabili. La DAL n.112/2007 propone la definizione semplificata delle amplificazioni locali sulla base delle tabelle allegate in appendice al documento e riferite a grandi situazioni morfologico-stratigrafiche (secondo livello). Le variabili, da inserire nelle tabelle per la stima dell'amplificazione locale sono:

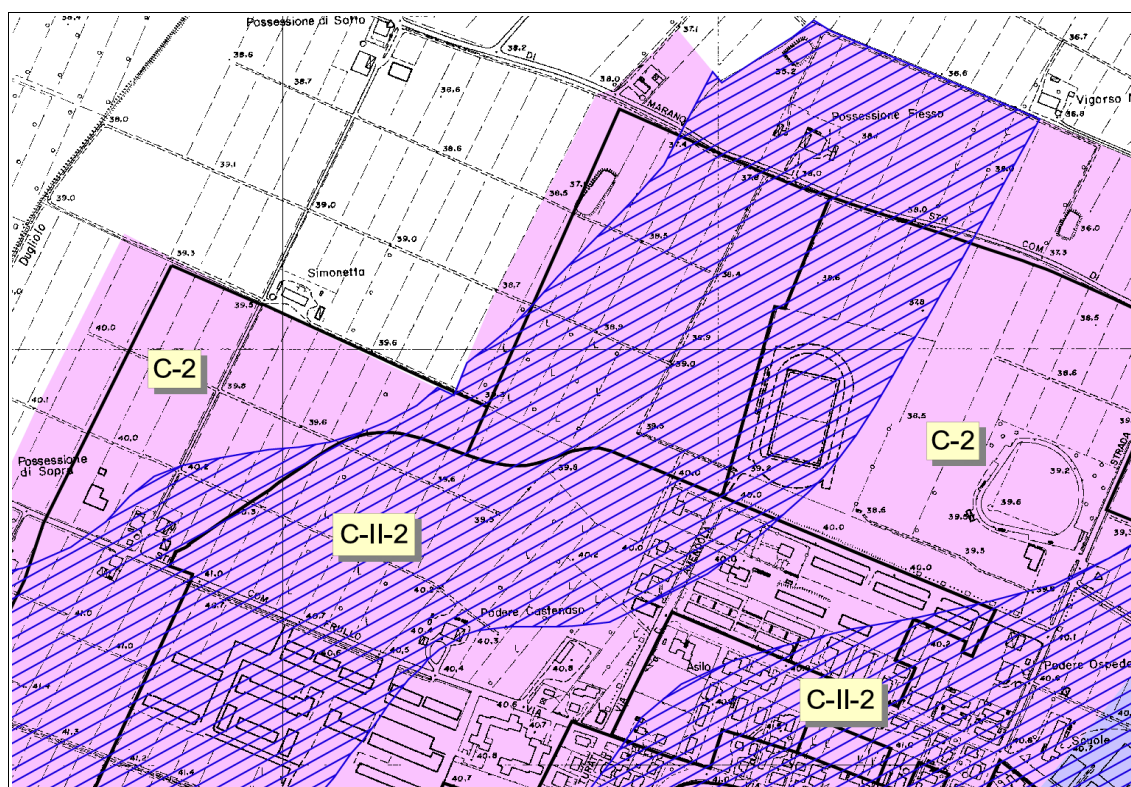
- F.A. P.G.A. → rapporto tra la massima ampiezza dell'accelerazione su affioramento rigido ($a_{max,r}$) e la massima ampiezza dell'accelerazione alla superficie del deposito ($a_{max,s}$) alla frequenza f . Il fattore di amplificazione dipende dalla frequenza di eccitazione armonica, dal fattore di smorzamento D e dal rapporto tra l'impedenza sismica, prodotto tra densità-velocità, della roccia base e quella del deposito;
- F.A. S.I. - Intensità spettrale di Housner → indicatore della pericolosità sismica, è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità, nel nostro caso per i due intervalli di frequenze, rispettivamente da $0.1 < T_0 < 0.5$ s e da $0.5 < T_0 < 1$ s;
- la velocità equivalente delle onde di taglio nel sottosuolo (V_s).

La delibera fornisce anche i dati di riferimento per valutazioni più accurate della risposta sismica: lo spettro di risposta normalizzato (per $T_r = 475$ anni e smorzamento del 5%) per l'Emilia-Romagna, i valori di a_{gref} di ogni Comune, ed i segnali di riferimento (accelerogrammi), anch'essi già scalati per ogni singolo Comune. Al Comune di Castenaso viene attribuita una a_{gref} pari a 0,175g.

La figura 4.2 propone uno stralcio della tavola Ca.B.1.6a <<Microzonazione sismica>> elaborata alla scala 1:5.000: si evince che l'Ambito di interesse ricade quasi completamente nella zona omogenea "C-II-2" e una piccola porzione nord occidentale nella zona "C-2". Le citate zone omogenee sono così definite:

C-II-2= sottosuolo di fondazione "C" ($180 < V_s < 360$ m/s) sedimenti in cui è possibile che si verifichi liquefazione sotto impulsi ciclici dotati di magnitudo $\geq 5,5$; fattori di amplificazione locale F.A.= 1,9 per periodi da 0.1 secondi a 0.5 secondi; F.A.= 2.5 per periodi da 0.5 secondi a 1 secondo.

C-2 = sottosuolo di fondazione "C" ($180 < V_s < 360$ m/s), non risulta la presenza di sedimenti liquefacibili sotto impulsi ciclici, nei primi 15 metri di sottosuolo; fattori di amplificazione locale FA = 1,9 per periodi da 0,1 secondi a 0,5 secondi; e FA = 2,5 per periodi da 0,5 secondi a 1 secondo;



Microzonizzazione

C Categoria di sottosuolo C: $180 < V_{s30} < 360$ m/s

Effetti di sito

 Cave (P.I.A.E. 2002)

 Liquefacibilità sedimenti granulari

 Liquefazione poco probabile

 Possibilità di liquefazione (spessore e tessiture da controllare)

 Possibilità di liquefazione con cedimenti da valutare

Fattori di amplificazione F.A. PIANURA 1

1 $V_{s30} = 200$ - F.A.(PGA) = 1.7
 F.A. $0.1 > T_0 < 0.5$ s = 1.9
 F.A. $0.5 < T_0 < 1$ s = 2.6

2 $V_{s30} = 250$ - F.A.(PGA) = 1.7
 F.A. $0.1 > T_0 < 0.5$ s = 1.9
 F.A. $0.5 < T_0 < 1$ s = 2.5

3 $V_{s30} = 300$ - F.A.(PGA) = 1.6
 F.A. $0.1 > T_0 < 0.5$ s = 1.8
 F.A. $0.5 < T_0 < 1$ s = 2.4

 Zone di espansione

Prove eseguite dallo studio

 Prova penetrometrica CPTe-CPTU

 Indagine con tomografo digitale

 Masw

Prove di repertorio

 Prova penetrometrica CPT-CPTe-CPTU

 Sondaggio a carotaggio continuo

Figura 4.2 - Stralcio della tavola Ca.B.1.6a <<Microzonazione sismica>> del PSC. La cartografia riporta gli esiti degli approfondimenti della pericolosità sismica e della Microzonazione sismica semplificata (secondo livello) elaborata per il territorio urbanizzato e urbanizzabile di Castenaso

In sintesi, l'Ambito studiato ricade parzialmente in un'area caratterizzata da probabile presenza di paleoalvei sabbiosi liquefacibili, come supposto dagli esiti delle prove geognostiche di repertorio all'epoca della stesura dello studio per il PSC e come descritto in sintesi anche nel paragrafo 3.1. Anche per questo motivo, lo studio geologico e sismico espletato per questa Variante al POC

vigente ha previsto un ulteriore approfondimento finalizzato alla definizione quantitativa della liquefacibilità e della risposta sismica locale.

Si precisa che la stima della categoria di "sottosuolo di fondazione" attribuita alle microzone sismiche nel PSC, è da ritenersi puramente indicativa e dovrà risultare ulteriormente valutata alla scala localmente, con opportune indagini geofisiche, ai sensi della normativa vigente (NTC 2008),.

4.2 Analisi sismica di terzo livello: modellazione numerica della risposta sismica locale

4.2.1 L'approccio di calcolo utilizzato

Lo studio ha comportato una modellazione numerica della risposta sismica locale (RSL) utilizzando lo specifico codice di calcolo monodimensionale "SHAKE2000". L'elaborazione ha permesso di valutare l'amplificazione dell'impulso sismico al suolo e di quantificare gli spettri di risposta sulla base di terremoti di riferimento (TR 475 anni con smorzamento pari al 5%) forniti dalla Regione Emilia-Romagna per le analisi di "terzo livello".

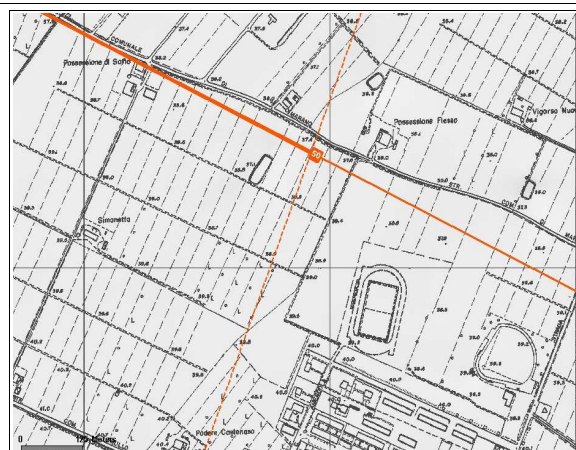
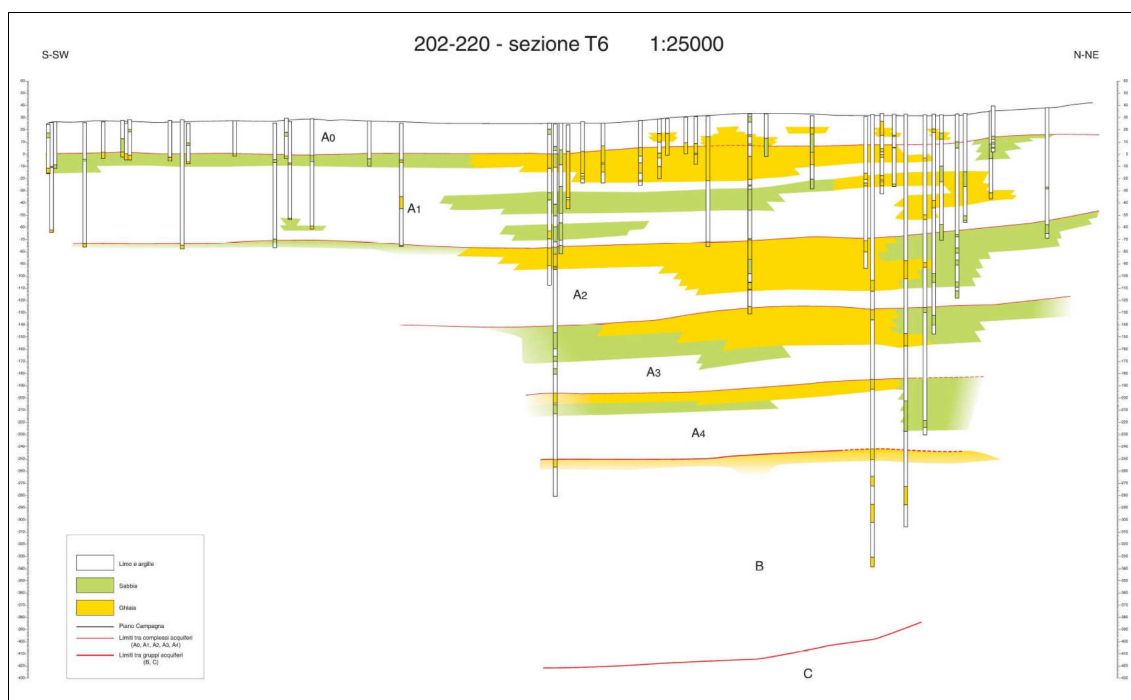
Lo Studio scrivente dispone del software SHAKE 2000, un programma di calcolo realizzato per verifiche monodimensionali, in grado di raggiungere, tramite una sequenza di analisi lineari complete, valori di rigidità G e di smorzamento D compatibili con le caratteristiche delle colonne litologiche oggetto di studio.

4.2.2 Elaborazione ed esiti

La verifica monodimensionale dell'amplificazione locale, tramite l'utilizzo di Shake si compone di due fasi: elaborazione del modello e simulazione degli effetti indotti dal sisma di progetto.

La prima fase consiste nel costruire la colonna di sottosuolo di riferimento, rappresentata da strati (layer) a differente tessitura e da diversi valori delle onde di taglio S (V_s).

Il modello geologico è basato sugli esiti delle prove penetrometriche CPTU, dello stendimento Re.Mi. e delle quattro registrazioni HVSr eseguite nell'Ambito studiato; per il sottosuolo più profondo si sono considerati i dati del pozzo P689 (archivio geognostica RER) e la sezione n.50 pubblicata dal Servizio Geologico Sismico e dei Suoli regionale (figura 4.3).



*Figura 4.3 - Sezione geologica n.50
 pubblicata dal Servizio geologico
 Sismico e dei Suoli della Regione Emilia-
 Romagna*

Lo stendimento Re.Mi. eseguito per questo lavoro, consente di valutare la distribuzione delle velocità di propagazione delle onde sismiche di taglio (V_s) nei sedimenti, fino a una profondità di circa 35 m. La V_{s30} ottenuta al piano campagna risulta pari a 254 m/s (figura 4.4).

All'interno del modello geologico utilizzato per l'analisi di RSL si sono quindi implementati i sismostrati riportati anche nelle figure 4.5a e 4.5b.

Il bedrock sismico è stato impostato al tetto delle strutture sepolte granulari di conoide indifferenziata che costituiscono l'acquifero A2 e caratterizzato da alternanze sabbiose e ghiaiose alluvionali di spessore significativo: questo intervallo possiede le fondamentali caratteristiche (geometria, età

deposizionale, profondità, grado di addensamento; rigidità, ecc.) per essere assunto come pseudo-bedrock nell'elaborazione del modello sismico.

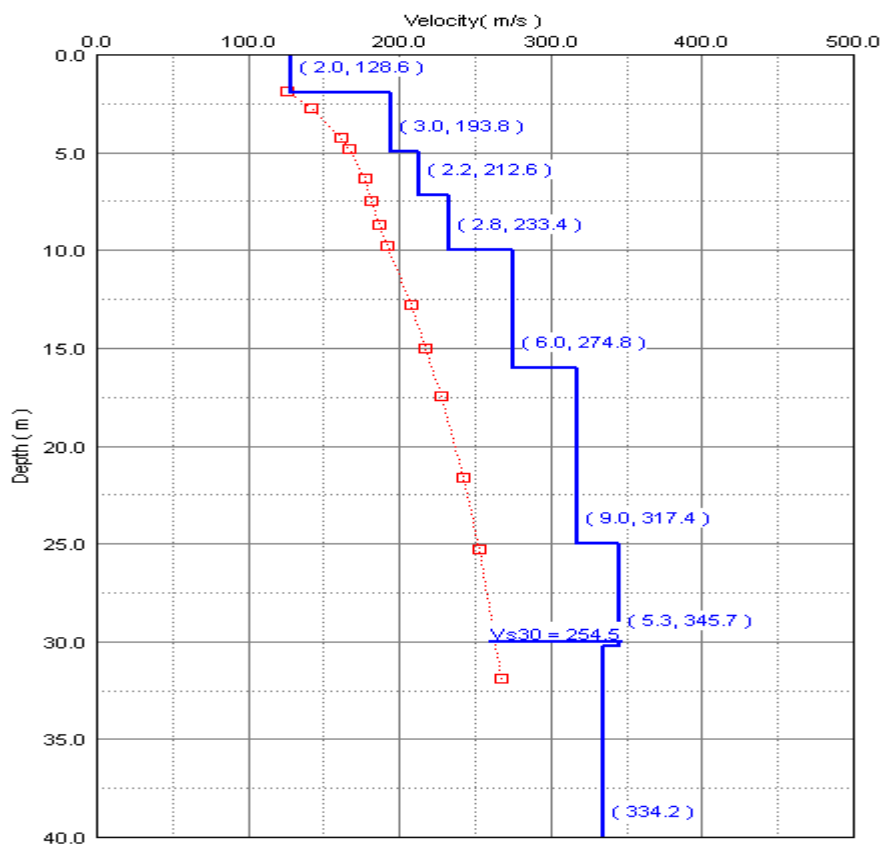


Figura 4.4 – Distribuzione delle Vs ricavata dalla prova Re.Mi.

Lay er n.	Profondità (m)	Descrizione	VS (m/s)	γ (kN/m ³)
1	0 ÷ 2.5	Argilla-limo IP 10-20	130	17
2	2.5 ÷ 5.0	Argilla-limo IP 10-20	190	17
3	5.0 ÷ 10.0	Argilla-limo IP 20-40	220	18
4	10.0 ÷ 16.0	Argilla-limo IP 10-20	270	18
5	16.0 ÷ 25.0	Argilla-limo IP 10-20	310	18
6	25.0 ÷ 30.0	Sabbia limosa	340	19
7	30.0 ÷ 45.0	Argilla – limo IP 10-20	320	19
8	45.0 ÷ 70.0	Argilla – limo IP 10-20	350	19
9	70.0 ÷ 105.0	Argilla – limo IP 10-20	400	20
10	> 105.0	Bedrock sismico	500	21

Figura 4.5a– Stratigrafia di riferimento schematica utilizzata per la modellazione sismica con SHAKE2000.

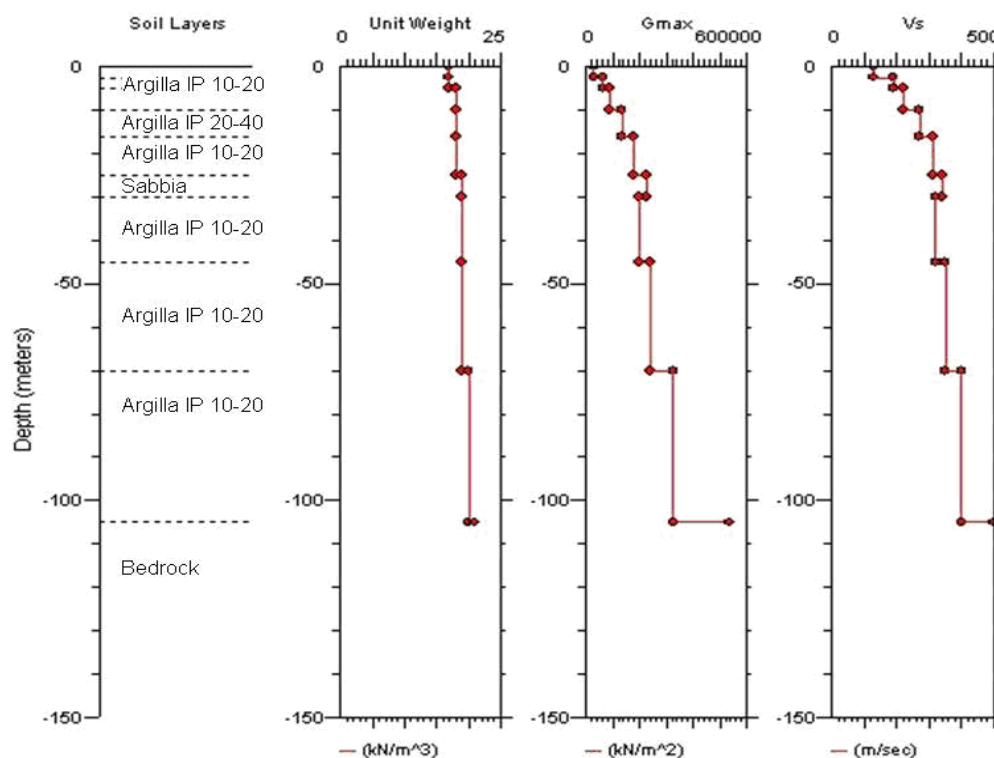


Figura 4.5a– Stratigrafia di riferimento schematica utilizzata per la modellazione sismica con SHAKE2000.

Occorre poi l'inserimento degli input sismici, desunti dai segnali di riferimento selezionati dalla banca dati accelerometrica "European Strong Motion

database" e forniti dal Servizio Geologico, Sismico e dei Suoli regionale. Si tratta di tre tipologie di segnali, già "scalati" per il territorio comunale a cui si riferiscono e sono rappresentati dai tre differenti accelerogrammi di progetto riprodotti della figura 4.6:

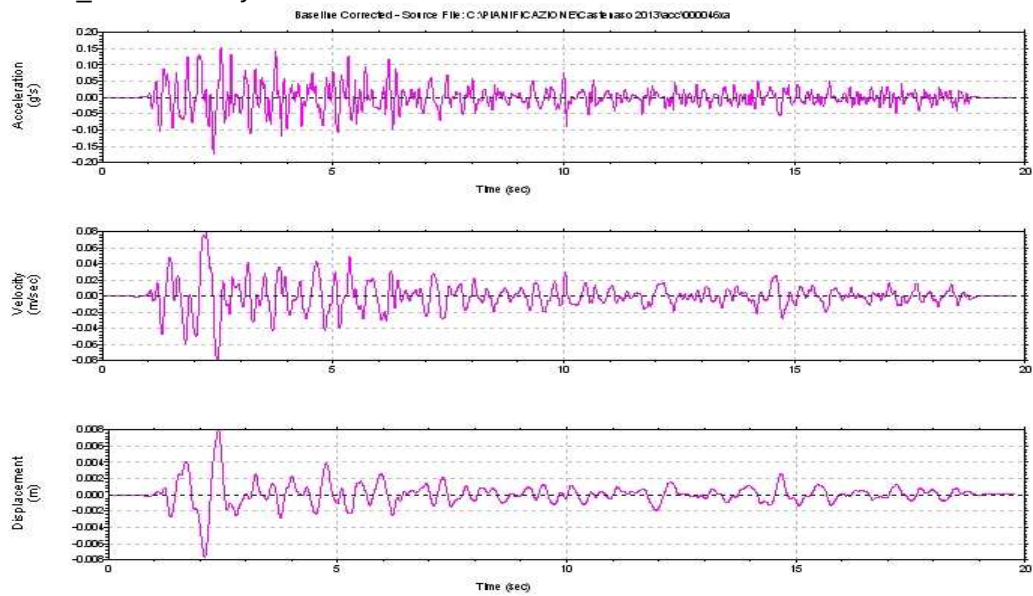
- 1) impulsivo
- 2) con ampio contenuto in frequenze
- 3) con componente predominante alle alte frequenze.

La seconda fase di elaborazione consente di ottenere tre differenti "spettri di risposta", ognuno dei quali descrive il diverso comportamento relativo ad ogni singolo strato della colonna litologica tipo, rispetto all'input sismico utilizzato. Questi "spettri" sono utilizzati nell'ambito della progettazione per la verifica sismica delle strutture.

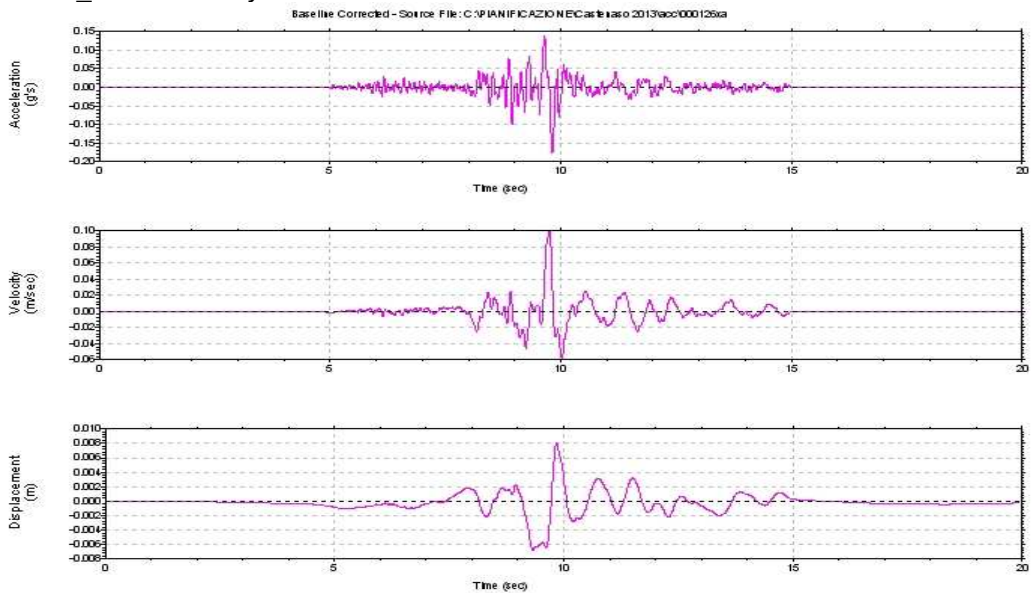
Dall'implementazione del modello all'interno del codice di calcolo, si ottengono diverse informazioni relative ad alcuni parametri fondamentali quali: pseudoaccelerazione spettrale (PSA), pseudovelocità spettrale (PSV), spostamento spettrale (SD).

- Il primo spettro (figura 4.7) ottenuto riguarda la PSA. Nel grafico viene mostrato il comportamento dell'accelerazione spettrale attraverso i diversi strati che compongono la colonna litologica tipo, utilizzata nella modellazione per diversi valori di periodo, da 0 a 4 secondi (valori equiparabili ad edifici di altezza variabile da un piano fino a torri molto alte).
- Il secondo spettro ottenuto (figura 4.7) riguarda la PSV, ossia la pseudovelocità. Questo grafico mostra il comportamento della velocità spettrale, in funzione del periodo compreso tra 0 e 4 secondi, nei diversi layers della colonna litologica, in base all'input sismico applicato. I risultati di questa analisi sono utilizzabili per il calcolo del fattore SI, Intensità spettrale di Housner. L'intensità di Housner-SI è un indicatore della pericolosità sismica ed è definito come l'area sottesa dello spettro di risposta di pseudovelocità in un intervallo prefissato di frequenze. Questa grandezza è direttamente correlabile all'energia che viene dissipata nelle strutture durante un terremoto, e quindi espressione del possibile grado di danneggiamento subito dagli edifici.
- Il terzo spettro ottenuto (figura 4.7) è relativo al parametro SD. Nelle figure si evidenzia il comportamento dello spostamento spettrale in funzione del periodo compreso fino a 10 secondi. Lo spostamento spettrale SD è un parametro utilizzato per la valutazione del danno strutturale a cui è soggetta una costruzione dopo il sisma.

Input046_Castenaso.xy



Input126_Castenaso.xy



Input354_Castenaso.xy

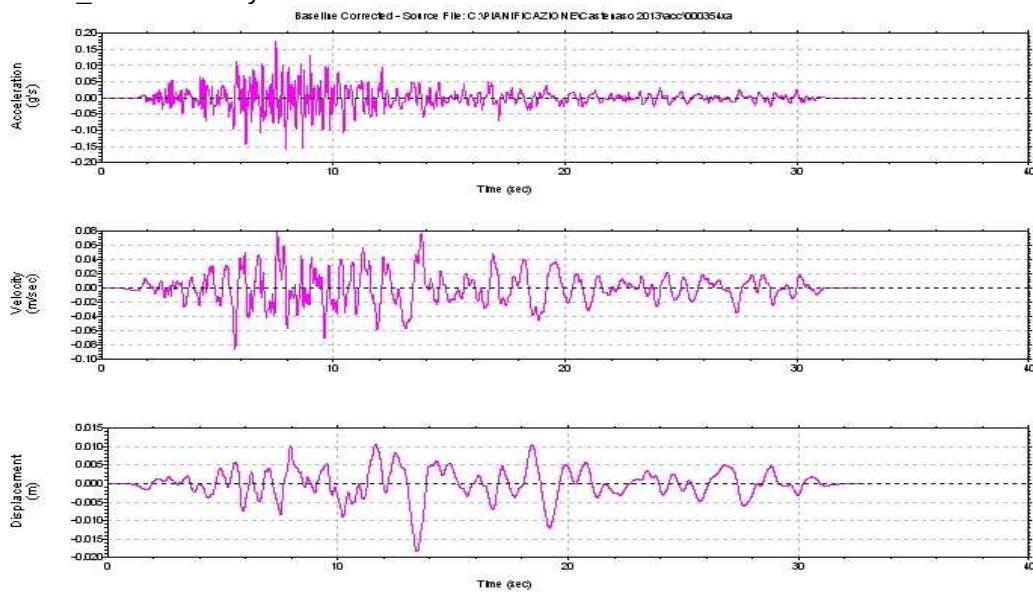
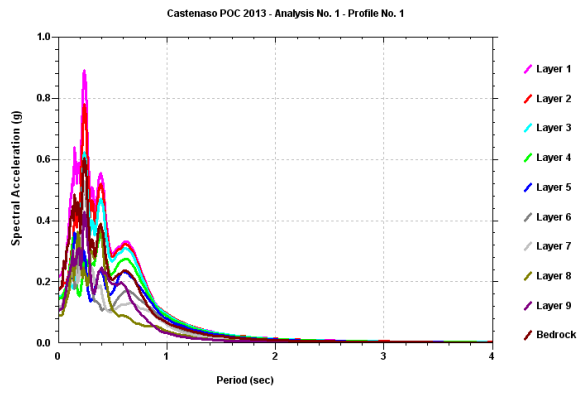
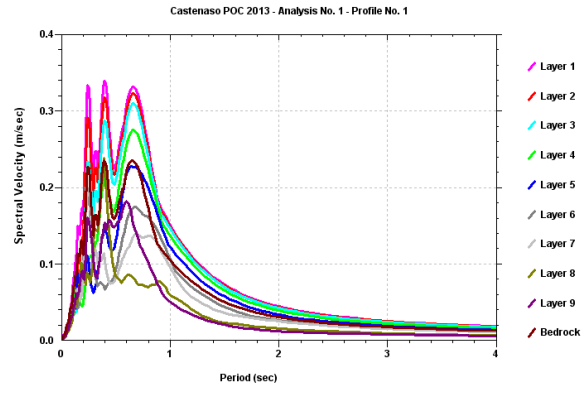


Figura 4.6 – Accelerogrammi di progetto

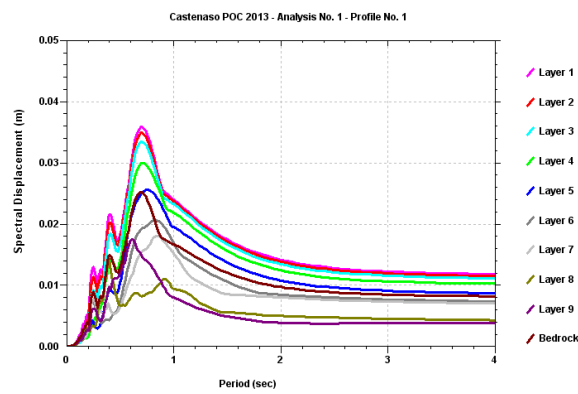
Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 046



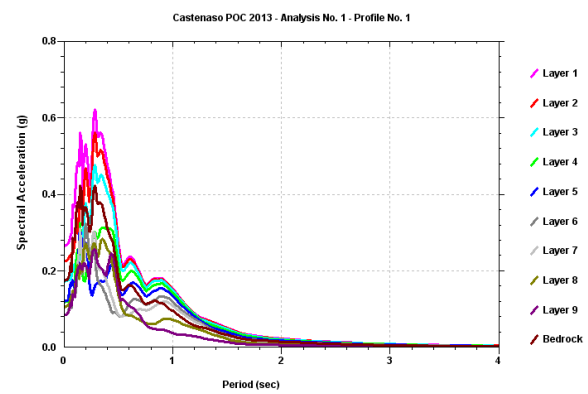
Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 046



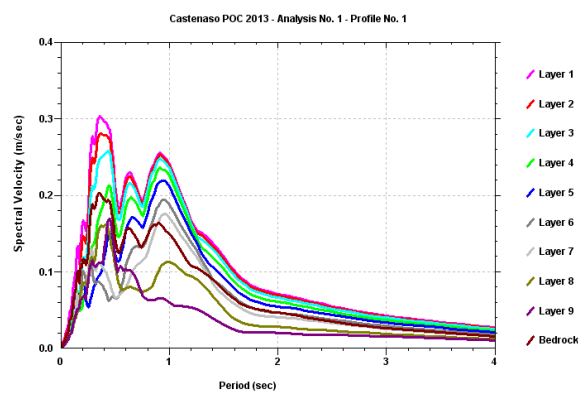
Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 046



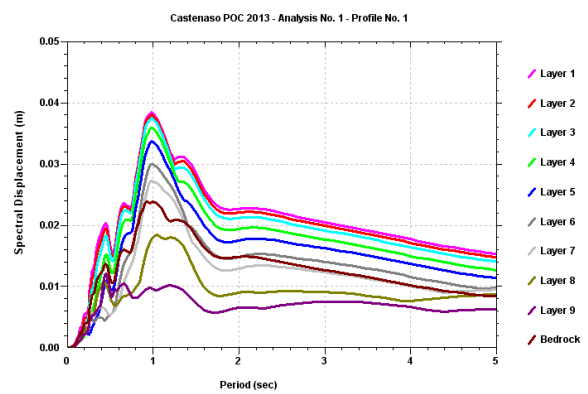
Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 126



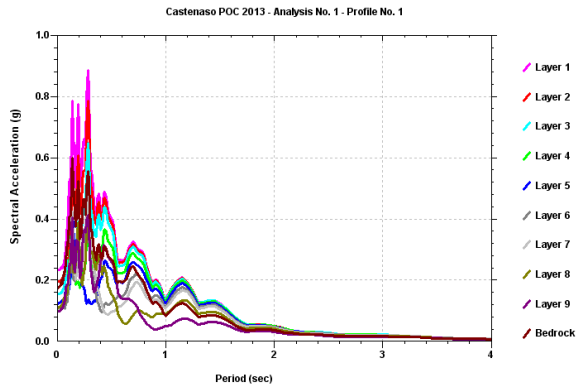
Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 126



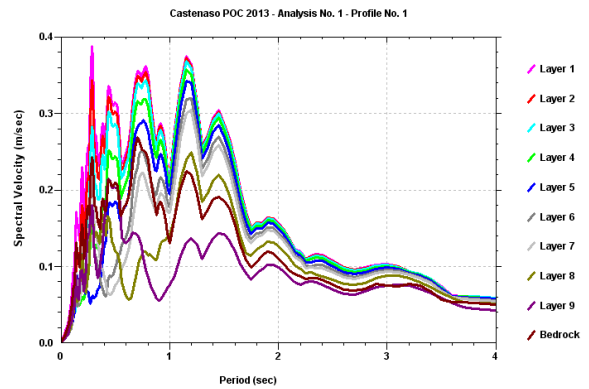
Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 126



Spettro di risposta
PSA smorzamento 5% Input 354



Spettro di risposta
PSV smorzamento 5% Input 354



Spettro di risposta
SD smorzamento 5% Input 354

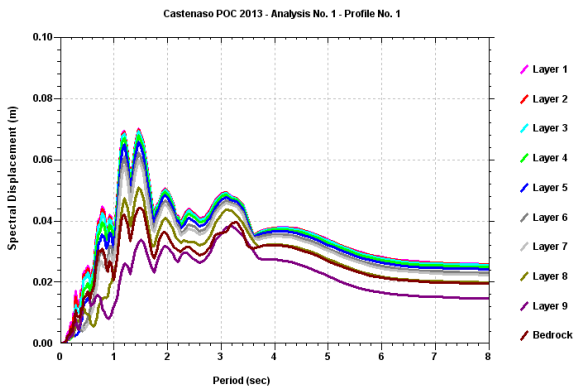


Figura 4.7 – Spettri di risposta sismica locale

La modellazione consente la valutazione dell'amplificazione locale intesa come rapporto PGA/PGA_0 ossia come rapporto dell' a_{gmax} al suolo (calcolata con SHAKE 2000) rispetto all' a_{gmax} al suolo rigido. Si rammenta ancora che per il Comune di Castenaso la DAL 112/2007 riporta una a_{gmax} al suolo rigido pari a 0,175g.

Gli esiti dimostrano le discrepanze fra le risposte del modello di sottosuolo in relazione ai diversi input sismici assegnati: il rapporto PGA/PGA_0 più cautelativo al suolo (cioè il più elevato) è ricavato dall'input 126: la a_g di picco ricavata al suolo risulta infatti pari a 0,27g (figura 4.8), con un FA in termini di Pga =1,5:

input 046 $a_g = 0,22g \equiv (FA\ PGA = 1,2)$

input 126 $a_g = 0,27g \equiv (FA\ PGA = 1,5)$

input 354 $a_g = 0,23g \equiv (FA\ PGA = 1,3)$

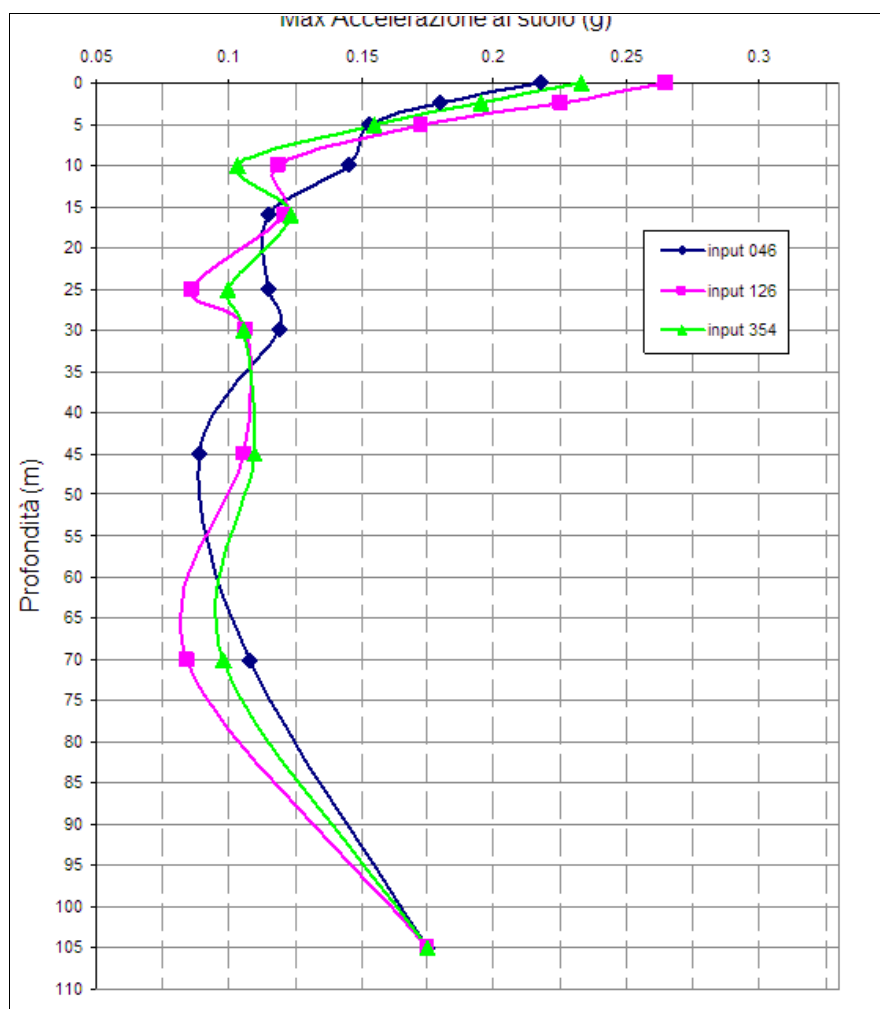


Figura 4.8 – Distribuzione delle accelerazioni orizzontali di picco per i tre input sismici di riferimento (B/D RER) elaborate dal programma SHAKE 2000.

La risposta sismica locale deve essere anche valutata in funzione delle amplificazioni del moto di vibrazione in termini frequenze dell'impulso sismico, considerando i fattori di smorzamento D e i rapporti tra le impedenze sismiche dei sismostrati. La variazione del fattore di amplificazione con la frequenza definisce la funzione di amplificazione $A(f)$ della colonna sismo stratigrafica.

Il moto sismico può dunque essere amplificato in corrispondenza di determinate frequenze, corrispondenti alle frequenze naturali f_n di vibrazione della colonna strigrafica. In questo senso, molto importante risulta la prima frequenza naturale di vibrazione f_1 denominata frequenza fondamentale, in corrispondenza della quale la funzione di amplificazione assume un valore massimo.

Dalle funzioni di amplificazione ricavate dalle elaborazioni risulta che la frequenza fondamentale assume un valore locale pari a circa 0,8 Hz. Le altre frequenze naturali di possibile risonanza sono (figura 4.9):

$F1 = 0,8 \text{ Hz} \rightarrow \text{amplificazione} = 1,7$

$F2 = 2,2 \text{ Hz} \rightarrow \text{amplificazione} = 1,6$

$F3 = 3,5 \text{ Hz} \rightarrow \text{amplificazione} = 1,7$

$F4 = 4,9 \text{ Hz} \rightarrow \text{amplificazione} = 1,6$

$F5 = 6,5 \text{ Hz} \rightarrow \text{amplificazione} = 1,4$

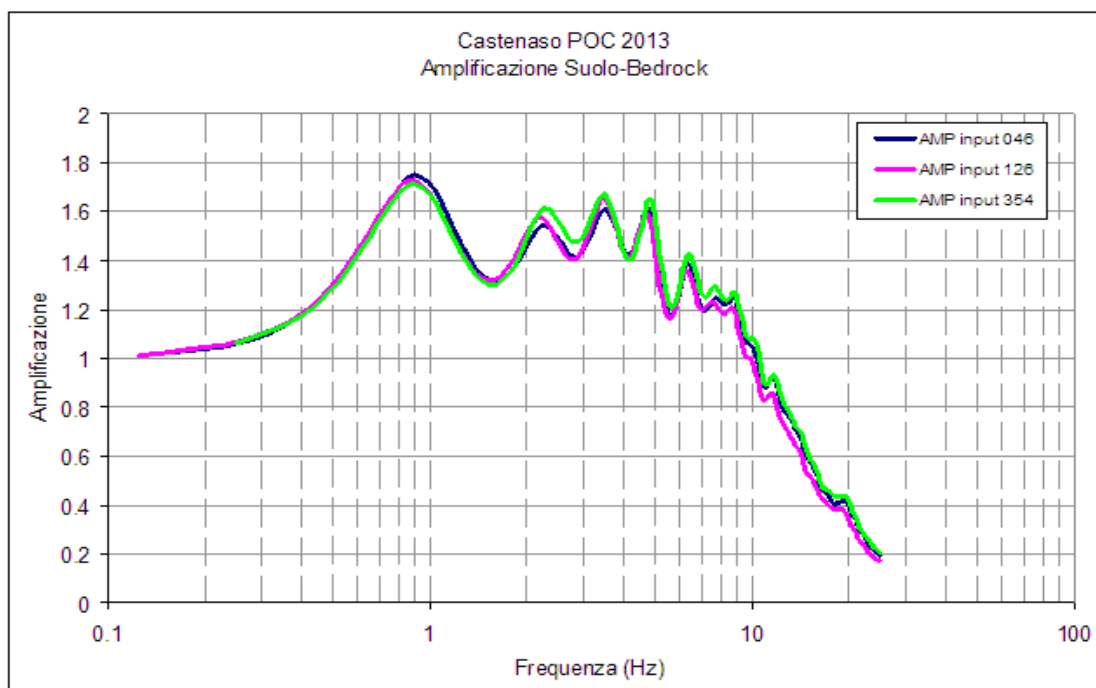


Figura 4.9 – Funzione di trasferimento del moto oscillatorio del sisma lungo tutta la colonna litologica tipo per ogni input sismico di riferimento

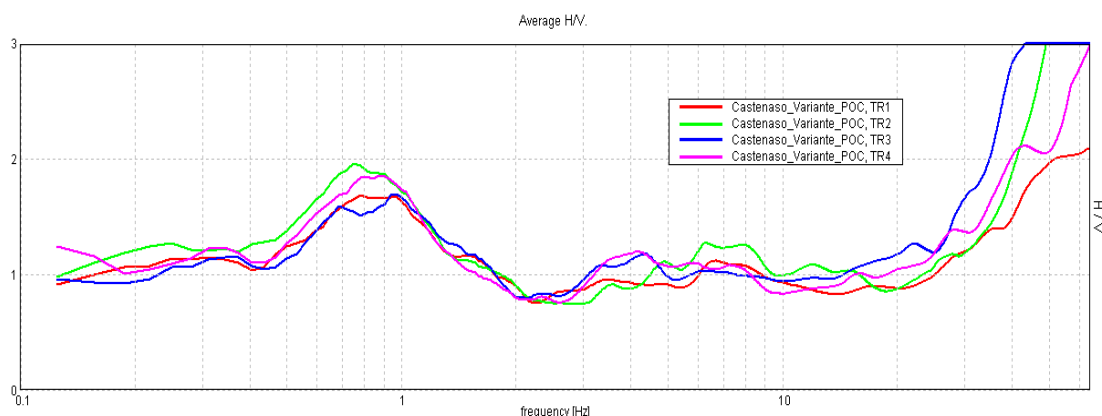


Figura 4.10 – Spettri H/V ottenuti dalle registrazioni sismiche HVSR eseguite nell'Ambito di POC

La figura 4.10 mostra invece il confronto degli spettri di amplificazione H/V ricavati dalle quattro registrazioni HVSR eseguite nell'Ambito studiato. Si evince la buona correlazione tra l'esito numerico della modellazione e l'esito strumentale della registrazione passiva, sebbene lo spettro H/V non consenta valutazioni quantitative di amplificazione.

Le figure 4.9 e 4.10 rappresentano un utile strumento per la valutazione della vulnerabilità dei manufatti di previsione e/o esistenti rispetto agli effetti di amplificazione locale del moto sismico. È infatti noto come le strutture siano caratterizzate da differenti modi di vibrazione, in funzione di molti parametri tra cui l'elevazione, la tipologia, il materiale costruttivo, etc. Dal punto di vista analitico, la vibrazione di un edificio è governata soprattutto dalla sua altezza. In questo senso, la figura 4.11 riporta un abaco di possibile relazione tra altezza di un edificio in c.a. e frequenza di risonanza propria.

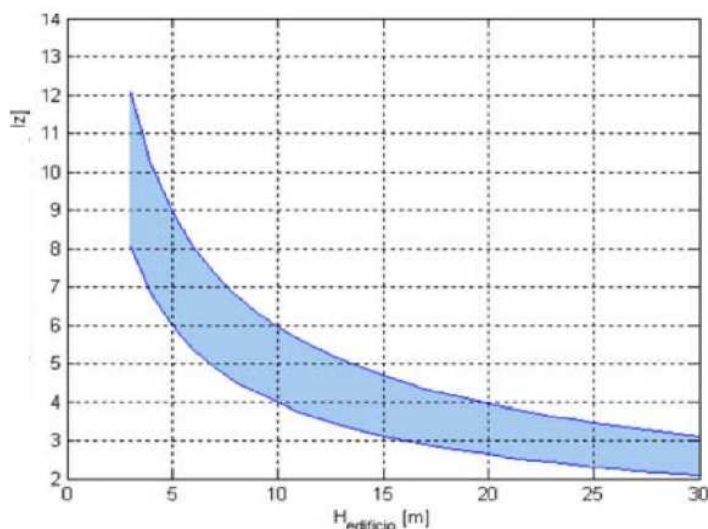


Figura 4.11 – Abaco di relazione tipica tra altezza edificio in c.a. - primo modo flessionale (da Masi et al., 2007)

Un'ulteriore relazione empirica che lega la frequenza di vibrazione di un edificio e la sua altezza è la seguente: $f = (10 \div 12)/n.$ piani.

La coincidenza tra frequenze di risonanza naturale del terreno e frequenze di vibrazione delle strutture può dunque causare pericolose amplificazioni nel caso di impulsi ciclici dovuti ad un evento sismico (effetto di "doppia risonanza"). Per finalità di interesse ingegneristico la modellazione numerica e le registrazioni HVSR evidenziano, pertanto, una frequenza fondamentale di vibrazione a circa 0,8 Hz (possibile risonanza con edifici molto elevati - >10 piani), con ulteriori possibilità di amplificazione anche in un range di frequenze più elevate, in particolare fino a circa 6,5 Hz (possibile risonanza per edifici da elevati fino a circa 2 piani).

Per quanto riguarda la stima dell'intensità spettrale di Housner (SI), intesa come rapporto fra gli spettri PSV al suolo e PSV al pseudo-bedrock, la modellazione eseguita con SHAKE 2000 (figura 4.12) ha permesso di ricavare gli esiti negli intervalli temporali rispettivamente di 0,1s ÷ 0,5s e 0,5s ÷ 1,0s, come richiesto dalla DAL 112/2007:

INPUT 046 Castenaso	INPUT126 Castenaso	INPUT 354 Castenaso
F.A. SI/SI_0 [0.1s-0.5s] = 1.4	F.A. SI/SI_0 [0.1s-0.5s] = 1.5	F.A. SI/SI_0 [0.1s-0.5s] = 1.5
F.A. SI/SI_0 [0.5s-1.0s] = 1.4	F.A. SI/SI_0 [0.5s-1.0s] = 1.5	F.A. SI/SI_0 [0.5s-1.0s] = 1.5

Intensità di Housner S.I. (smorz. 5%)

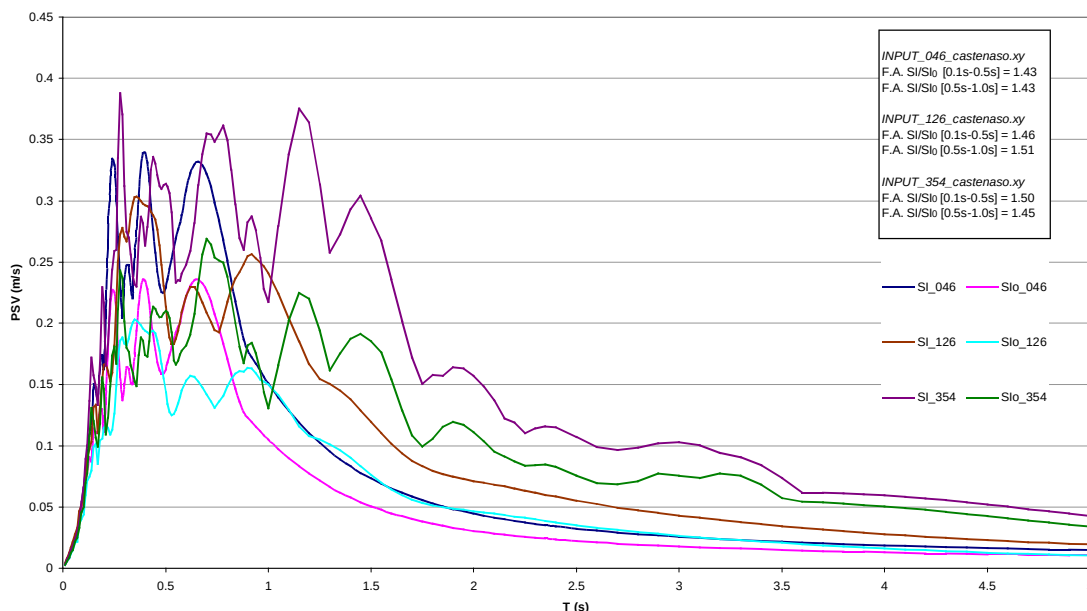


Figura 4.12 – Intensità di Housner S.I. riferite al bedrock e al suolo per i tre input sismici di riferimento.

4.3 Analisi sismica di terzo livello: verifiche della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma

4.3.1 Aspetti generali

Per liquefazione si intende l'annullamento di resistenza al taglio di terreni granulari saturi sotto sollecitazioni di taglio cicliche, in conseguenza delle quali il sedimento raggiunge una condizione di fluidità pari a quella di un liquido viscoso. Il meccanismo di liquefazione è governato da molti fattori e tra questi i principali sono: caratteristiche dell'impulso sismico; (magnitudo $M > 5$); densità relativa ($DR < 50\div 60\%$); pressioni di confinamento (non sono riportati casi in letteratura di liquefazione in strati granulari profondi oltre 15-20 metri); fuso granulometrico; falda superficiale.

Occorre anche evidenziare che la liquefazione di sedimenti saturi non sempre produce perdita di funzionalità o collasso delle strutture degli edifici. Riduzioni rilevanti di capacità portante e cedimenti significativi sono generalmente funzione:

- x dell'ampiezza e tempo del carico ciclico del sisma;
- x dello spessore ed estensione dello strato in liquefazione;
- x dello spessore dei sedimenti non soggetti a liquefazione interposti tra fondazioni e strato in densificazione/liquefazione;
- x delle condizioni morfologiche al contorno (acclività; presenza di scarpate o di variazioni di pendenza; vuoti di cava; incisioni fluviali; maceri).

In condizioni di sisma, vi possono dunque essere effetti di "riordino", con possibilità di cedimenti anche significativi e che possono coinvolgere sia i depositi granulari poco addensati e recenti (olocenici), sia i sedimenti coesivi poco plastici e poco consistenti. I cedimenti verticali post-sisma possono essere causati da riconsolidazione oppure da deformazioni di taglio associate a spostamenti laterali dei sedimenti, sebbene questi ultimi possano ritenersi improbabili nel territorio comunale di Castenaso in quanto non risultano storicamente documentati fenomeni di dislocazione laterale per contesti morfologici di piana subpianeggiante come quello di studio, in particolare per sismi di magnitudo $M < 6$ (Bartlett e Yuod, 1992).

Per quanto detto, gli studi di pericolosità sismica più recenti hanno iniziato a elaborare procedure di stima delle potenziali deformazioni post-sisma anche nei sedimenti fini (limi e argille a comportamento "non drenato", poco plastici e poco consistenti), provocate da perdite di resistenza. Quest'ultimo fenomeno è noto

con il termine "cyclic softening" ed è stato ben descritto da Idriss & Boulanger (2004; 2007).

4.3.2 Gli approcci utilizzati per le verifiche di liquefazione e stima dei cedimenti post-sisma

Le verifiche di propensione alla liquefazione e dei cedimenti potenziali indotti da sisma possono essere valutati utilizzando correlazioni empiriche basate sui risultati delle prove CPTE/CPTU. Il vantaggio dell'uso delle penetrometrie statiche è da ricercarsi nella maggiore accuratezza e ripetibilità della CPTE/CPTU rispetto ad altre prove, nella loro relativa economicità e, soprattutto, nella possibilità di avere profili continui con la profondità e che forniscono informazioni dettagliate anche sulla stratigrafia.

Per questo lavoro, la procedura di verifica della liquefacibilità si è basata sull'approccio aggiornato di Robertson & Wride (1998) e inoltre sulla valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione LI (Iwasaki et al, 1978).

Il metodo di Robertson & Wride (1998), è stato recentemente aggiornato dallo stesso Robertson (2009; 2010)⁴ per la valutazione della liquefazione e delle condizioni di "cyclic softening" dei sedimenti poco coesivi, sulla base dei concetti descritti da Boulanger e Idriss (2004-2007), verificati da casi storici recenti (terremoti di Loma Prieta, Chi-Chi, Kocaeli). L'Approccio originale di Robertson & Wride (1998) è stato dunque aggiornato utilizzando una nuova procedura di normalizzazione delle tensioni ed evita la necessità di correzione K_c . Il metodo è stato esteso per includere anche i terreni argillosi e a comportamento simile a quelli argillosi ("clay-like-soil") sulla base dei concetti descritti da Boulanger e Idriss (2004; 2007). L'estensione della verifica nella zona argillosa evita, inoltre, la necessità di un limite di I_c nella carta SBTn per separare terreni sabbiosi da quelli a comportamento argilloso.

Occorre inoltre precisare che il metodo di Robertson & Wride (1998) e succ. mod. si riferisce a prove penetrometriche elettriche CPTE/CPTU e non a prove meccaniche CPT: per la differente geometria della punta meccanica rispetto a quella elettrica, i valori misurati di resistenza alla punta non si equivalgono perfettamente mentre differiscono sensibilmente le resistenze laterali per l'adesione terreno-manicotto; nelle prove CPT le resistenze laterali risultano

⁴ P.K. Robertson, 2009. "Performance based earthquake design using the CPT", Keynote Lecture, International Conference on Performance-based Design in Earthquake Geotechnical Engineering – from case history to practice, ISTokyo, June 2009.

Robertson, P.K. and Lisheng, S., 2010, "Estimation of seismic compression in dry soils using the CPT" FIFTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON RECENT ADVANCES IN GEOTECHNICAL EARTHQUAKE ENGINEERING AND SOIL DYNAMICS, Symposium in honor of professor I. M. Idriss, San Diego, CA

sempre maggiori di quelle misurate da prove con punta elettrica e nelle sabbie il valore di f_s può essere anche oltre due volte quello ricavato da prove CPTe!

In appendice alla relazione si allega lo schema a blocchi della procedura di Robertson (2010).

La procedura di verifica della liquefacibilità e la stima dei cedimenti post sisma nei sedimenti sia granulari che fini poco coesivi, si è basata sulla stima della propensione alla liquefazione del sedimento attraverso il calcolo del fattore di sicurezza $FL = (CRR_{(7,5)} / CSR_{(7,5)}) * MSF$ con:

1. CSR = sollecitazione tangenziale ciclica (Cyclic Stress Ratio) prodotta da un sisma e stimata sulla base di correlazioni empiriche dalle caratteristiche del terremoto, magnitudo e accelerazione tangenziale del suolo. Il CSR viene calcolato dalla nota equazione semiempirica proposta da Seed e Idriss (1971) per terremoti di $M = 7,5$. La a_{max} di ingresso per la valutazione semplificata del CSR è ricavata utilizzando i dati della modellazione numerica di risposta sismica locale elaborata con SHAKE 2000;
2. MSF = coefficiente correttivo per eventi sismici di magnitudo differente da 7,5 (come nel nostro caso). Fra le equazioni proposte, le raccomandazioni NCEER consigliano di utilizzare per terremoti di $M < 7,5$ i valori correttivi di Andrus e Stokoe (1997). Per questo lavoro, a scopo ulteriormente cautelativo si è assunto come riferimento correttivo l'equazione proposta da Idriss (1986), che fornisce i valori di MSF più bassi raccomandati dal NCEER;
3. CRR = resistenza alla liquefazione ciclica (Cyclic Resistance Ratio) dei sedimenti attraversati, ricavata dagli esiti penetrometrici secondo la procedura empirica proposta da Robertson & Wride, 1998 per terremoti di $M = 7,5$. La procedura si fonda su equazioni che determinano i valori di CRR dei sedimenti con diverso contenuto di fini dai dati delle prove CPT, attraverso la normalizzazione a 100 kPa (pressione atmosferica) delle resistenze alla punta penetrometrica e la correzione in funzione delle caratteristiche granulometriche (desunte dalla classificazione dei terreni di Robertson, 1990).

Si è quindi proceduto al calcolo automatico della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma con il software "Cliq", sviluppato dalla GeoLogiki Geotechnical Engineers in collaborazione con lo stesso P.K. Roberson, utilizzando i seguenti dati di input di pericolosità sismica:

1. magnitudo del terremoto $M_w = 6,14$ (zonazione ZS9)
2. a_{max} suolo = calcolata con la modellazione numerica di RSL elaborata con il software SHAKE 2000, cioè 0,27g
3. come condizioni idrogeologiche pre-sisma si sono considerate le quote d'acqua del freatico, mentre come condizioni in caso di sisma si è imposta, a titolo cautelativo, una soggiacenza della quota piezometrica pari a un metro.

Per la valutazione della liquefacibilità dei cedimenti post sisma, si è proceduto alla verifica basata sulla classificazione di comportamento di tutti i terreni proposta da Robertson (1990; 2009). La figura 4.13 propone il diagramma (Q_{tn} - F) di classificazione nel quale si distinguono le zone di potenziale liquefazione

e/o di "cyclic softening": le zone "A1" e "A2" corrispondono ai sedimenti poco coesivi o a comportamento granulare e suscettibili di liquefazione ciclica, in particolare i sedimenti che ricadono nella zona "A2" risultano più suscettibili a perdite anche significative di resistenza in caso di sisma.

Le zone "B" e "C" corrispondono invece ai terreni coesivi e a comportamento argilloso, per i quali è opportuno utilizzare procedure dirette che consentano di valutare la resistenza al taglio non drenata nei casi limite (es. $c_u < 70$ kPa). I sedimenti ricadenti nelle zone "B" e "C" sono entrambi suscettibili a "cyclic softening", in particolare i sedimenti meno consistenti in zona "C" risultano più sensibili a perdite di resistenza sottoposte a impulsi ciclici e dunque a cedimenti post-sisma. Limi sciolti, non plastici e saturi spesso cadono nella zona C, tuttavia, il loro CRR è fortemente controllato dalla coesione non drenata: in questo caso sarebbe opportuno prelevare campioni per determinare limiti di Atterberg e contenuto d'acqua.

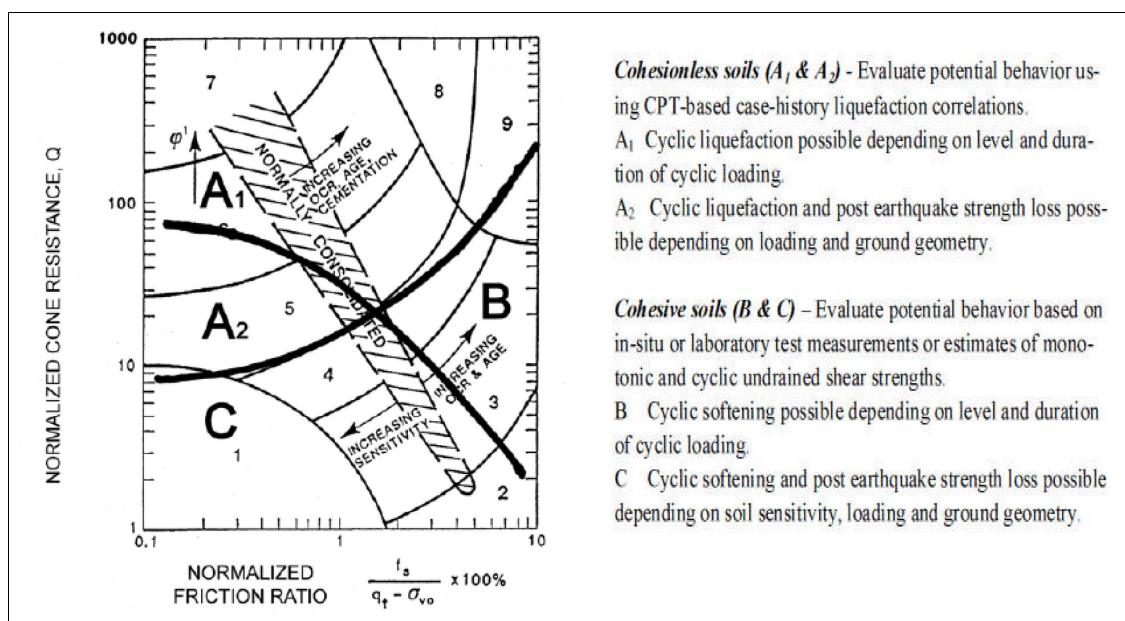


Figura 4.13 - Carta della classificazione di comportamento dei sedimenti da prove CPT (da P.K.Robertson, 2009)

Lo studio di approfondimento sulla liquefacibilità ha inoltre valutato l'indice di potenziale liquefazione (PLI) definito da Iwasaki (1982). La stima di questo indice viene applicato ai metodi che prevedono il calcolo del fattore di sicurezza FS e consente una valutazione del rischio di liquefazione in funzione della profondità degli intervalli liquefacibili. L'indice PLI è ricavato dalla seguente equazione:

$$LPI = \int_0^{20} (10 - 0,5z) \times F_L \times dz$$

dove:

$FL = 1 - FS(z)$ quando FS risulta <1

$FL = 0$ quando FS risulta >1

z = profondità espressa in metri

La profondità di stima dell'indice di potenziale liquefazione viene convenzionalmente definita pari a 20 metri (oltre a tale quota sono da escludersi fenomeni di liquefazione). Il valore di LPI può dunque variare da 0 (quando nessun livello risulta liquefacibile) a 100 (tutto lo spessore considerato è caratterizzato da $FL < 1$). Sulla base degli esiti ottenuti, Iwasaki ha proposto le seguenti classi di rischio di liquefazione in funzione del valore di LPI:

$LPI = 0$ → rischio di liquefazione molto basso

$0 < LPI \leq 5$ → rischio di liquefazione basso

$5 < LPI \leq 15$ → rischio di liquefazione alto

$LPI > 15$ → rischio di liquefazione molto alto

La seguente figura 4.14 propone lo schema grafico della procedura di calcolo di LPI.

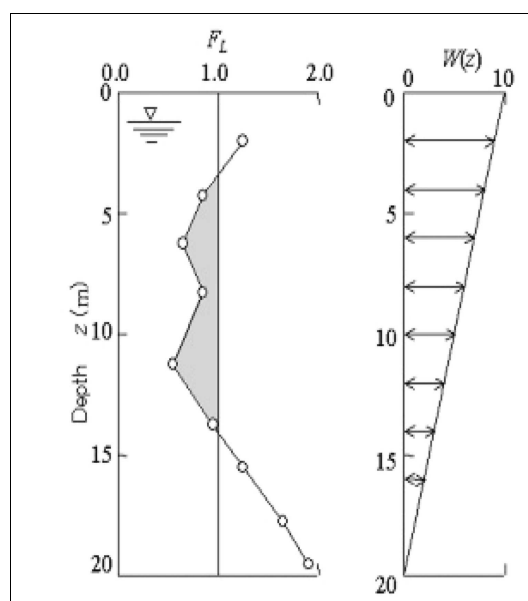


Figura 4.14 - Rappresentazione grafica della procedura di calcolo dell'indice di potenziale liquefazione (LPI)

Nei sedimenti saturi a comportamento granulare, in particolare, si è proceduto alla stima automatica dei cedimenti utilizzando la recente procedura di Robertson (2009) e Zhang et. al. (2007). L'approccio si basa sulla valutazione delle deformazioni volumetriche post-cicliche e calcola i cedimenti sulla base dell'entità del fattore di sicurezza alla liquefazione FL calcolato (se $<1,20$) e sulla base degli esiti di densità relativa DR desunti dalle resistenze di punta (qc_{1N}) come riportato in figura 4.15.

Per i sedimenti fini coesivi a comportamento fine (zone "B" e "C" della carta di comportamento di Robertson – 1990; 2009), il cedimento è causato principalmente da fenomeni di riconsolidazione conseguenti alla dissipazione delle pressioni interstiziali accumulate durante il terremoto e al manifestarsi di deformazioni da taglio indotte dalle sollecitazioni cicliche. Generalmente, le deformazioni di riconsolidazione post-sisma sono ritenute molto più piccole di quelle osservate nei sedimenti granulari ed i cedimenti rilevati in seguito a sismi recenti (Loma Prieta; Chi-Chi; Kocaeli) risultano statisticamente modesti anche per potenti intervalli di depositi di argille compressibili (Boulanger and Idriss, 2007).

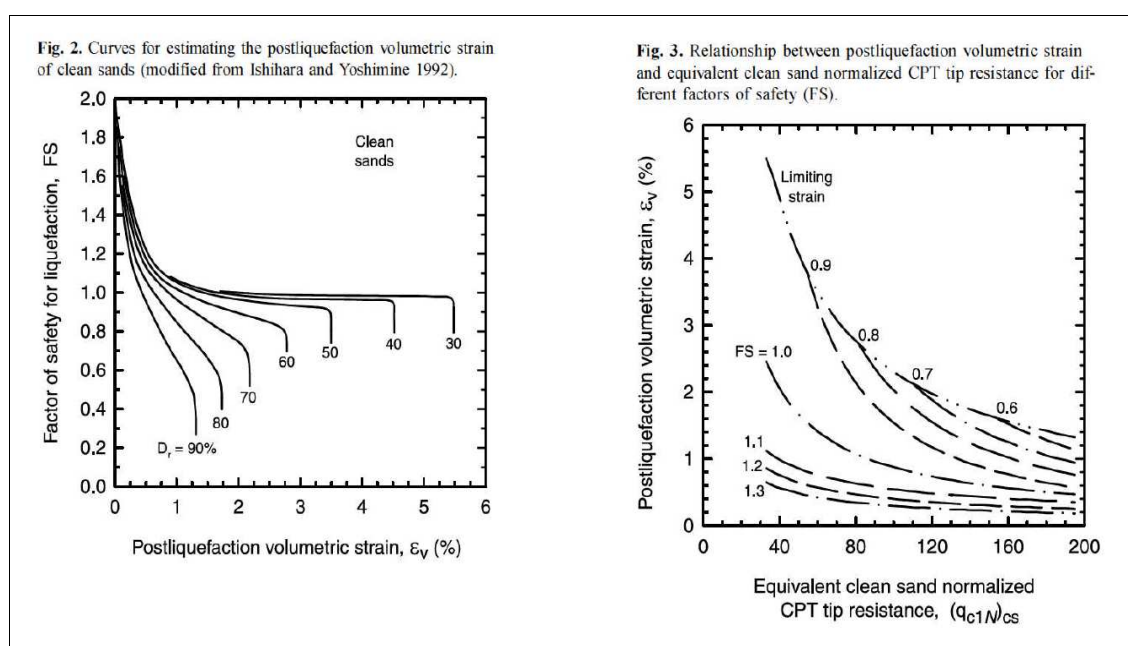


Figura 4.15 – Diagrammi di correlazione per la stima dei cedimenti di post-liquefazione nelle sabbie sature da prove CPT (da Zhang et Al., 2007)

Nella letteratura scientifica, si reputa che le deformazioni volumetriche medie di strati a grana fine siano contenute entro l'1%. Le recenti esperienze empiriche hanno dimostrato che le deformazioni per riconsolidamento nelle argille sono controllate principalmente dallo sforzo di taglio massimo, funzione di un fattore di sicurezza $FS_v = 3\% = CRR_M / CSR_M = CRR_{7,5} / CSR_{7,5}$ (Boulanger & Idriss, 2007) e dello stato tensionale dei sedimenti OCR.

Il fattore di sicurezza è stato dunque calcolato come $FS_v = 3\% = CRR_{6,1} / CSR_{6,1}$ con fattore di scala della magnitudo per argille (secondo Idriss, pari a 1,1). Le deformazioni volumetriche sono state calcolate secondo il metodo di Robertson (2009), utilizzando le seguenti correlazioni:

$$\varepsilon_{vol} = [0.8 - 2.66 \log (FS)] / [0.33 A (Q_m)^3]$$

$$A = 10 - 9 \log (OCR)$$

When $FS \leq 0.84$ set $r_u = 1.0$ & limit $\varepsilon_{vol} \leq 1\%$

4.3.3 Esiti delle verifiche di liquefazione e dei cedimenti post-sisma

Il plottaggio degli esiti penetrometrici CPTU/CPTU sul diagramma Q_{tn} -F di classificazione di P. K. Robertson (2009), proposti nella figura 4.16 offre una prima fondamentale valutazione sulla possibilità di liquefazione dei sedimenti investigati: i depositi attraversati dalle tre prove CPTU, risultando prevalentemente argillosi e limoso argillosi, ricadono in modo preponderante nel campo "B", con caratteristiche di costipamento (sovracconsolidazione). Soltanto pochi intervalli di lettura (si rammenta che ogni punto corrisponde a un cm di avanzamento) ricadono chiaramente nel campo "A1", classificati come limi e limi sabbiosi suscettibili di liquefazione.

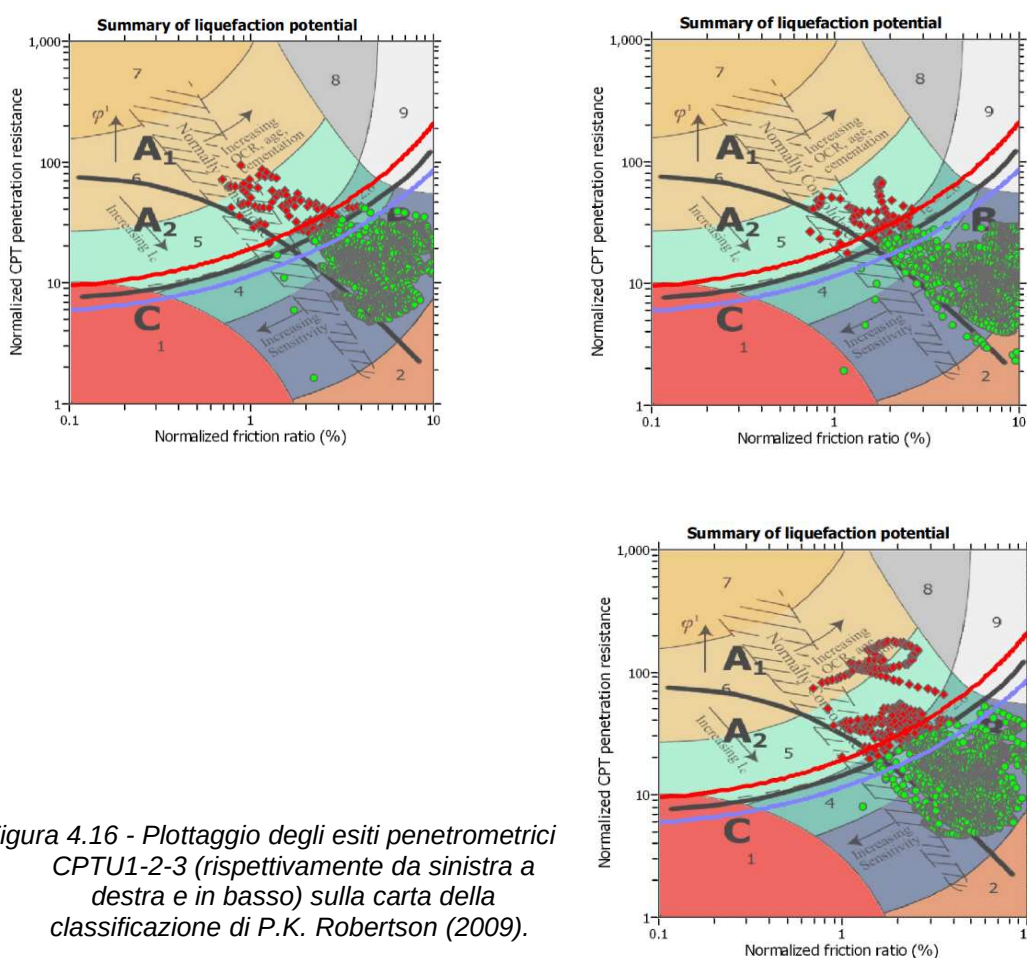


Figura 4.16 - Plottaggio degli esiti penetrometrici CPTU1-2-3 (rispettivamente da sinistra a destra e in basso) sulla carta della classificazione di P.K. Robertson (2009).

I sedimenti fini, pertanto, sebbene suscettibili di effetti legati a “cyclic softening”, non appaiono predisposti a perdite di resistenza se sottoposti a impulsi ciclici e dunque senza possibilità di cedimenti post-sisma significativi. Soltanto nei rari e sottili intervalli a comportamento granulare, si riscontra possibilità di cedimenti post-sisma: si tratta, comunque, di pochi punti di misura. Si segnala che la figura 4.16 evidenzia per la prova CPTU3 punti che ricadrebbero in tessiture più propriamente sabbiose: si tratta, in realtà, di sedimenti essiccati soprafalda.

La figura 4.17 offre invece il confronto della propensione alla liquefazione attraverso il calcolo del fattore di sicurezza FL per tutte e tre le prove CPTU: come preannunciato, non si riscontrano effetti di liquefacibilità significativi, con indice di potenziale liquefacibilità (ILP) che si mantiene sempre inferiore a 2.

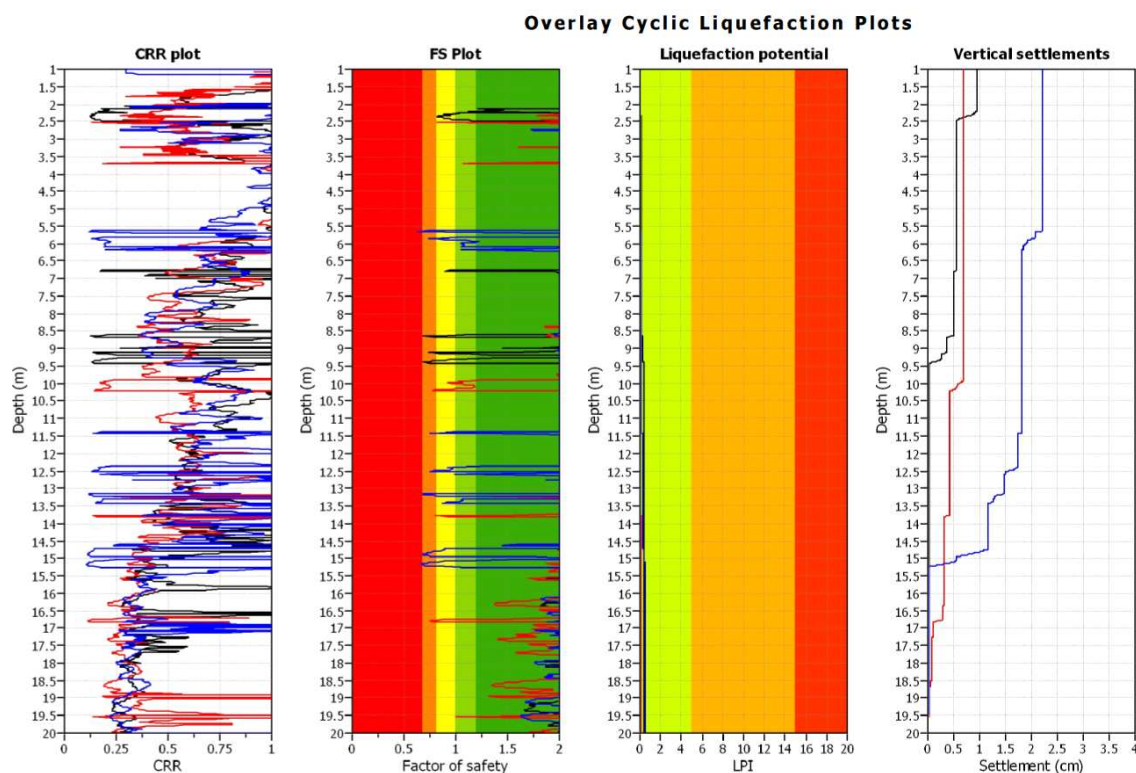


Figura 4.17 – Plottaggio delle verifiche di liquefacibilità e cedimenti relativi alla prove penetrometriche CPTU1-2-3 eseguite nell'Ambito studiato (per a_g picco al suolo = 0,27g)

A titolo di maggior cautela, le verifiche sono state espletate anche per una a_g di picco più elevata, cioè fino a 0,34g, paragonabile alla accelerazione tangenziale massima misurata al suolo per i sismi emiliani del maggio 2012. Gli esiti, riportati nella figura 4.18 non modificano la valutazione complessiva: gli indici LPI stimati risultano sempre <2 . Si segnala un blando incremento dei cedimenti post sisma cumulativi (che risultano comunque contenuti entro i 3

cm) e che interessano intervalli profondi, con scarsa possibilità di interazione nel caso di fondazioni superficiali.

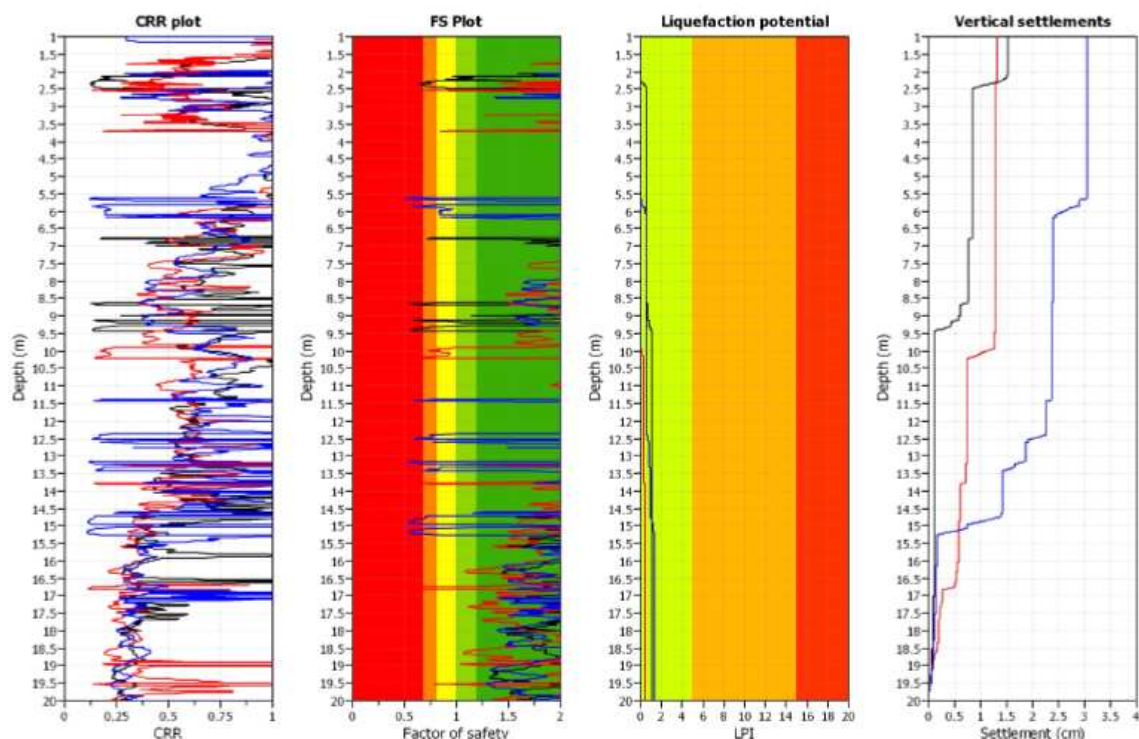


Figura 4.18 – Plottaggio delle verifiche di liquefacibilità e cedimenti relativi alla prove penetrometriche CPTU1-2-3 eseguite nell'Ambito studiato (per a_g picco al suolo = 0,34g)

In conclusione, le indagini penetrometriche espletate nell'Ambito non hanno riscontrato la presenza di intervalli granulari liquefacibili di potenza significativa. E' dunque probabile che le strutture sepolte sabbiose (paleoalvei) ricostruite nell'area di studio siano presenti nel sottosuolo più a occidente rispetto all'Ambito in questione.



5 Conclusioni sulla fattibilità dell'intervento di pianificazione

Il contesto geologico e gli esiti della caratterizzazione sismica di terzo livello non forniscono particolari elementi ostativi all'intervento in questione. In conclusione, lo Scrivente esprime un giudizio complessivamente positivo di fattibilità della proposta di inserimento nel POC dell'Ambito ANS C3.1 "C7O Centro Sportivo".

6 Scheda di sintesi Ambito ANS C3.1 "C/O CENTRO SPORTIVO"

Prove geognostiche e geofisiche di riferimento eseguite per il POC (figura 2.1)

Prove geognostiche → CPTU1; CPTU2; CPTU3

Prove geofisiche → Remi1; TR1; TR2; TR3; TR4

Inquadramento geologico e idrogeologico

Contesto geologico → contesto geologico di pianura alluvionale e più in particolare di "depositi di canale e argine indifferenziati", attribuibili ai corsi d'acqua Savena e Idice. I sedimenti alluvionali affioranti sono compresi nel "Subsintema di Ravenna" (sigla AES8) di età deposizionale recente (Pleistocene superiore – Olocene). Le prove eseguite nell'Ambito evidenziano sedimenti argillosi, con sporadiche intercalazioni di limi debolmente sabbiosi.

Contesto morfologico → l'Ambito presenta una blanda acclività verso nord, con un dislivello massimo di circa 240 cm (quote topografiche comprese tra 39,8 m slm e 37,4 m slm).

Contesto idrogeologico e aspetti idraulici locali → la tavola Ca.B.1.2 (QC del PSC dei Comuni Valle Idice), evidenzia un deflusso sotterraneo diretto verso NE e un livello statico di circa 37 m slm (soggiacenza media di circa 2÷2,5 metri). Dal punto di vista idraulico, la regimazione locale secondaria è fornita dai fossi di testata e trasversali dei campi agricoli. Non sussistono particolari criticità idrauliche.

Caratterizzazione geotecnica preliminare

Le penetrometrie hanno fornito esiti di resistenza ben correlabili tra loro e le resistenze alla penetrazione evidenziano una mediocre qualità geotecnica dei sedimenti meno profondi, con un primo intervallo (fino a circa -3,6 metri) caratterizzato da sedimenti anche essiccati (condizione da ritenersi reversibile) e intervalli con resistenze qc <1.000 kPa. Più in profondità le resistenze alla punta tendono a un blando incremento, sebbene vi siano ancora intervalli con resistenze qc <1.000 kPa.

L'Ambito è idoneo alla edificazione di normale impegno costruttivo, sebbene le successive analisi (da espletarsi per le fasi di attuazione e/o costruzione), dovranno valutare con cura la profondità di incastro delle fondazioni e stimare l'entità dei cedimenti attesi (assoluti e/o differenziali), valutandone l'ammissibilità rispetto alle strutture in previsione: in particolare, per manufatti di particolare impegno costruttivo potrebbero essere indispensabili fondazioni profonde (pali). La seguente tabella propone una preliminare caratterizzazione geotecnica dei sedimenti meno profondi, per ogni prova eseguita nell'Ambito:

CPTU1

PROF. (m)	Cu (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Qult (kPa)	Descrizione
0-2,0	–	–	–	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/suolo
2,0-3,7	45	–	–	1,75		Argille e limi argillosi
3,7-6,4	70	–	–	1,80		Argille e limi argillosi

CPTU2

PROF. (m)	Cu (KPa)	δ' (°)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Qult (kPa)	Descrizione
0-2,0	–	–	–	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/suolo
2,0-3,4	45	–	–	1,75		Argille e limi argillosi
3,4-6,0	70	–	–	1,80		Argille e limi argillosi

CPTU3

PROF. (m)	Cu (kPa)	δ' (%)	D.R. (%)	γ (t/mc)	Qult (kPa)	Descrizione
0-2,2	–	–	–	1,70	240	Limi argillosi rimaneggiati/soilo
2,2-5,5	80	–	–	1,80		Argille e limi argillosi
5,5-6,2	100	–	–	1,85		Argille e limi argillosi

Caratterizzazione sismica

Aree suscettibili di effetti locali (tavola Ca.B.1.6a <<Microzonazione sismica>>) → l'Ambito ricade parzialmente in zona caratterizzata da sedimenti in cui è possibile che si verifichi liquefazione sotto impulsi ciclici dotati di magnitudo $\geq 5,5$. Le indagini penetrometriche espletate nell'Ambito, per l'inserimento nel POC (prove CPTU), hanno verificato la non liquefacibilità (LPI < 2); si segnala un blando incremento dei cedimenti post sisma cumulativi, (comunque contenuti entro i 3 cm), che interessano intervalli profondi e pertanto con scarsa possibilità di interazione con fondazioni superficiali.

Microzonazione sismica semplificata (ai sensi della DAL 112/2007) → contesto di "PIANURA1" con $V_{s30} = 250$ m/s). Amplificazione FA(Pga) = 1,7; FA SI (0,1s÷0,5s) = 1,9; FA SI (0,5s÷1,0s) = 2,5. Ag_{rif} 0,175g.

Esiti di Microzonazione sismica di terzo livello (ai sensi della DAL 112/2007) → Amplificazione FA(Pga) = 1,5; FA SI (0,1s÷0,5s) = 1,5, FA SI (0,5s÷1,0s) = 1,5. Accelerazione max al suolo = 0,27g. Per finalità di interesse ingegneristico, la modellazione numerica e le registrazioni HVSR evidenziano una frequenza fondamentale di vibrazione a circa 0,8 Hz (possibile risonanza con edifici molto elevati, cioè > 10 piani).

Prescrizioni e approfondimenti richiesti per la fase attuativa

- Lo studio geologico e sismico da espletarsi in fase attuativa dovrà risultare coerente con i contenuti richiesti dalla legge n. 64 del 02/02/1974, dal DM dell'11/03/1988 e DM 14/01/2008. Lo studio dovrà risultare inoltre coerente con la normativa sismica elaborata per il PSC/RUE e con gli esiti dello studio sismico elaborato per l'inserimento dell'Ambito nel POC (vedi: caratterizzazione sismica).
- Il numero delle verticali d'indagine e la loro profondità dovranno essere congrui all'importanza dell'opera di progetto e dovranno essere spinte in profondità fino a garantire un intervallo di conoscenza proporzionato alle strutture, comunque almeno fino a 20 metri dal piano campagna.
- Sebbene le indagini espletate per il POC non hanno evidenziato particolari criticità dal punto di vista sismico (liquefacibilità e cedimenti post sisma), il contesto geologico impone massima cautela e la necessità di eseguite prove penetrometriche finalizzate a verifiche quantitative della propensione alla liquefazione nel caso di presenza di strutture sepolte granulari non rilevate in fase di indagine preliminare (POC). In tal senso, in fase di analisi per il PUA si consiglia l'esecuzione di prove penetrometriche elettriche con piezocono (CPTU), da spingersi fino a 20 metri di profondità. La quantificazione della liquefacibilità e dei cedimenti post sisma elaborate potrà basarsi sulla stima del rapporto CRR/CSR, considerando i seguenti parametri sismici di riferimento:
 - accelerazione massima orizzontale al suolo ag definita dalla modellazione (0,27g)
 - terremoto di progetto con $M \geq 6,14$
- Nel caso gli esiti speditivi ricavati dalle ulteriori prove CPTU riscontrassero intervalli liquefacibili e/o cedimenti post sisma significativi, con effetti non trascurabili in superficie o alle quote di incastro delle possibili fondazioni di progetto, si dovrà procedere ineludibilmente alle seguenti verifiche più approfondite:
 - prelievo di campioni di sedimenti negli intervalli più critici interessati da potenziale



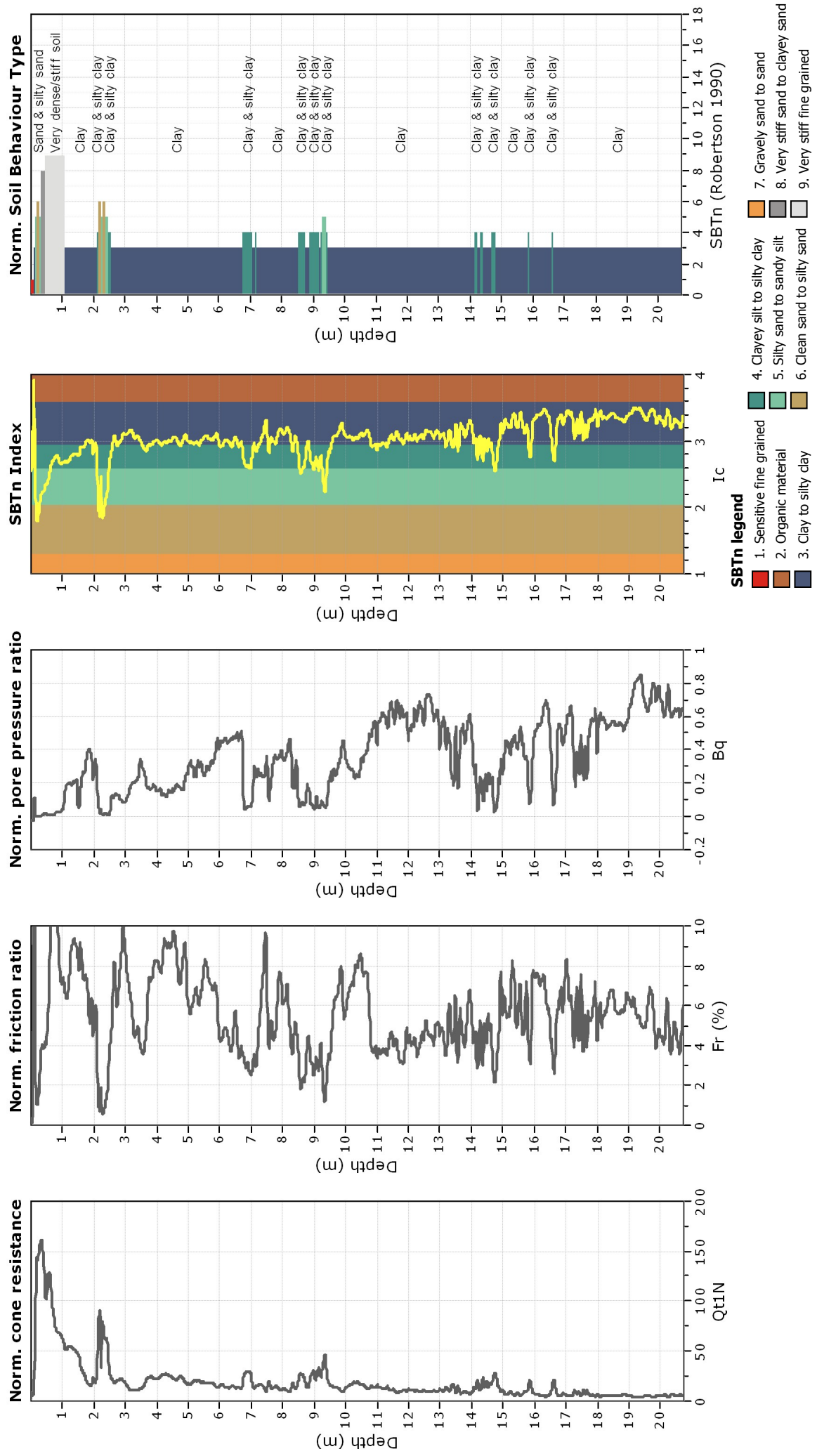
liquefazione, per effettuare specifiche prove geotecniche di laboratorio (es. prove triassiali cicliche), e finalizzate alla valutazione delle resistenze alla liquefazione (CRR) dello strato/intervallo in questione

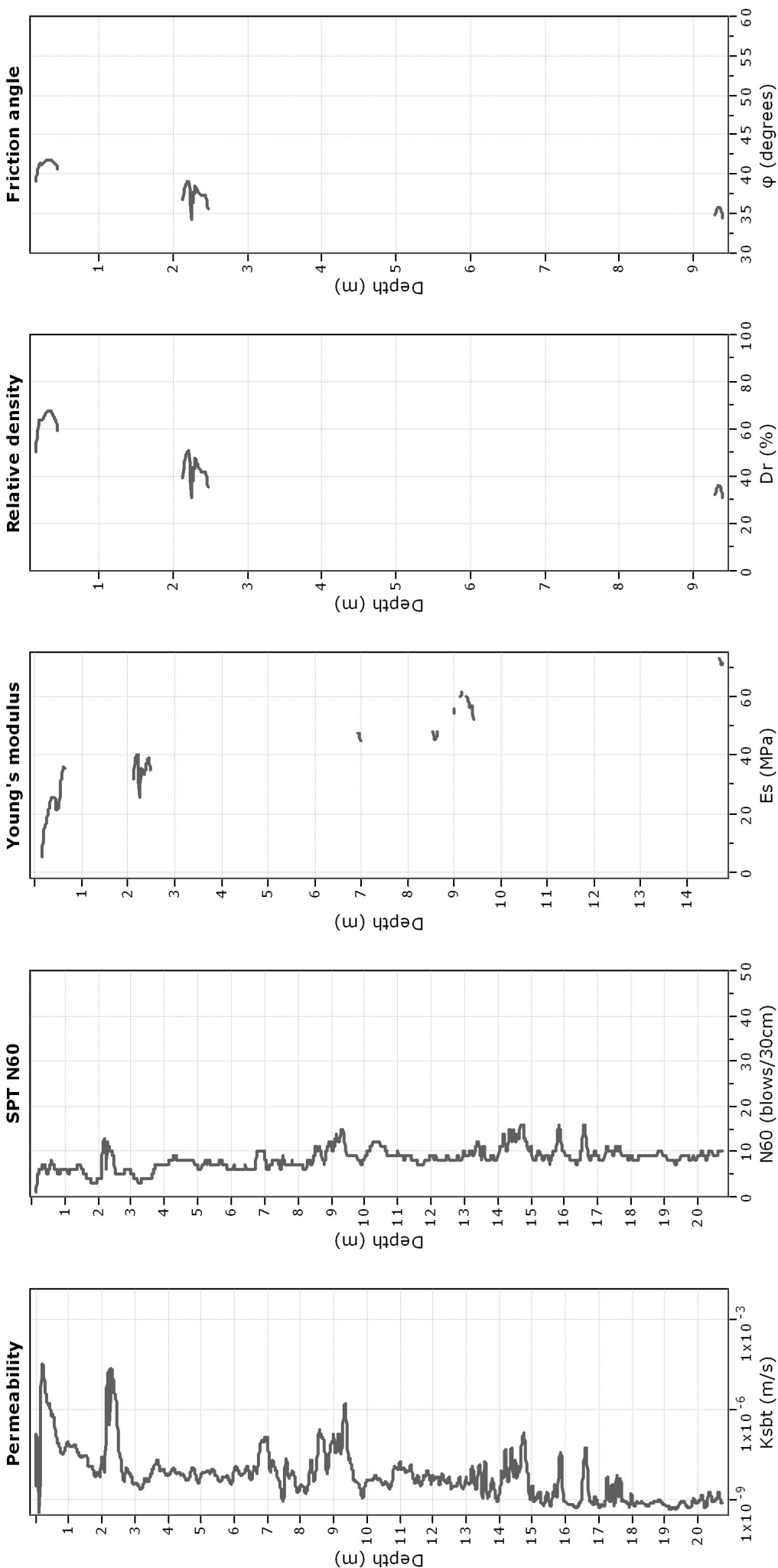
prelievo di campioni di sedimenti fini a bassa coesione, negli intervalli interessati da potenziale perdite di resistenza ("cyclic softening") e cedimenti, per effettuare specifiche analisi di laboratorio (contenuto d'acqua; limiti di Atterberg; prove edometriche, ecc.).

- Le indagini dovranno essere finalizzate alla migliore definizione del livello statico della falda locale (fondamentale anche per gli aspetti sismici – liquefazione e cedimenti), alla determinazione dei parametri meccanici di massima e alla definizione tessiturale del sottosuolo indagato.

CPT: CPTU-01

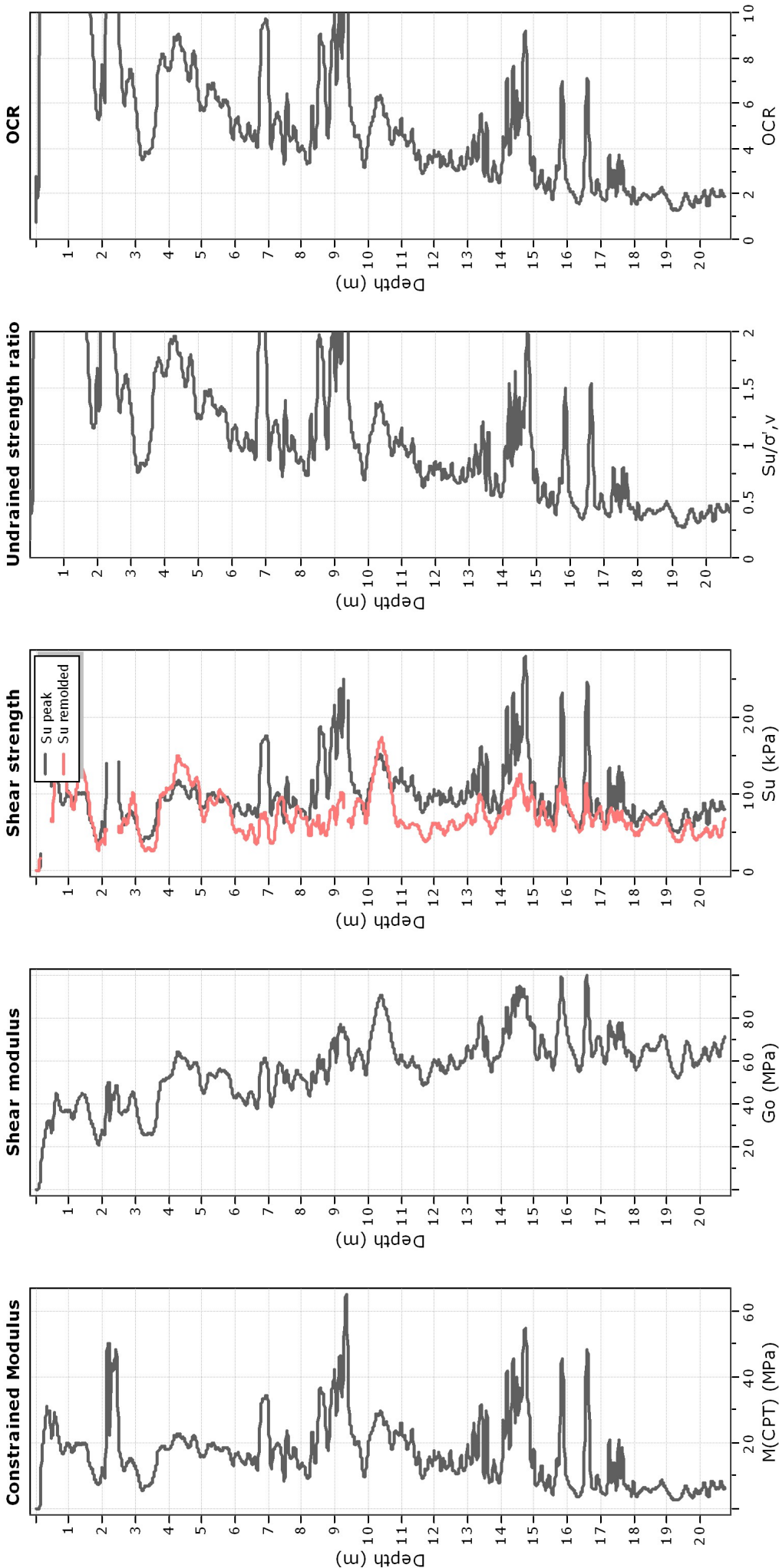
Total depth: 20.74 m, Date: 22/07/2013





Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n
SPT N_{60} : Based on I_c and q_t
Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009) —●— User defined estimation data
Relative desnisty constant, C_{dr} : 350.0
Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)



Calculation parameters

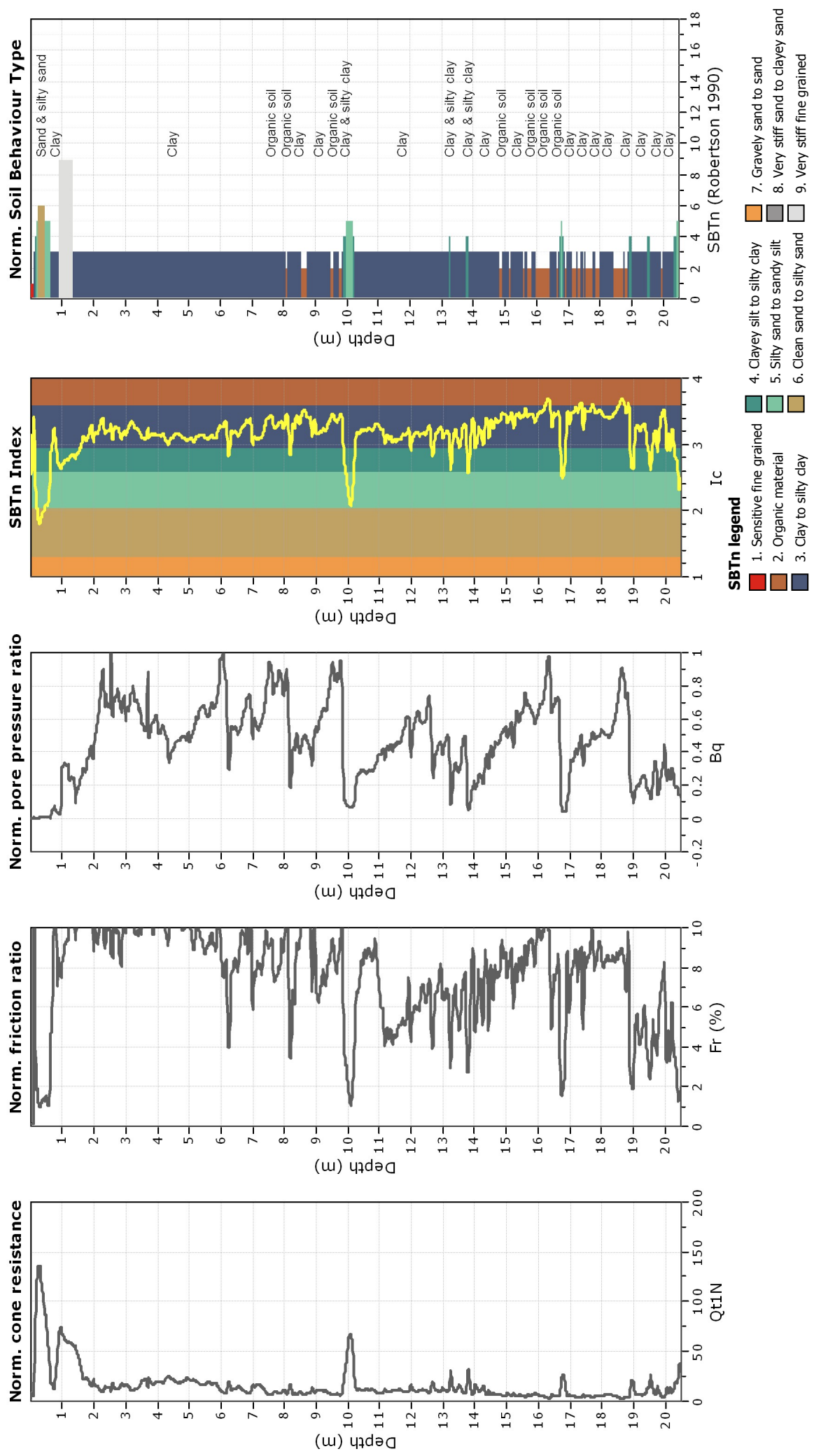
Constrained modulus: Based on variable $\alpha/\rho/\eta/\alpha$ using I_c and Q_m (Robertson, 2009)

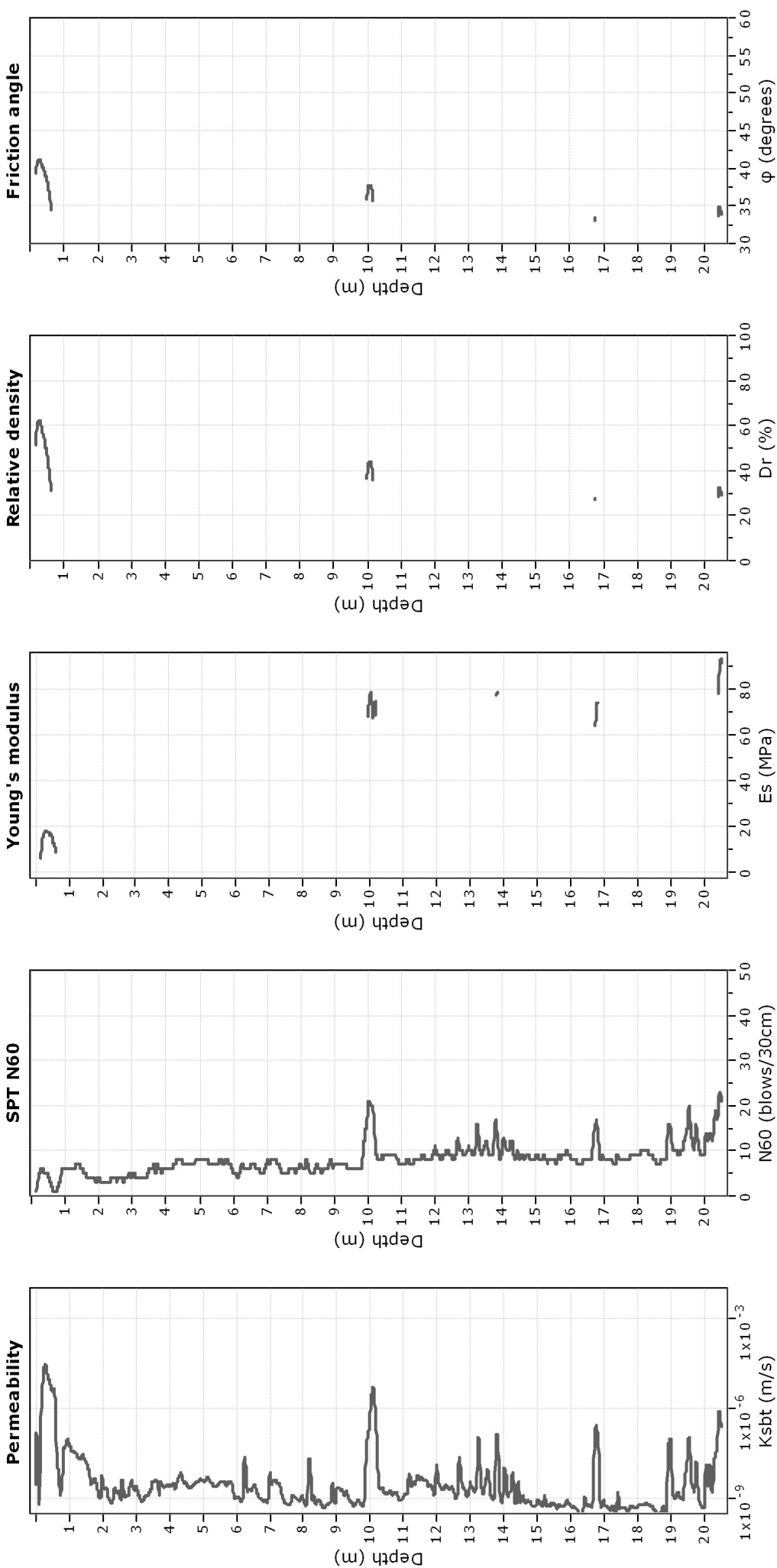
G_0 : Based on variable $\alpha/\rho/\eta/\alpha$ using I_c (Robertson, 2009)

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

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

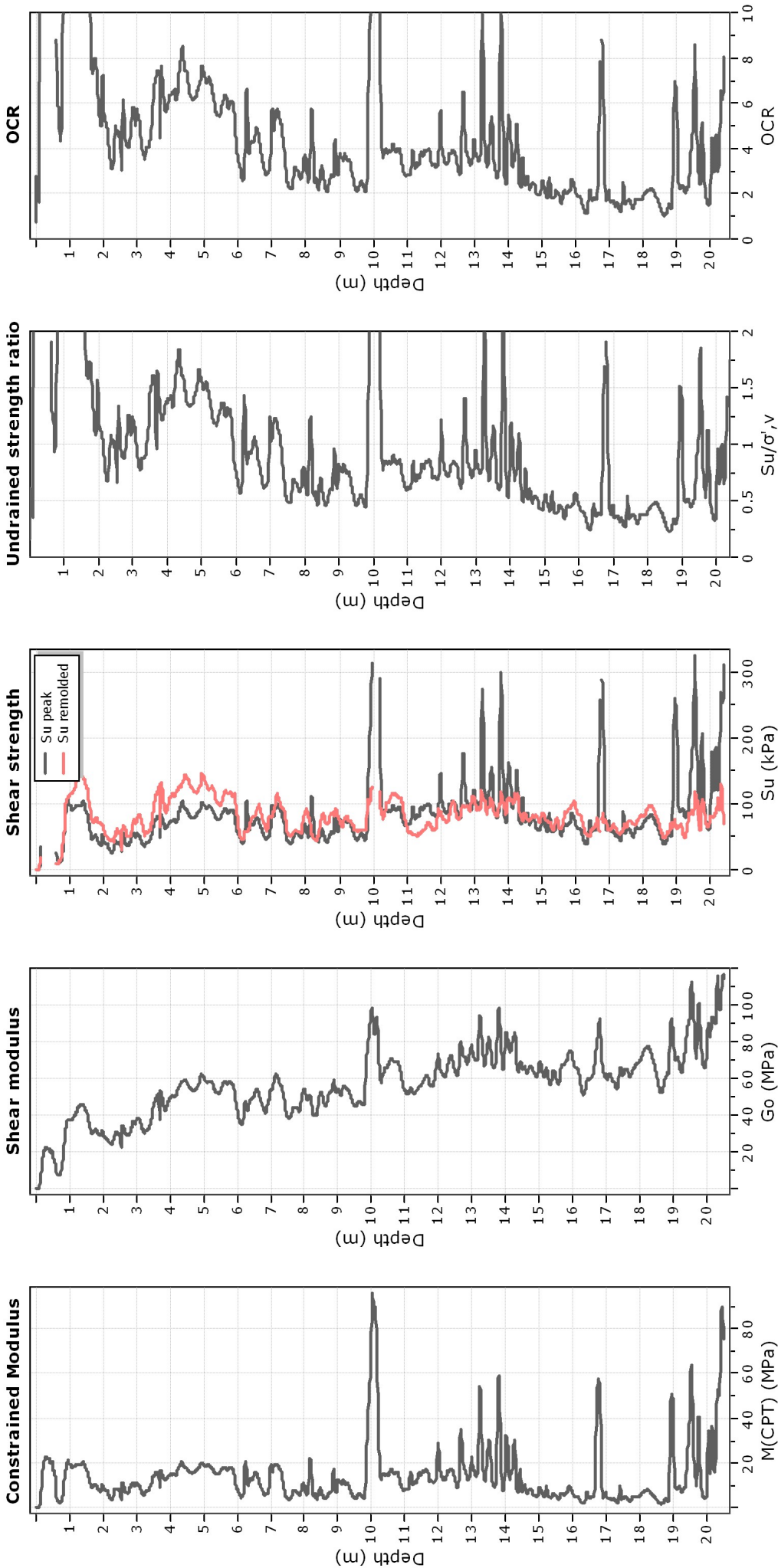
— User defined estimation data





Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n
SPT N_{60} : Based on I_c and q_t
Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009) —●— User defined estimation data
Relative density constant, C_{Dr} : 350.0
Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)



Calculation parameters

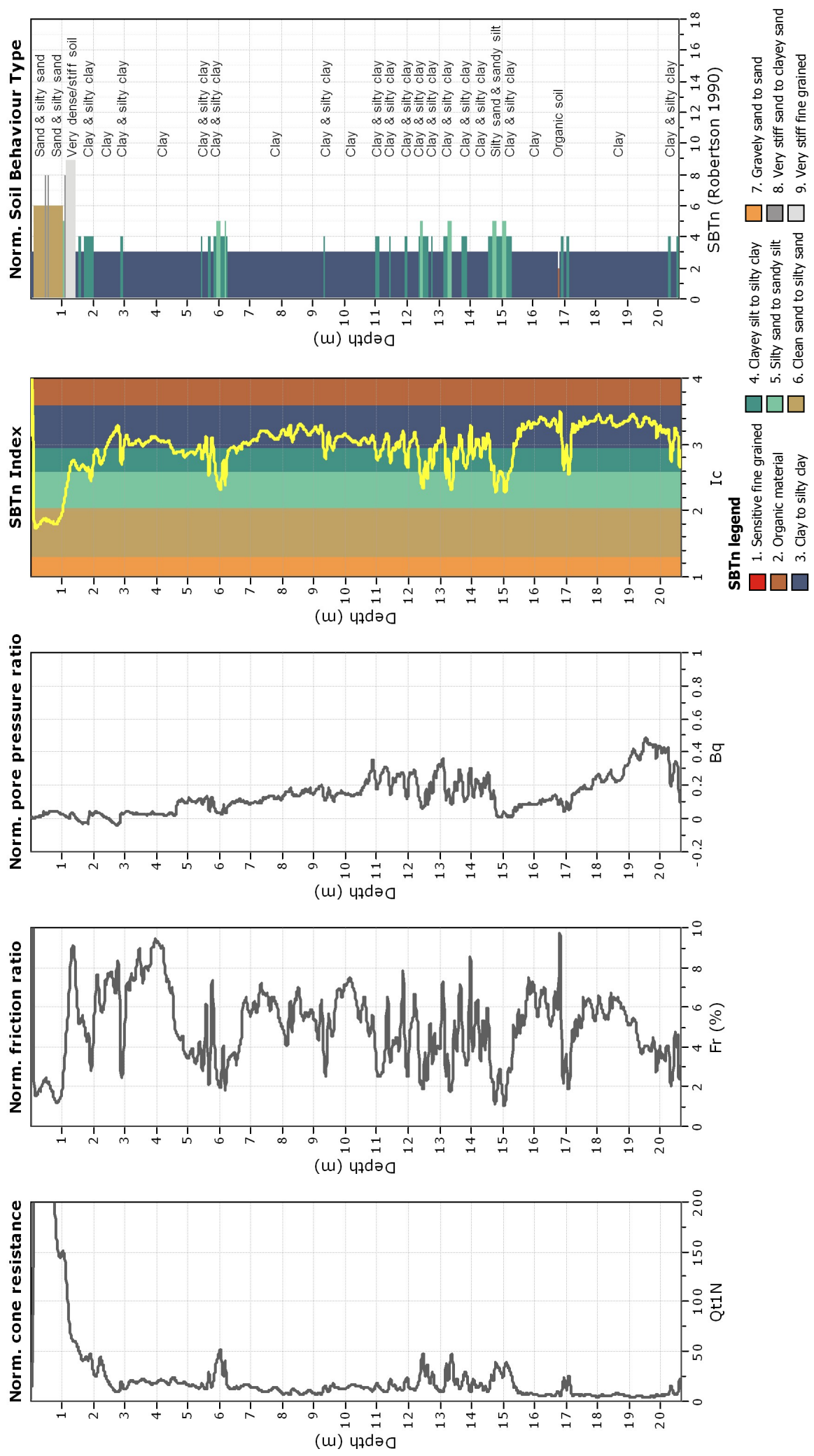
Constrained modulus: Based on variable $\alpha/\rho/\eta/\alpha$ using I_c and Q_m (Robertson, 2009)

Go: Based on variable $\alpha/\rho/\eta/\alpha$ using I_c (Robertson, 2009)

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

OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

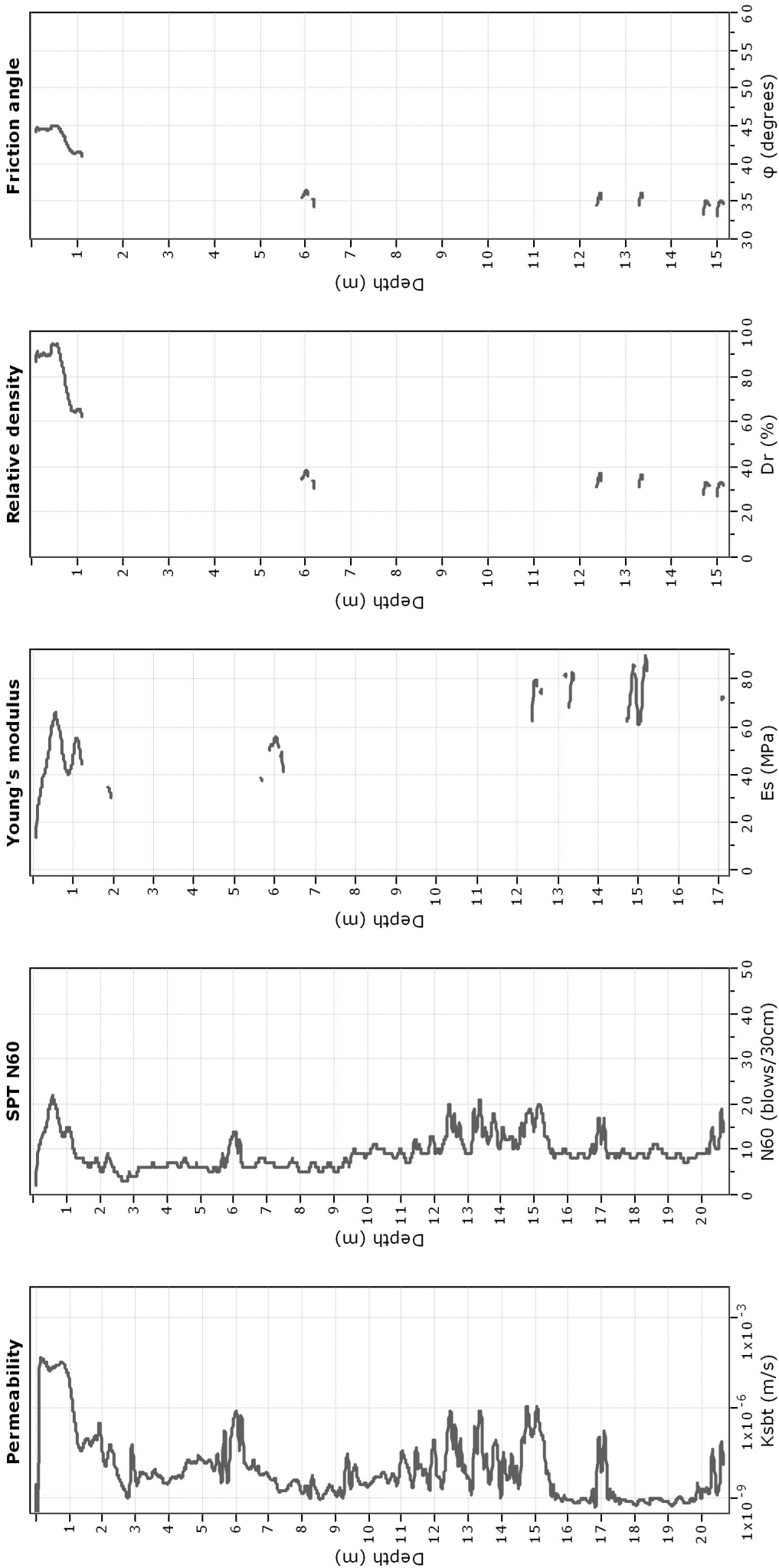
—●— User defined estimation data



STUDIO SAMUEL SANGIORGI

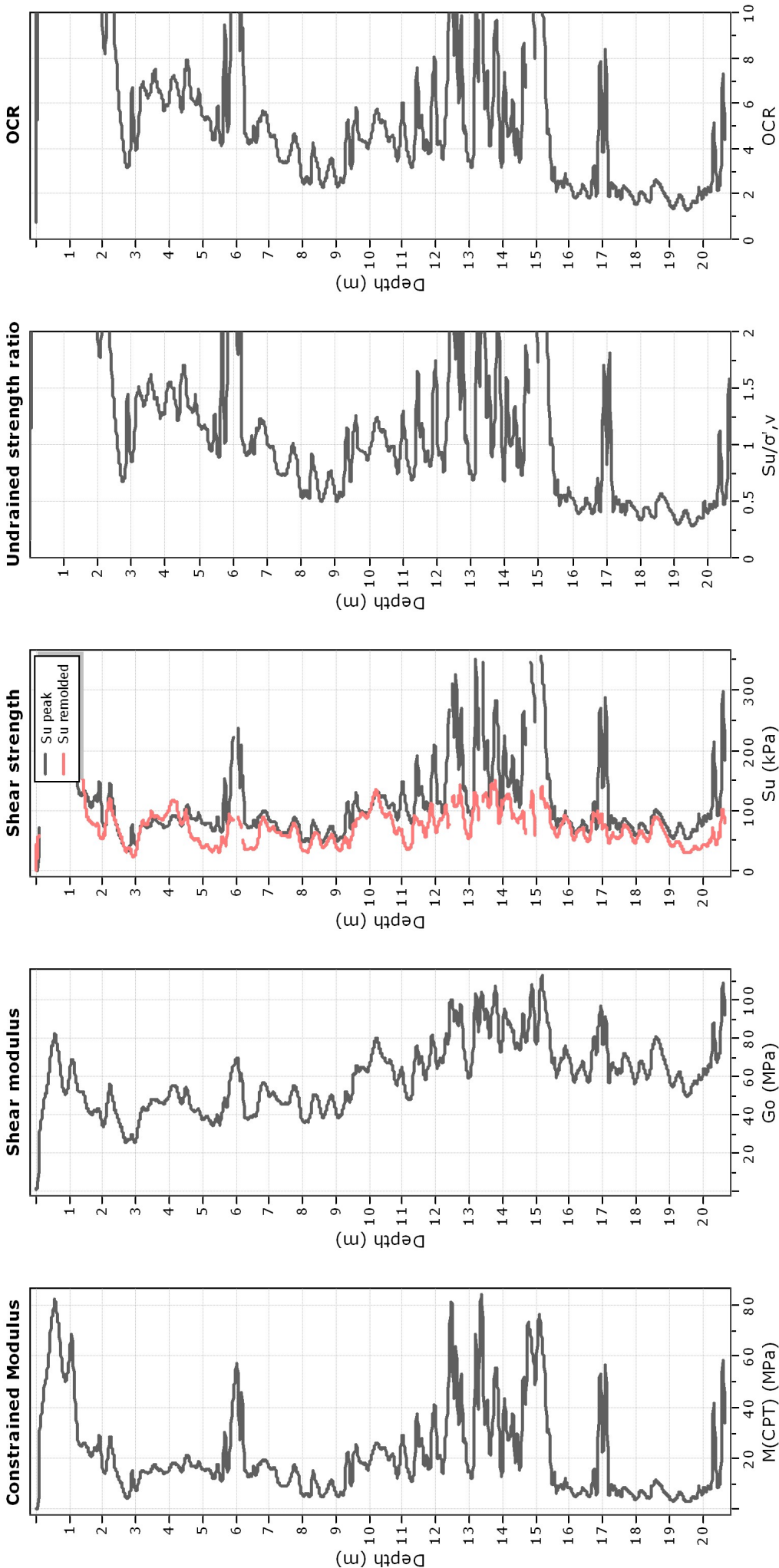
Geologia Applicata
via Valsellustra 32 40060 Dozza - BO
<http://www.studiosamuelsangiorgi.eu>

CPT: CPTU-03
Total depth: 20.66 m



Calculation parameters

Permeability: Based on SBT_n
SPT N_{60} : Based on I_c and q_t
Young's modulus: Based on variable alpha using I_c (Robertson, 2009)
Relative desnisty constant, C_{dr} : 350.0
Phi: Based on Kulhawy & Mayne (1990)
—●— User defined estimation data



Calculation parameters

Constrained modulus: Based on variable $\alpha/\rho/\eta$ using I_c and Q_m (Robertson, 2009)

Go: Based on variable $\alpha/\rho/\eta$ using I_c (Robertson, 2009)

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

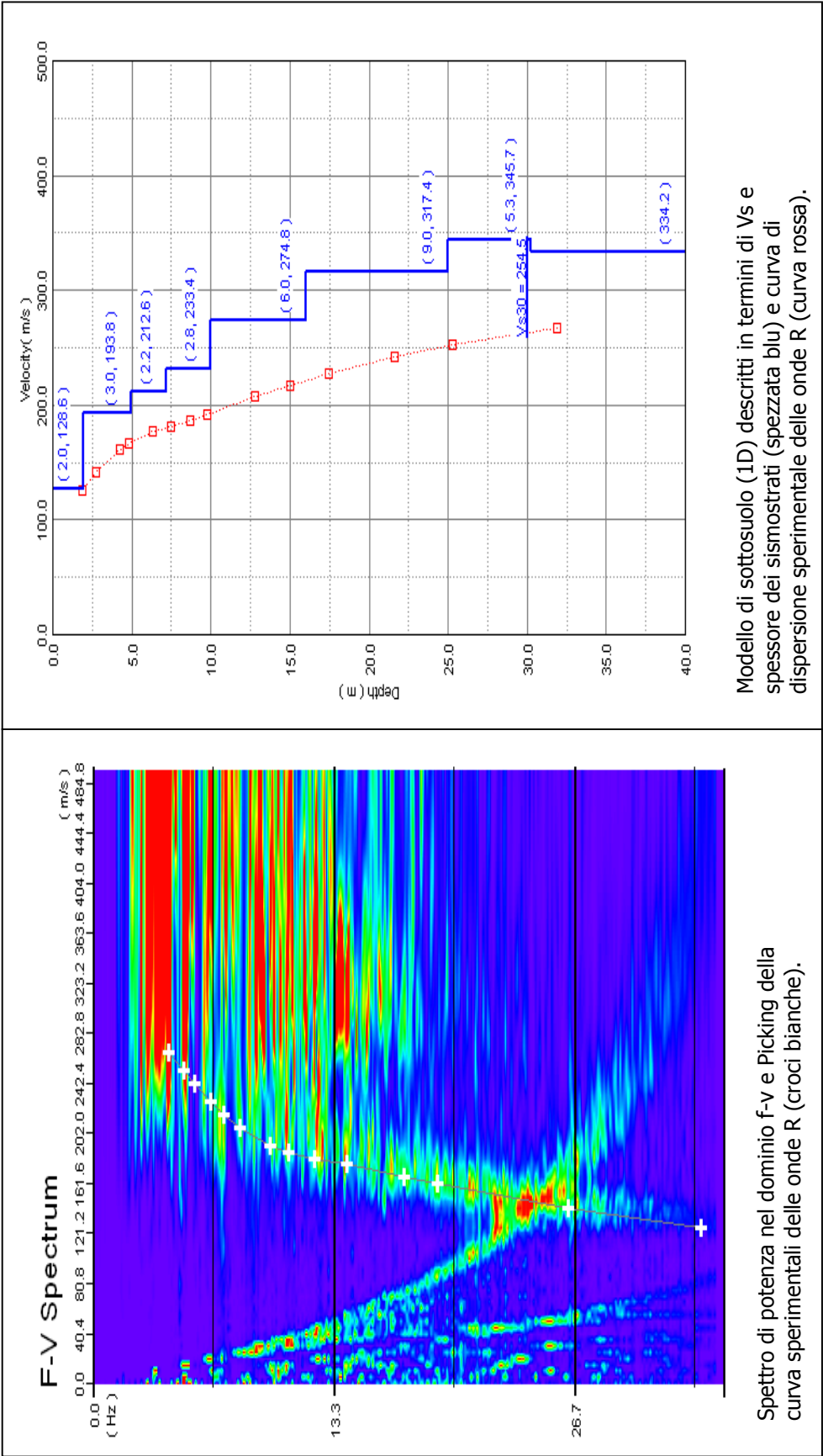
OCR factor for clays, N_{kt} : 0.33

—●— User defined estimation data

Sito di indagine: Comune di Castenaso – Ambito C3.1 “C/O Centro Sportivo”

n. tracce	Δx (m)	Δt (ms)	T (s)	L tot (m)
25	3	2	32,0	69

Δx : interdistanza geofonica; Δt : passo di campionamento; T: durata registrazione; L tot: lunghezza profilo.



CASTENASO - VARIANTE POC 2013 - TR1

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 09/07/13 09:00:50 End recording: 09/07/13 09:20:51

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 82% trace (manual window selection)

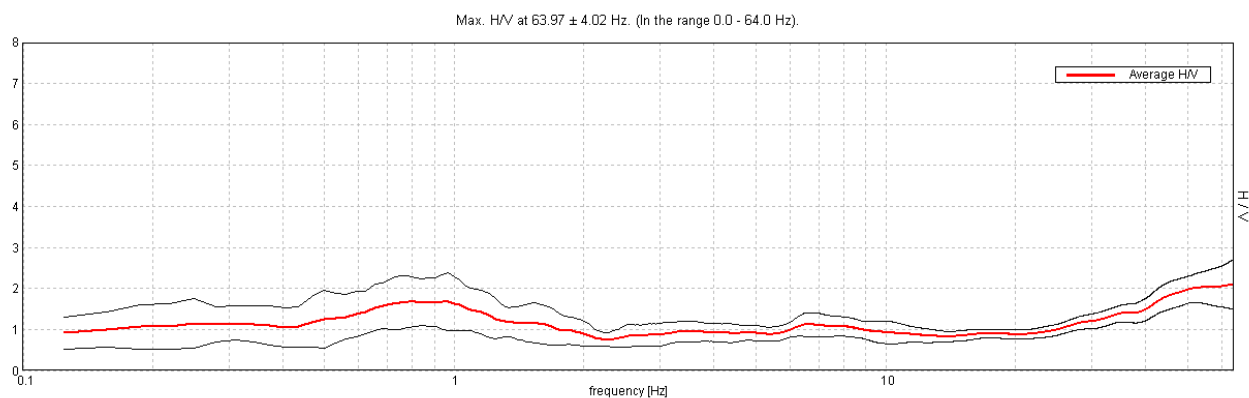
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

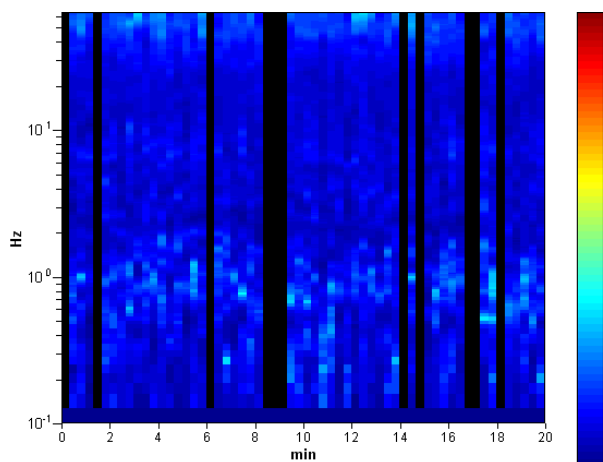
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 12%

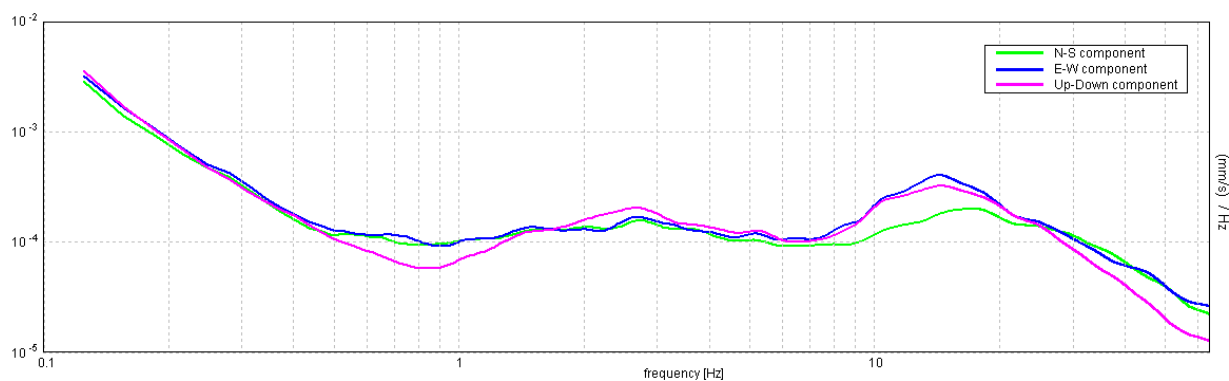
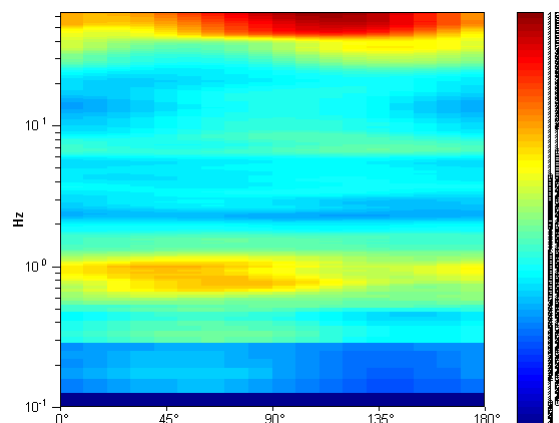
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



CASTENASO - VARIANTE POC 2013 - TR2

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 09/07/13 09:59:57 End recording: 09/07/13 10:19:58

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 82% trace (manual window selection)

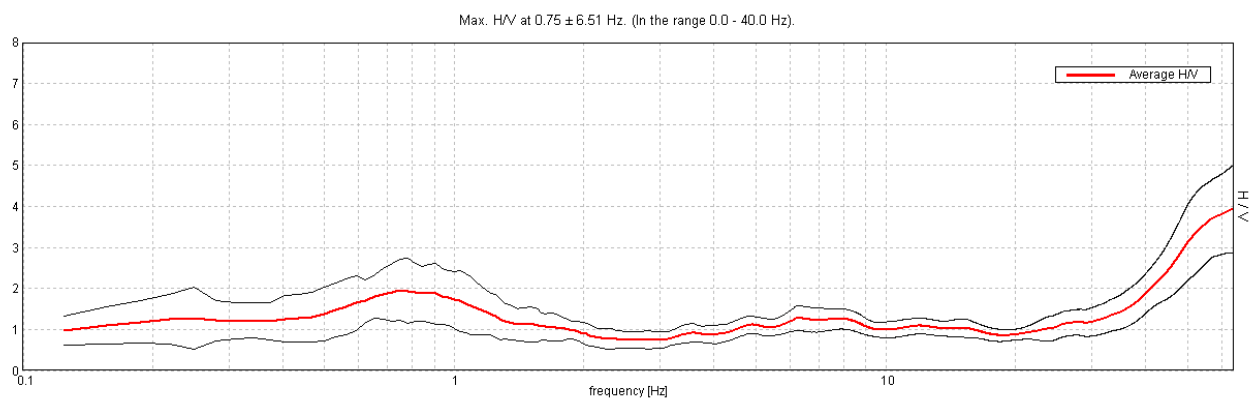
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

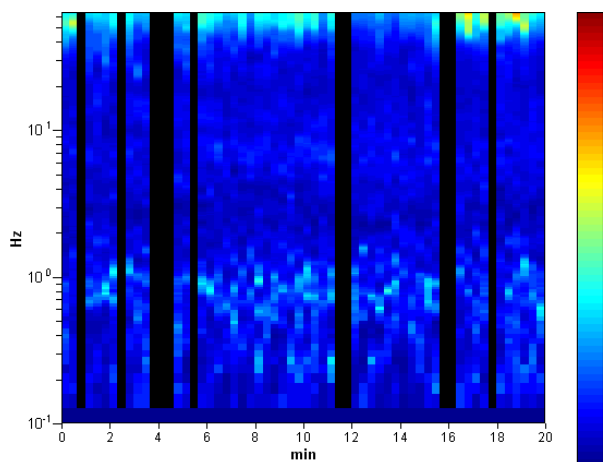
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 12%

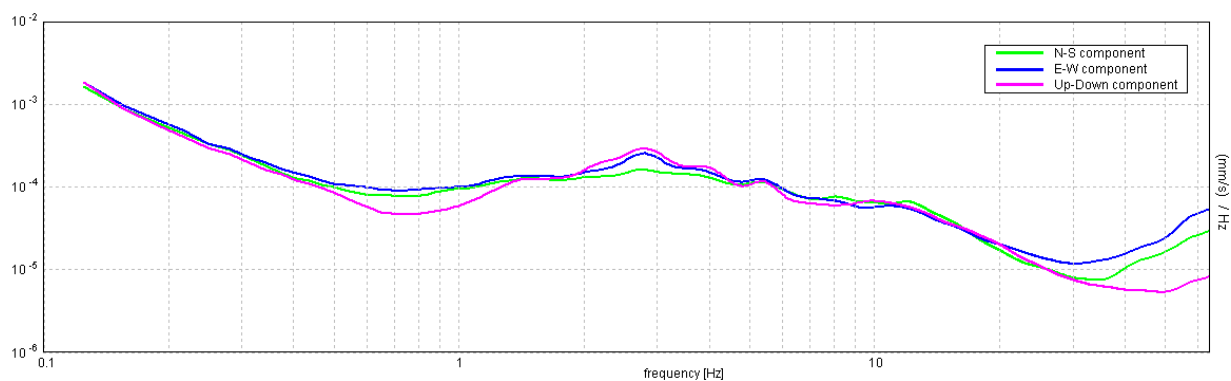
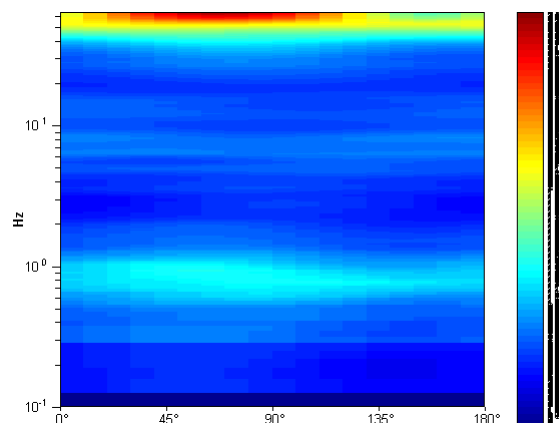
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



CASTENASO - VARIANTE POC 2013 - TR3

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 09/07/13 10:33:45 End recording: 09/07/13 10:53:46

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 83% trace (manual window selection)

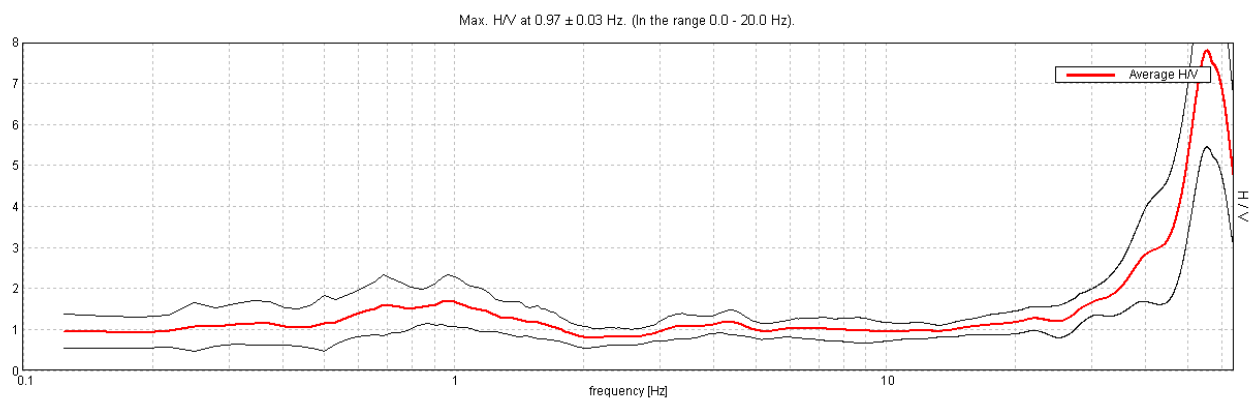
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

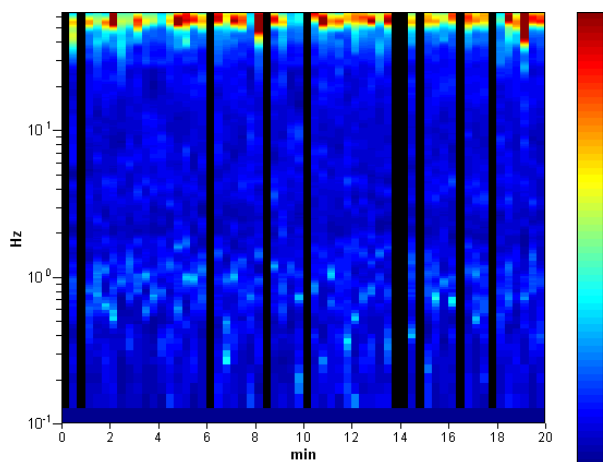
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 12%

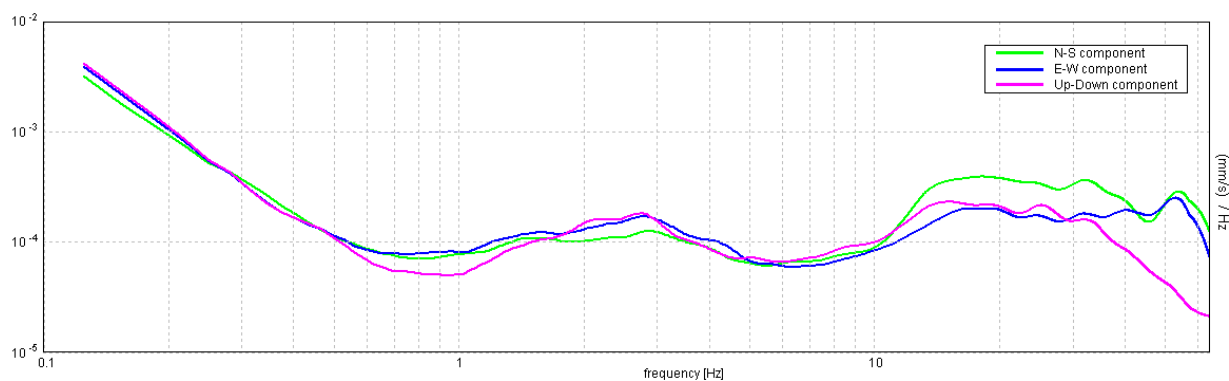
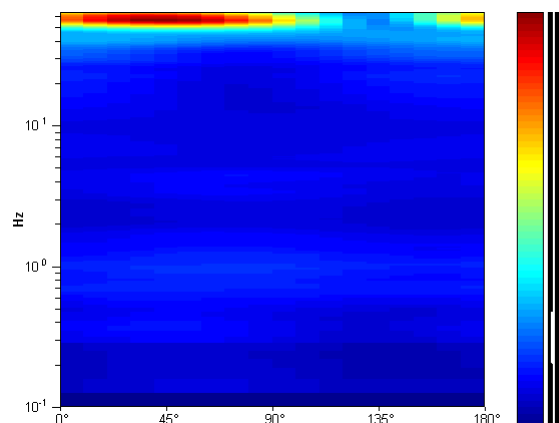
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY



DIRECTIONAL H/V



CASTENASO - VARIANTE POC 2013 - TR4

Instrument: TRZ-0108/01-10

Start recording: 09/07/13 10:59:34 End recording: 09/07/13 11:19:35

Channel labels: NORTH SOUTH; EAST WEST ; UP DOWN

Trace length: 0h20'00". Analyzed 87% trace (manual window selection)

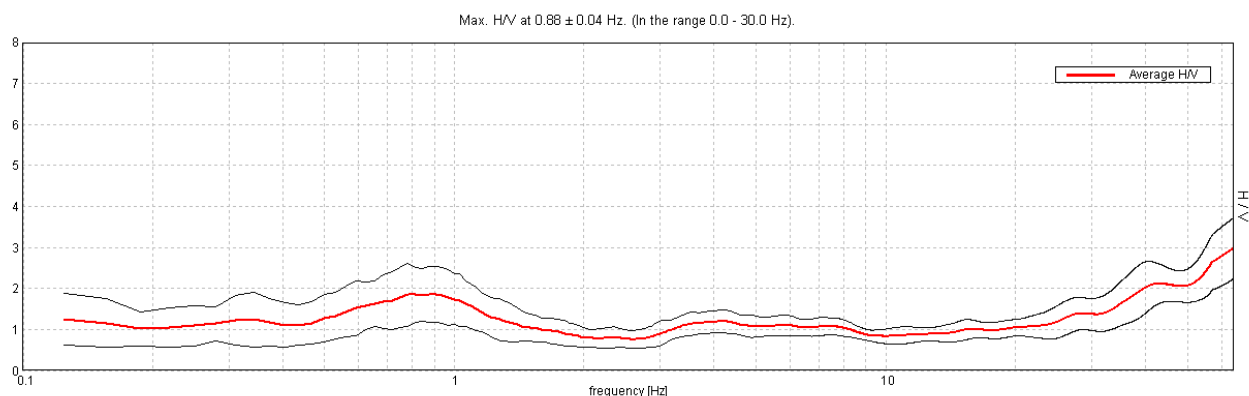
Sampling rate: 128 Hz

Window size: 20 s

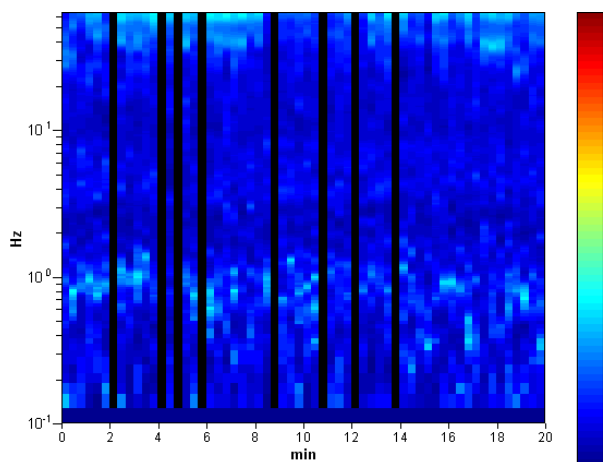
Smoothing type: Triangular window

Smoothing: 12%

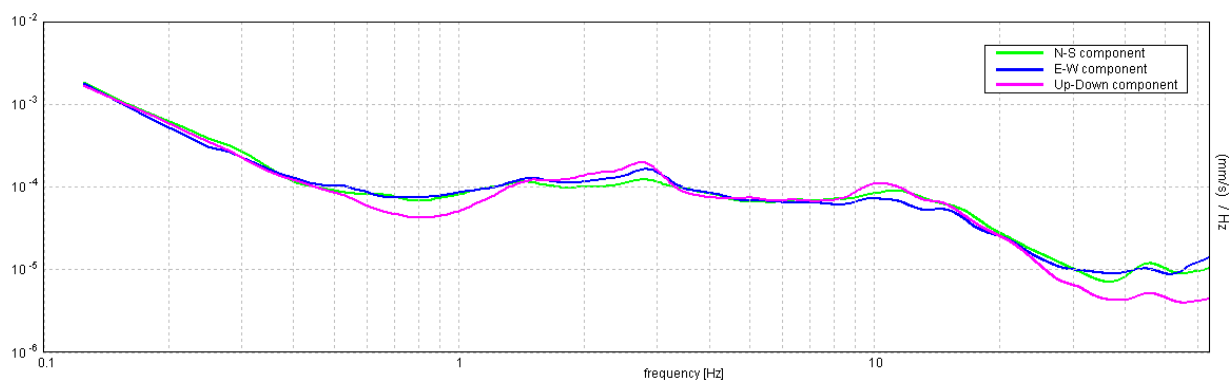
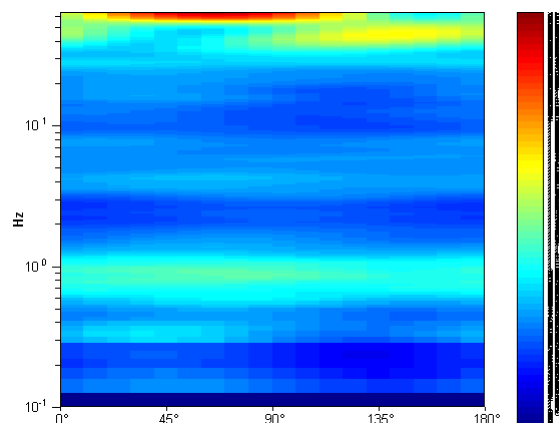
HORIZONTAL TO VERTICAL SPECTRAL RATIO



H/V TIME HISTORY

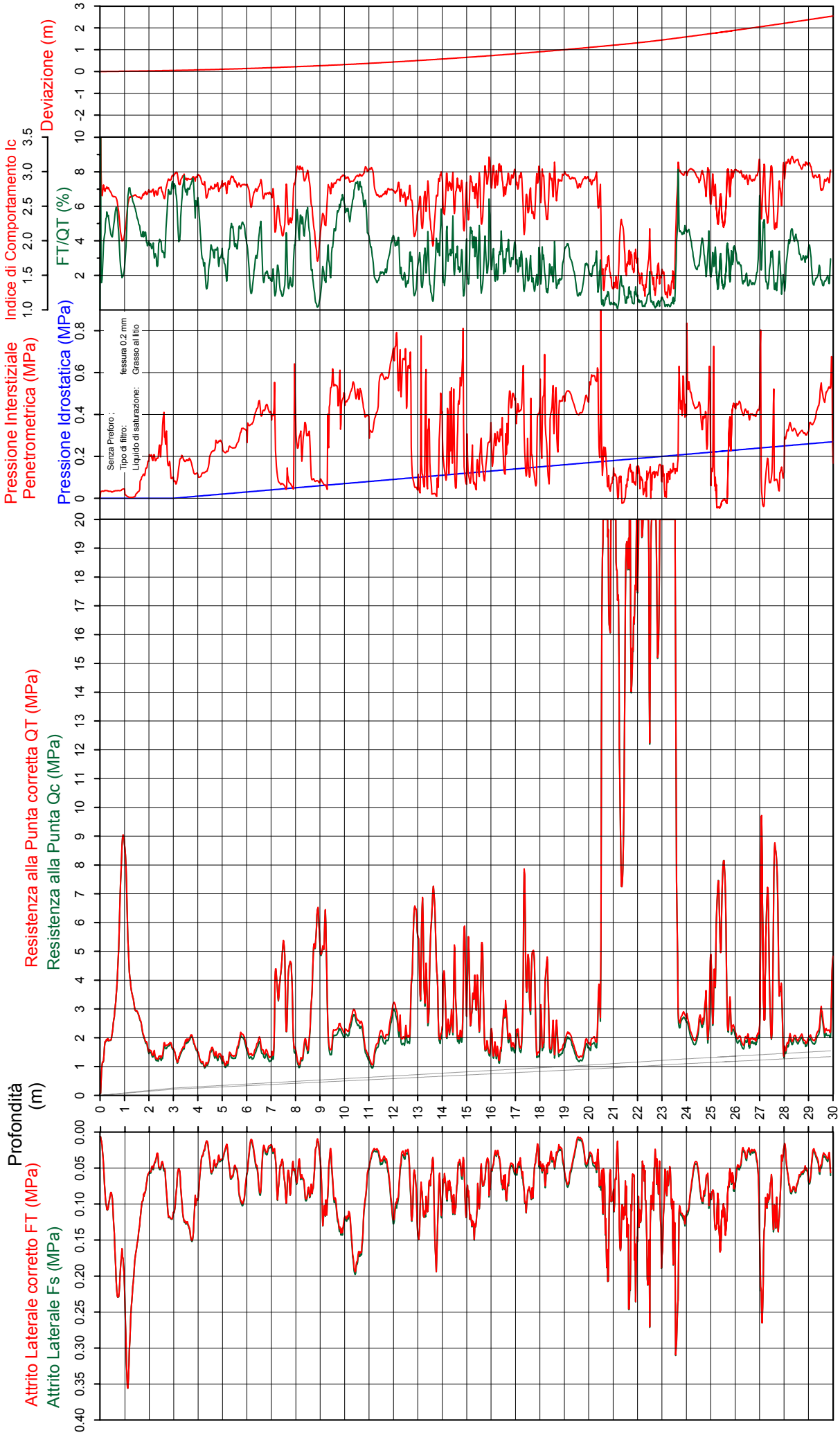


DIRECTIONAL H/V

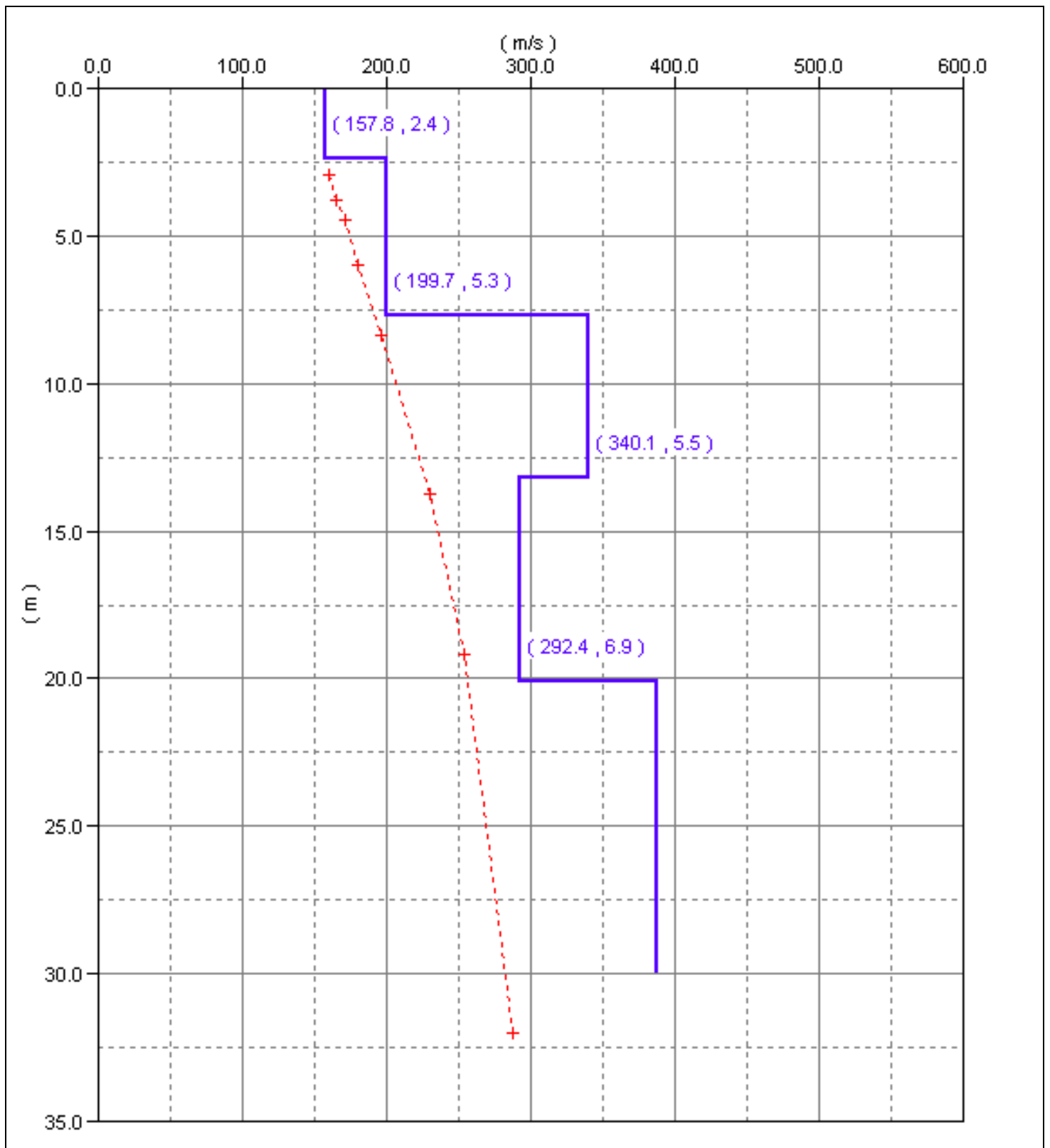


Comune		Castenaso		Falda		3m	
Via		Poppi		Sigla della Punta		Tecnopenta 100707	
Localita'		Castenaso		Azzeramento		Inizio prova	
Committente		Viel & Sangiorgi		Ultimo taratura guadagno		6-mag-2008	
Data		27-mag-08		Ultimo taratura per deriva termica		7-gen-2008	

CPTU 2



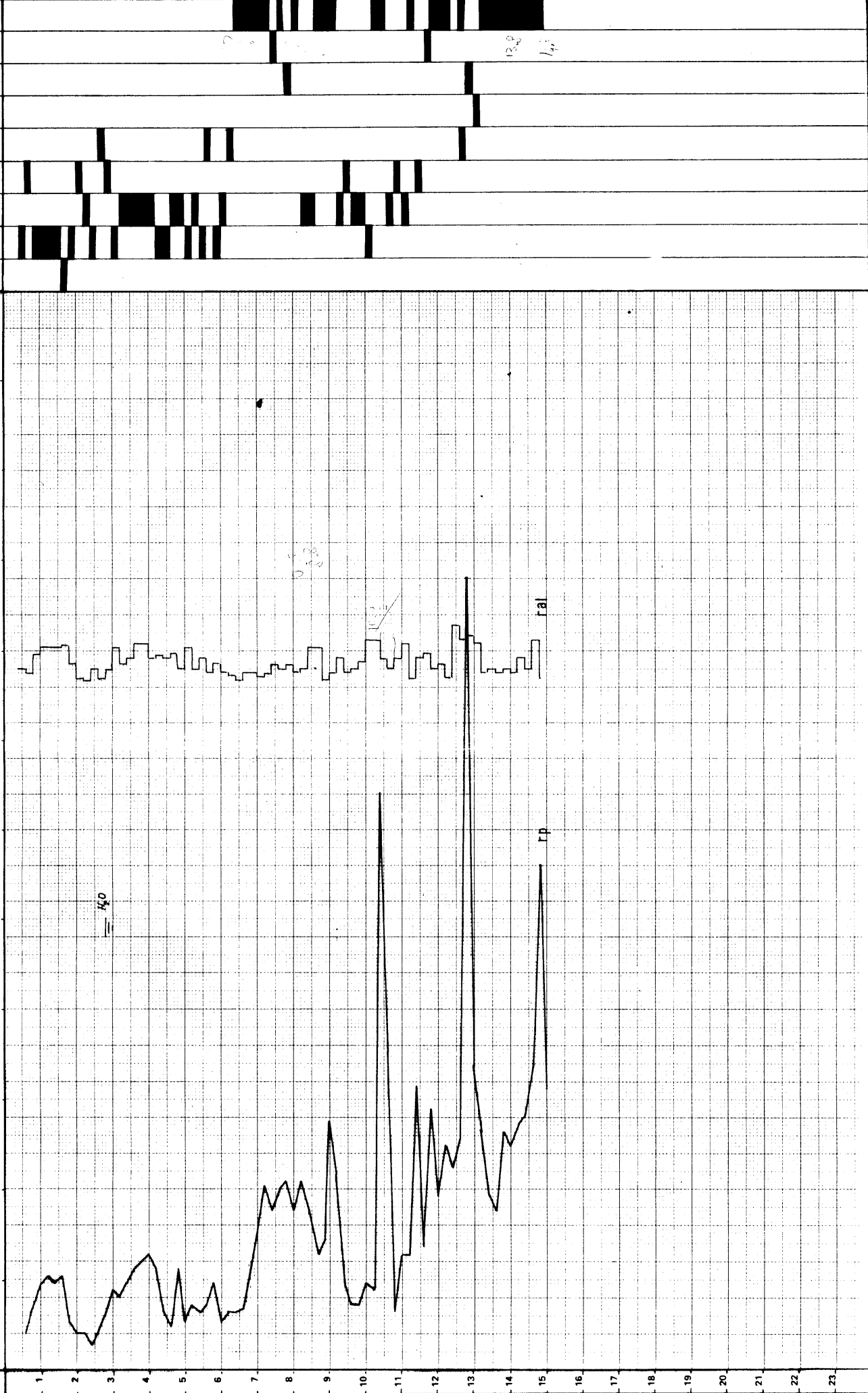
CASTENASO-VIA DEL FRULLO



DATA: Febbraio 1988

CLASSIFICAZIONE DEI TERRENI SECONDO LA TEORIA DI BEGMANN

Profondità (m)	Resistenza laterale totale (kg)															Argille molli	Argille	Argille limose	Limi argillosi	Limi sabbiosi	Sabbie limose	Sabbie fini	Sabbie grosse	Chie e sabbia
	1000	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	10000	11000	12000	13000	14000										



GEO-PROBE

40134 BOLOGNA

Via C. Treves, 44/c - Tel. 051/42.35.10

CPT (CONE PENETROMETER TEST)

N. 2

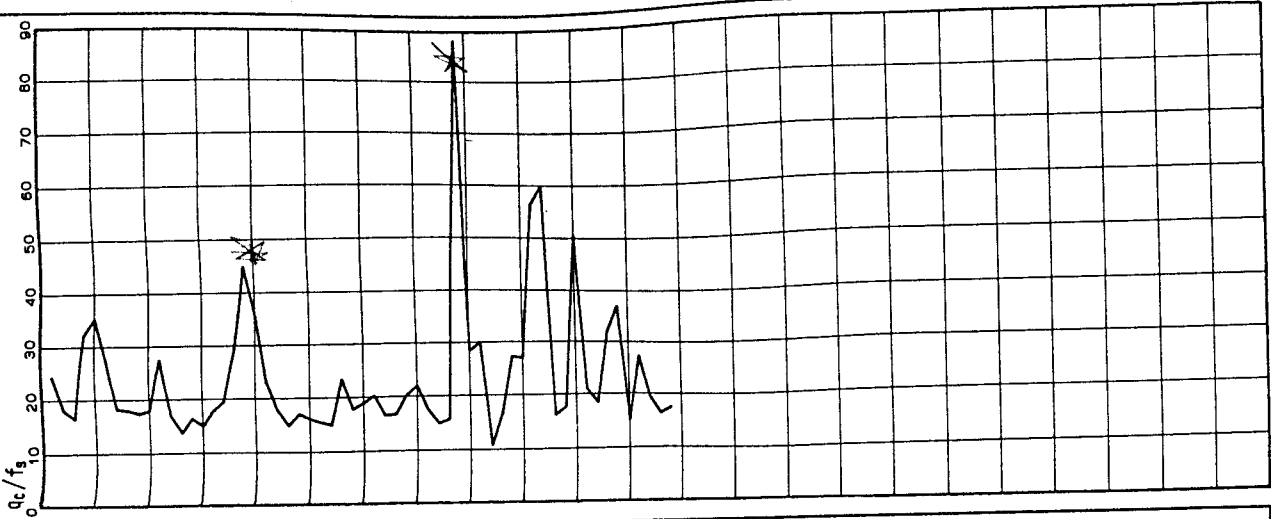
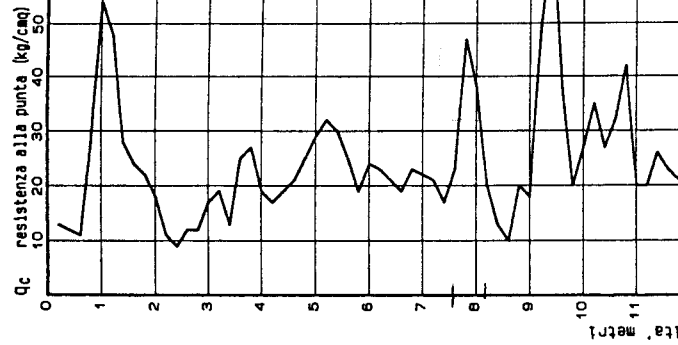
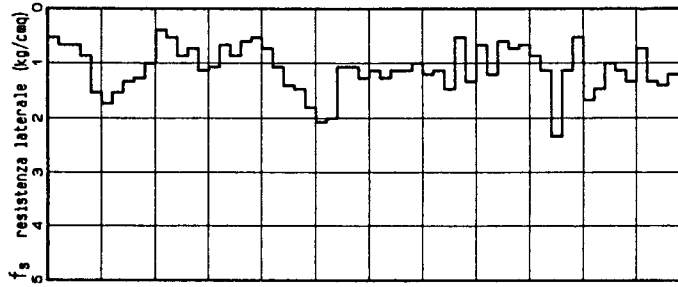
N. Certificato: 92134002

Committente: Comune di Castenaso

Località: Castenaso (Bo) via del Frullo

221CC05A

Data: 16/07/92



Quota di falda: -2.40 m.

GEO-PROBE

40134 BOLOGNA

Via C. Treves, 44/C - Tel. 051/42.35.10

CPT (CONE PENETROMETER TEST)

N. 3

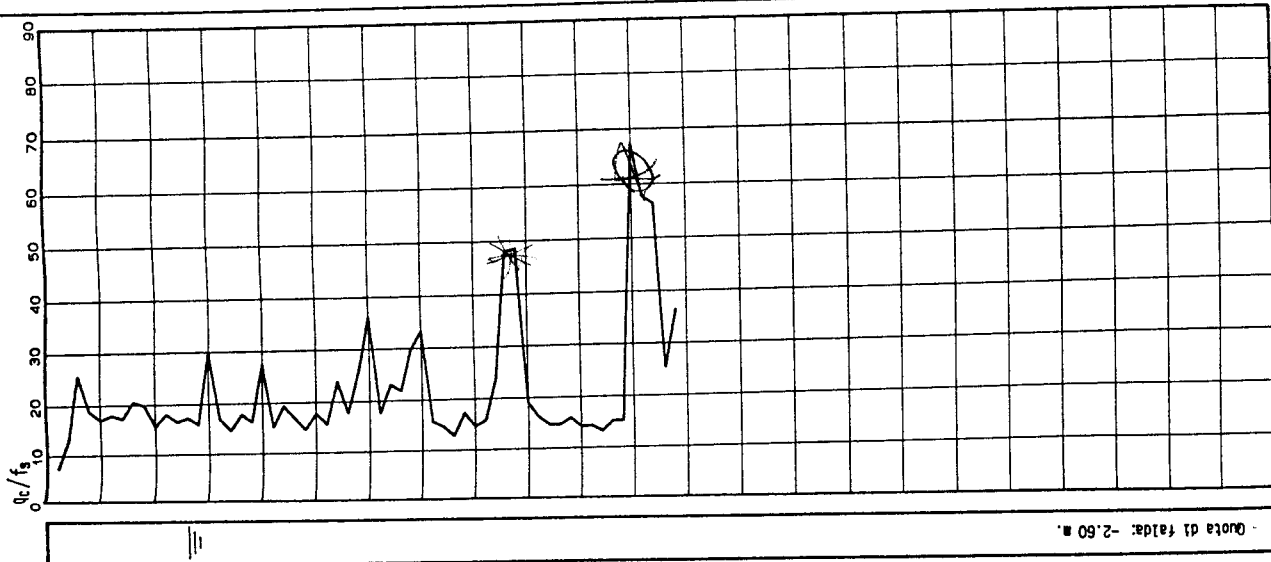
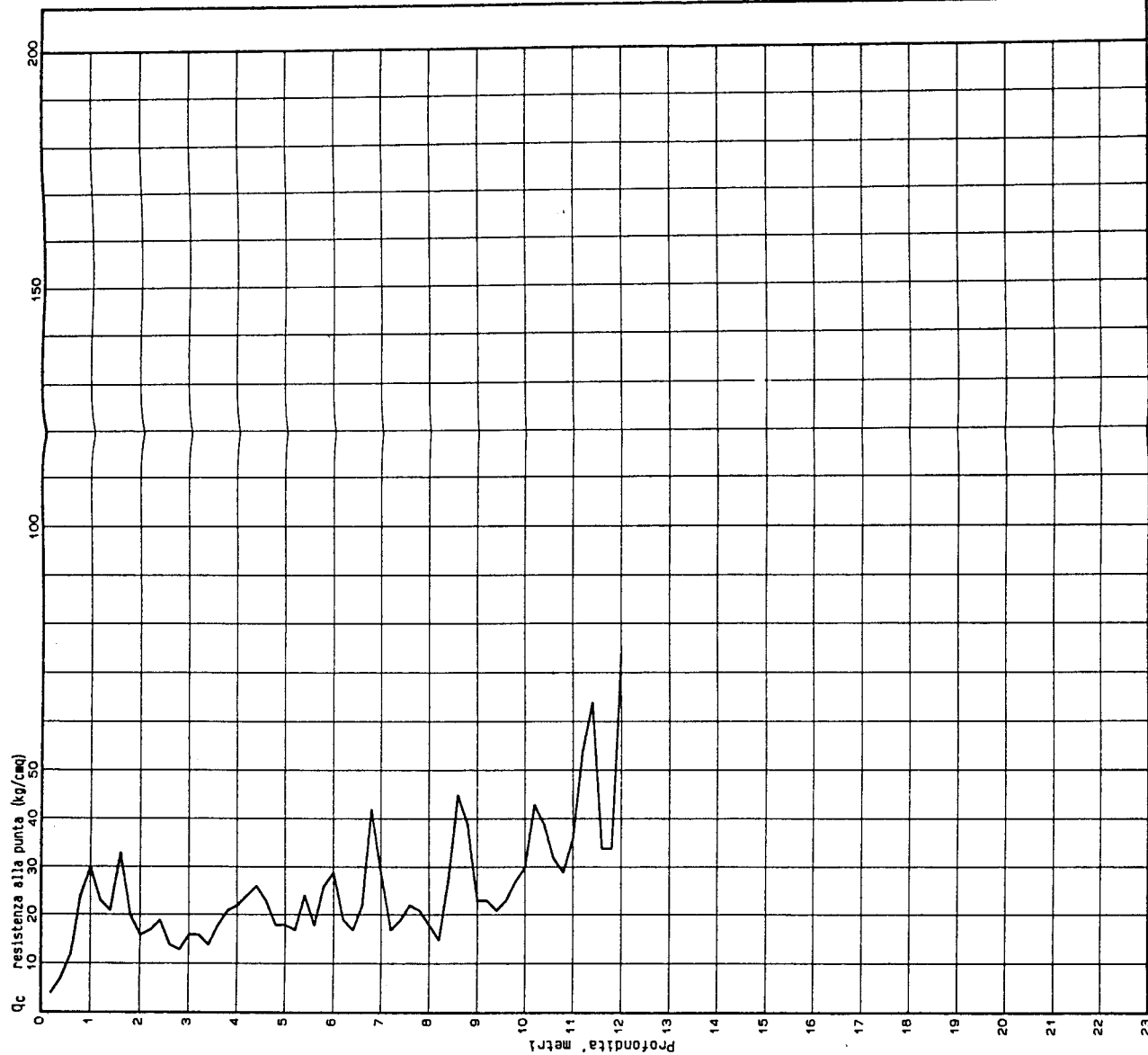
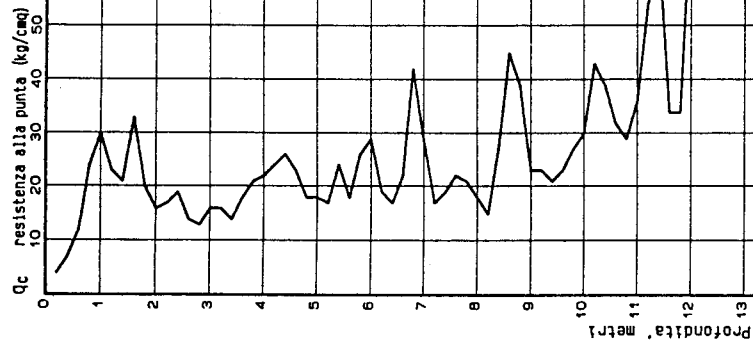
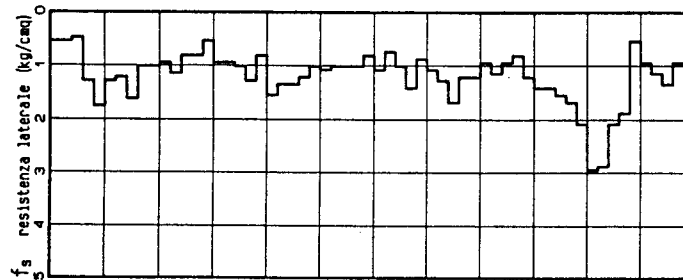
N. Certificato: 92134003

Committente: Comune di Castenaso

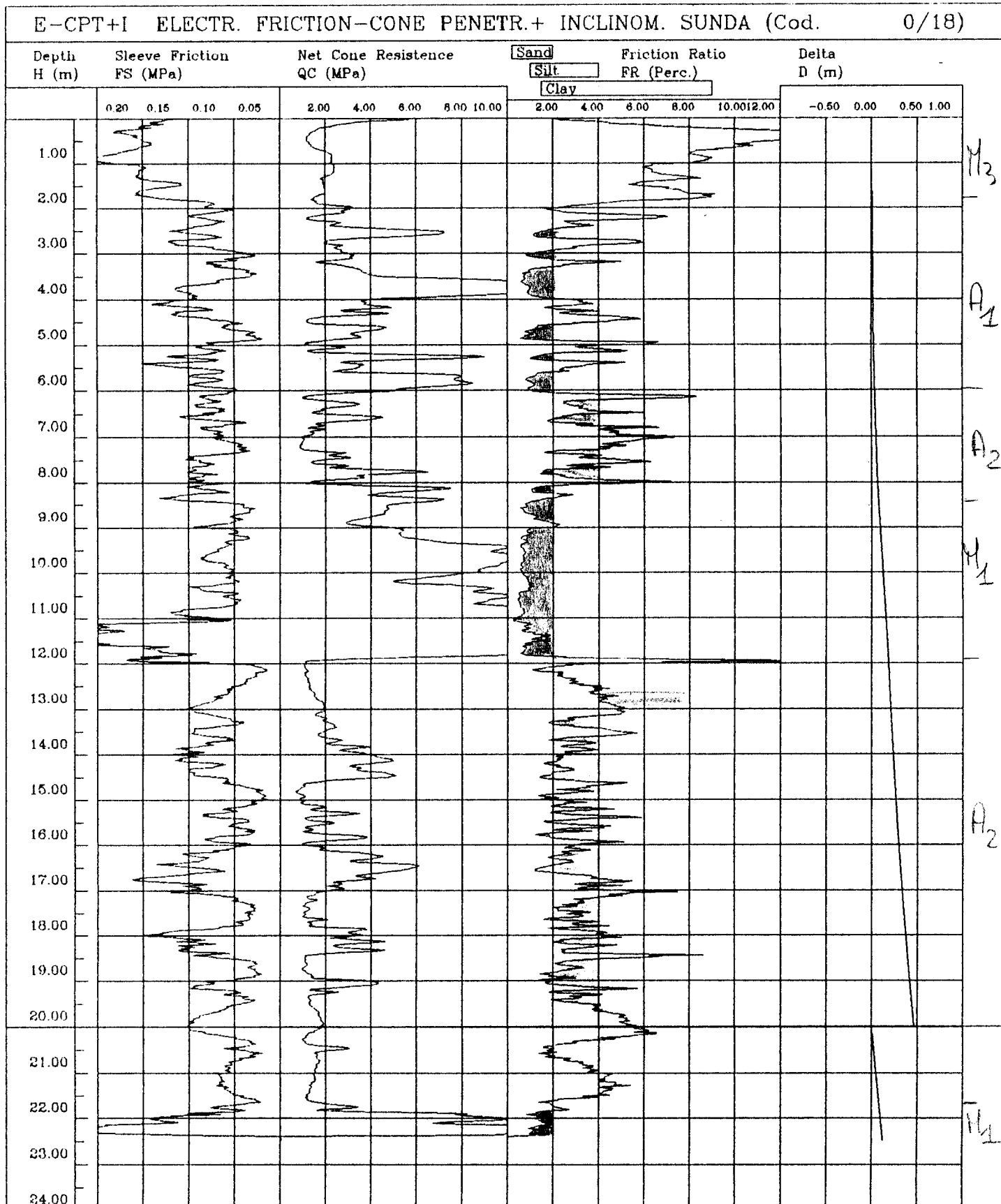
Località: Castenaso (Bo) via del Frullo

224CC052

Data: 16/07/92



Committente :
Localita' :
Cantiere : E 516
Prova n. : 516
Data prova : 94/03/29



CARATTERISTICHE DELLA POMPA:

Tipo Fiat 211 PiccolaPotenza in HP. 21 prevalenza in m. 60/58/54

SEZIONE STRATOGRAFICA

P636

da m.	a m	(Natura terreni attraversati ed eventuali falde acquifere)
» » 0,00	» » 8,00	» Terreno sconsueto al sabbioso
» » 8,00	» » 11,00	» banco di ghiaia mista a sabbia
» » 11,00	» » 14,00	» Terreno argilloso » » »
» » 14,00	» » 18,00	» sabbia » » »
» » 18,00	» » 23,00	» Terreno nero (arg. rosso) » » »
» » 23,00	» » 23,50	» banco di sabbia » » »
» » 23,50	» » 30,00	» Terreno arg. rosso molto compatto
» »	» »	» » » » » » »
» »	» »	» » » » » » »

OSSERVAZIONI E RILIEVI

Catania, li 2/5/1963

LA DITTA PROPRIETARIA

Fornice Orfer

43/44/25
 Pratica N° 4.3/77 275 COMPENSORIO 18
 COMUNE-Istat 521
 -Ditta Calzolari Luigi e Gelindo
 residente a Castenaro in Via Franco 16
 -Pozzo ad uso Irrigazione in Comune di Castenaro
 Frazione _____ Località _____ Mapp. N° _____ / Fg. 20
 -Data di ultimazione della perforazione: 25-9-1977
 -Ditta perforatrice: Trattoria Carlo - B.O.

CARATTERISTICHE DEL POZZO

*avanpozzo (sì o no) _____

*diametro interno tubi mm. 219

*profondità mt. 64

EQUIPAGGIAMENTO

*tipo della pompa Sommer Vertical

*potenza $\frac{CV}{KW}$ 35

*prevalenza mt. 50

*portata lt/sec. 4

-Livello statico mt. 4

-Portata pozzo: lt/sec. 4

-Superficie irrigata:
 ha. 200 ettari ca. _____

-Consumo giornaliero (24 ore):
 metri cubi 200

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera.

Data 8-11-1977
 Firma Calzolari Luigi

STRATIGRAFIA DEL TERRENO		Falde captate
Indicare la natura dei terreni e le FALDE ACQUIFERE attraversati		
-da mt. <u>0</u>	a mt. <u>12</u>	
<u>Terra Suvionale</u>		
-da mt. <u>12</u>	a mt. <u>14</u>	
<u>Sabbia e Ghiaia</u>		
-da mt. <u>14</u>	a mt. <u>34</u>	
<u>Azzolla Compatta</u>		
-da mt. <u>34</u>	a mt. <u>38</u>	
<u>Ghiaia Acquifera</u>		<u>filtrante</u>
-da mt. <u>38</u>	a mt. <u>51</u>	
<u>Azzolla Sciolta</u>		
-da mt. <u>51</u>	a mt. <u>54</u>	
<u>Ghiaia Acquifera</u>		<u>filtrante</u>
-da mt. <u>54</u>	a mt. <u>64</u>	
<u>Sacca Terminale</u>		
-da mt. _____	a mt. _____	

Localizzazione del pozzo

Long. 391 Lat. 136 Ha. 25

Quota piano campagna: m.s.l.m. _____

ANNOTAZIONI:

GENIO CIVILE - BOLOGNA

7939

14 NOV 1977

FRM. _____ Cl. _____

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo, rilasciati da Laboratori o Gabinetti, è invitata ad allegarne copia.

221 CP 689

7 scheda da ritornare al Genio Civile*

89G

Pratica N°

--	--	--	--

200

COMPENSORIO

COMUNE-Istat

78

- Ditta THOMASINI MARIO (EX S.p.A. AGRARIA MARANO)
residente a CASTENASO in Via MARANO n. 3
- Pozzo ad uso IRRIGUO in Comune di CASTENASO
Frazione MARANO Località — Mapp. N° 7 / Fg. 21
- Data di ultimazione della perforazione: 1969
- Ditta perforatrice: TURTURA CARLO

CARATTERISTICHE DEL POZZO

- *avanpozzo (si o no) no
- *diametro interno tubi mm. 219
- *profondità mt. 150 ~

EQUIPAGGIAMENTO

- *tipo della pompa
ELETTROPOMPA SOHM. KLEIN
- *potenza $\frac{cv}{kw}$ 10
- *prevalenza mt. 48/50/60
- *portata lt/sec. 10

- Livello statico mt. 16
- Portata pozzo: lt/sec. 10
- Superficie irrigata:
ha. 10 are — ca. —
- Consumo giornaliero (24 ore):
metri cubi 288

La Ditta sottoscritta afferma, sotto la propria responsabilità, che la presente dichiarazione è completa e veritiera.

Data Febb. 82

Firma Tommasini Mario

STRATIGRAFIA DEL TERRENO

Indicare la natura dei terreni e le FALDE ACQUIFERE attraversati

Falde captate

- da mt. 0 a mt. 25
ARGILLA
- da mt. 25 a mt. 28
GHIAIA e SABBIA
- da mt. 28 a mt. 55
ARGILLA COMPATTA
- da mt. 55 a mt. 62
GHIAIA ACQUIF.
- da mt. 62 a mt. 80
ARGILLA SCAGLIOSA
- da mt. 80 a mt. 83
GHIAIA ACQUIFERA
- da mt. 83 a mt. 118
ARGILLA PLASTIC.
- da mt. 118 a mt. 122
GHIAIA ACQUIF.



Localizzazione del pozzo

Long.				Lat.				Ha.			
Quota piano campagna: m.s.l.m.											

122 a 150 ARGILLA.

ANNOTAZIONI:

N.B. : Qualora la Ditta sia in possesso di referti di analisi dell'acqua del pozzo, rilasciati da Laboratori o Gabinetti, è invitata ad allegarne copia.