

AEROPORTO "L. DA VINCI" FIUMICINO - ROMA



REALIZZAZIONE NUOVI PIAZZALI IN AREA OVEST - 2^A FASE

PROGETTO ESECUTIVO

Geologia e Geotecnica

Relazione Geotecnica

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Matteo Pinti
Ord. Ingg. Roma n. A24465

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Alessandro Allegrucci
Ord. Ingg. Roma n. A 20455

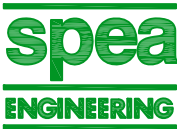

CAPO PROGETTO

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Maurizio Torresi
Ord. Ingg. Milano n. 16492

DIREZIONE OPERATIVA TECNICA E PROGETTAZIONE

RIFERIMENTI COMMITTENTE: rif. DSA.037/09..A1 Incarico: U005431 del 08.08.2013						DATA:		REVISIONE												
RIFERIMENTI ELABORATO:						05/2016		n.	data											
DIRETTORIO			FILE					1	ENAC - 04/2017											
Codice Commessa	N.	Unità / Ufficio	Classe	Argomento	N. elaborato	Rev.	SCALA:													
0	A	6	6	2	X	1	P	I	V	P	G	A	P	E	0	0	2	1	---	

 	<p>RESPONSABILE Progettazione Infrastrutture di volo</p> <p>Ing. Gregorio Maria Ulini</p>	<p>ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :</p>	
		<p>ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :</p>	
	<p>CONSULENZA A CURA DI :</p>	<p>IL RESPONSABILE UNITA' UFFICI SPECIALISTICI:</p>	<p>Ing. Gregorio Maria Ulini Ord. Ingg. Roma n. 13429</p>

Visto del Committente: **Aeroporti di Roma S.p.A.**

<p>IL RESPONSABILE DELL' INIZIATIVA</p> <p>Ing. Giorgio Gregori DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURE</p>	<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Ing. Nunzio D'Auria PROGRAM MANAGER INFRASTRUTTURE DI VOLO E VIABILITA' DI ACCESSO</p>	<p>IL POST HOLDER DI AREA:</p> <p>PROGETTAZIONE INFRASTRUTTURE E SISTEMI Ing. Paolo Cambula</p> <p>AREA MOVIMENTO Ing. Marco Pellegrino</p> <p>MANUTENZIONE FCO CIVILE, IMPIANTI E SISTEMI Ing. Ivan Bassato</p>
---	---	--

INDICE

1	PREMESSA	3
2	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	4
3	CAMPAGNA DI INDAGINI	5
4	UNITA' GEOTECNICHE	5
5	LIVELLI PIEZOMETRICI.....	6
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....	6
7	PROVE SPT.....	7
8	PROVE CPT_U E S-CPT_U.....	13
8.1	RICONOSCIMENTO STRATIGRAFICO	13
8.2	COMPORAMENTO A ROTTURA	14
8.3	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA LITOTIPI COESIVI.....	14
8.4	CARATTERIZZAZIONE MECCANICA LITOTIPI INCOERENTI.....	15
9	PROVE DI PORTANZA IN SITU	18
10	PROVE DI LABORATORIO.....	23
10.1	ANALISI GRANULOMETRICA E CARATTERISTICHE FISICHE.....	23
10.2	PROVE TRISSIALI UU	24
10.3	PROVE EDOMETRICHE.....	24
11	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	33
11.1	GENERALITA'	33
11.2	CALCOLO ANALITICO - TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE	35
11.3	CALCOLO NUMERICO – PLAXIS 2D v.8.2	40
12	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO.....	42
13	AZIONE SISMICA DI PROGETTO	50
14	ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE	57
15	VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE.....	79
15.1	GENERALITÀ.....	79
15.2	DEFINIZIONE DELL'INPUT SISMICO.....	80
15.3	VERIFICHE A LIQUEFAZIONE	83
16	ALLEGATI.....	103
16.1	TABELLE VALORI CBR DA DCP	103
16.2	TABULATO DI LABORATORIO	108
16.3	PROVE EDOMETRICHE	109
16.4	PROFILI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT-U , PLANIMETRIA E SEZIONI GEOLOGICO- STRATIGRAFICHE.....	110

1 PREMESSA

Vengono riportati all'interno del presente elaborato i risultati relativi la caratterizzazione geotecnica a supporto della progettazione esecutiva della nuova piazzola per aeromobili in area Ovest dell'Aeroporto di Fiumicino – Apron Ovest.

Tale caratterizzazione viene basata sull'esame, analisi, ed interpretazione delle risultanze delle indagini geognostiche di sito, nonché sulla analisi delle le prove geotecniche di laboratorio eseguite su campioni indisturbati e rimaneggiati.

L'interpretazione litologica di tali indagini ha consentito di ricostruire alcuni profili geologici e geologico - tecnici relativamente a due sezioni trasversali ritenute rappresentative dell'impronta del piazzale rispetto alle indagini geotecniche a disposizione, che costituiscono a tutti gli effetti parte integrante al presente studio.

Le litologie individuate sono state sintetizzate in Unità Geotecniche significative, cui è stata associata una valutazione del comportamento meccanico in termini di condizioni di drenaggio a rottura con definizione dei parametri di resistenza a breve termine per i litotipi a comportamento coesivo, e di lungo termine per i litotipi a comportamento incoerente. La distinzione del comportamento a rottura delle diverse litologie, effettuata attraverso l'analisi dei risultati delle prove CPTu ha consentito di calibrare caso per caso i metodi di interpretazione delle indagini in situ in termini di resistenza, deformabilità e compressibilità. I litotipi a comportamento prevalente di tipo coesivo sono stati caratterizzati significativamente in termini di storia tensionale e di compressibilità edometrica, per quanto attiene quelli a comportamento tipicamente incoerente è stata fornita una valutazione dello stato di addensamento e di deformabilità a bassi livelli di sforzo mobilitato. Come è noto, infatti, l'ampio quadro di letteratura disponibile in ambito di correlazioni tra risultati di prove in situ e parametri meccanici, fondamentalmente legato ad aspetti di tipo empirico, fornisce risultati attendibili per ambiti di applicazione molto ben definiti. Ai fini di fornire risultati affidabili, quindi, è stata condotta una analisi di calibrazione attraverso l'utilizzo di svariati approcci, di cui si riportano di seguito i risultati di sintesi, particolarizzati fondamentalmente per litologie a comportamento coesivo e incoerente, in relazioni ai meccanismi di rottura fisicamente compatibili con le condizioni di prova.

I risultati delle prove di laboratorio hanno consentito di completare il quadro di caratterizzazione meccanica e tensio-deformativa dei litotipi e di tarare i modelli costituiti a supporto della modellazione analitica e numerica finalizzata al calcolo dei cedimenti a breve e lungo termine attesi per l'opera.

Per quanto attiene la caratterizzazione sismica dei litotipi è stata condotta una analisi interpretativa dei risultati delle misure dirette delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , effettuate con il piezocono sismico s-CPTu. I valori ricavati dalle prove sono stati mediati in relazione allo spessore degli strati ai fini della valutazione di $V_{s,30}$, parametro ritenuto significativo per valutazione della categoria di sottosuolo ai fini delle analisi sismiche. Una stima del modulo di taglio iniziale per bassi valori di deformazione G_0 è stata ricavata sulla base della teoria di propagazione delle onde elastiche in un mezzo di massa volumica nota. Tali analisi hanno trovato riscontro nei risultati delle indagini tipo MASW. Tali risultati, unitamente alla definizione dell'input sismico di riferimento, hanno consentito di impostare specifiche analisi nei confronti di potenziali fenomeni di liquefazione dei litotipi sabbiosi sotto falda e di valutare tramite specifici analisi di risposta sismica locale l'entità dei fenomeni di amplificazione locale per 5 accelerogrammi naturali spettro-compatibili.

2 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L'area oggetto del presente studio è parte integrante dell'estesa pianura costiera che dalla foce del Tevere arriva fino all'altezza degli abitati di S. Severa e S. Marinella, chiusa verso l'interno dalle colline plio-pleistoceniche e separata dal mare dalla lieve ondulazione della Duna Antica che raggiunge il massimo risalto morfologico proprio all'altezza dell'area di studio, tra Fregene e Maccarese con quote massime di 8 m s.l.m.

Il territorio in esame si colloca in un settore della piana deltizia che può ritenersi distribuito a cavallo tra la piana deltizia superiore (P.D.S.), prevalentemente occupata depositi di origine alluvionale e palustre, prevalentemente argillosi ed in parte torbosi, e la piana deltizia inferiore (P.D.I.), in cui prevalgono invece i cordoni dunari, accresciutisi parallelamente alla linea di costa durante le varie fasi della progradazione.

All'interno del cordone dunale, la pianura mostra un andamento clinometrico che a grande scala appare del tutto omogeneo, con una debole vergenza verso la linea di costa, ma questo andamento d'insieme è in realtà leggermente articolato dalla presenza di tre diversi ordini di gradini morfologici, corrispondenti ad altrettanti terrazzi marini posti a quote crescenti dalla costa verso l'entroterra. Il primo di questi terrazzi (che è anche quello maggiormente esteso) è posto ad una quota di appena 2-3 m s.l.m.; quello intermedio si sviluppa tra 6 e 8 m s.l.m., mentre quello più interno raggiunge gli 11-12 m s.l.m. e segna il passaggio ai terreni più antichi.

L'area di progetto è posizionata esternamente a questa serie di terrazzi marini, in corrispondenza di quella fascia di territorio ampia circa 2 km e compresa tra il primo ordine di terrazzi

marini e il cordone dunale, che risulta caratterizzata da quote altimetriche prossime al livello del mare o addirittura inferiori, che in passato hanno creato condizioni idonee per l'instaurarsi di bacini lacustri che in epoca storica, sono stati interessati dai diffusi interventi di bonifica.

In relazione al quadro complessivo dei dati geologico-stratigrafici attualmente esistenti, il comparto territoriale oggetto del presente lavoro può considerarsi caratterizzato dalla presenza di diversi ambienti deposizionali che hanno portato alla scomposizione dello stesso in settori lito-stratigraficamente differenziati. Tralasciando le sabbie di spiaggia della fascia più prettamente costiera e i sedimenti terrazzati delle colline plioceniche, non direttamente ricadenti nell'areale di studio, il principale dominio litologico affioranti è quello relativo all'ambito della duna costiera.

Quest'ultimo interessa nella fattispecie tutto il settore dell'area direttamente oggetto delle indagini geognostiche ed è marcatamente segnato dall'affioramento di sabbie a diverso grado di addensamento.

3 CAMPAGNA DI INDAGINI

Le indagini eseguite hanno interessato tutta l'impronta del nuovo piazzale di stationamento e hanno riguardato le seguenti investigazioni:

- n.1 Sondaggio geognostico a carotaggio continuo spinto alla profondità di 35 m dal p.c. con prove SPT in foro e prelievo di campioni di terreno sia indisturbati che rimaneggiati (SW1).
- n.2 piezometri a tubo aperto installati in corrispondenza di 2 fori specifici di media profondità finalizzati anche al monitoraggio ambientale della qualità delle acque superficiali (PZW1 e PZW2)
- n.3 prove penetrometriche statiche con piezocono (PW2-PW3-PW4);
- n.1 prova penetrometrica statica con piezocono sismico (PW1s);
- n.2 stendimenti sismici tipo MASW.

Sondaggio	Profondità
	[m]
SW1	35
PZW1	6
PZW2	6

Prova	Profondità
	[m]
PW1s	35,0
PW2	35,0
PW3	35,0
PW4	35,0

4 UNITA' GEOTECNICHE

L'interpretazione litologica dei risultati delle prove penetrometriche statiche e le evidenze dei sondaggi geognostici hanno consentito di ricostruire un modello geologico-stratigrafico del sottosuolo abbastanza accurato e certamente adeguato al volume significativo interagente con le opere di progetto.

I risultati di tali ricostruzioni sono stati riportati in specifiche sezioni lito-stratigrafiche, che costituiscono parte integrante del presente elaborato.

Le Unità geologico-geotecniche individuate possono essere sintetizzate come di seguito:

- UNITA' s - Suoli sabbioso-limosi, limo-argilloso-sabbiosi e limo-sabbioso-ghiaiosi con resti vegetali; terreni di riporto;
- UNITA' A-B - Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, da marrone avava a grigie, mediamente addensate;
- UNITA' C - Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio, con gusci di bivalvi, con materia organica, a luoghi sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti.

5 LIVELLI PIEZOMETRICI

Sono stati analizzati i risultati delle misure freatiche condotte nei fori attrezzati con piezometri ai fini della ricostruzione della superficie di falda.

I risultati delle misure effettuate mostrano un andamento della superficie piezometrica superficiale in generale molto prossimo al piano campagna, nella fattispecie, a profondità comprese tra -2.0 m e -2.3 m dal p.c..

La pressoché totale condizione di saturazione che caratterizza le varie litologie rende realistica la modellazione geotecnica in condizioni limite di breve e lungo termine.

6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Sono stati analizzati i dati della campagna di prove in situ, costituite essenzialmente da prove penetrometriche SPT effettuate nei fori di sondaggio e prove penetrometriche statiche continue tipo CPTu (piezocono con filtro poroso) e s-CPTu (piezocono sismico). L'analisi dei dati, per completezza, è stata estesa ben oltre il volume significativo interagente con le opere di progetto, grazie alla notevole quantità di dati a disposizione.

L'interpretazione delle prove SPT è stata orientata fondamentalmente alla caratterizzazione meccanica dei litotipi incoerenti attraverso le note correlazioni con il numero di colpi N_{SPT} . Le prove SPT condotte nella campagna di indagine hanno investigato prevalentemente le Unità geotecniche a carattere prevalentemente sabbioso, mentre solo in minima parte le Unità geotecniche limo-argillose,

nella fattispecie, per quanto attiene la stima dei parametri meccanici per terreni coesivi da prove SPT, è possibile fornire solo una stima approssimativa dei parametri di resistenza in condizioni non drenate.

Le prove penetrometriche statiche di tipo continuo hanno consentito di ricostruire il profilo di variabilità con la profondità delle caratteristiche meccaniche dei differenti litotipi. Infatti, in ragione delle evidenze dei riconoscimenti stratigrafici di massima, calibrati successivamente con le evidenze dei sondaggi geognostici, si sono distinti le differenti litologie. Tale analisi è stata supportata dalla valutazione dell'andamento delle pressioni interstiziali misurate nel corso dell'avanzamento del piezocono differenziando quindi i litotipi a carattere maggiormente incoerente o coesivo e, di conseguenza i relativi parametri geotecnici significativi.

7 PROVE SPT

L'analisi dei risultati ottenuti dalla prove SPT consente di ottenere una stima significativa dei parametri di resistenza di terreni incoerenti, nonché una stima sullo loro di addensamento.

Per quanto attiene la stima della densità relativa le correlazioni più utilizzate sono quelle proposte da Gibbs e Holtz (1957), valide per sabbie quarzose non cementate, graficamente rappresentate in Figura, che corrispondono all'equazione:

$$D_r = 21 \cdot \left(\frac{N_{SPT}}{\sigma'_{v0}} + 0.7 \right)^{0.5}$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità di prova in kg/cm^2 e N_{spt} il numero di colpi medio misurato nello strato.

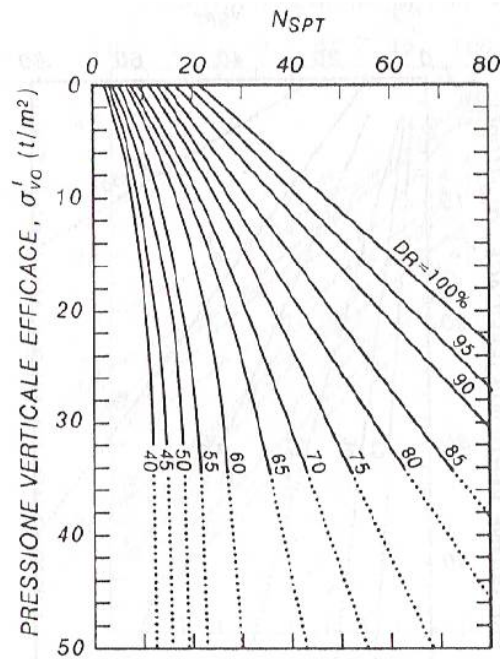


Figura 7.1 – Densità relativa - N_{spt} - σ'_{v0} (da Gibbs e Holtz 1957)

Attraverso la stima della densità relativa è possibile determinare i valori dell'angolo di attrito alle varie profondità di prova attraverso le correlazioni proposte da Schmertmann (1977), riportate in Figura.

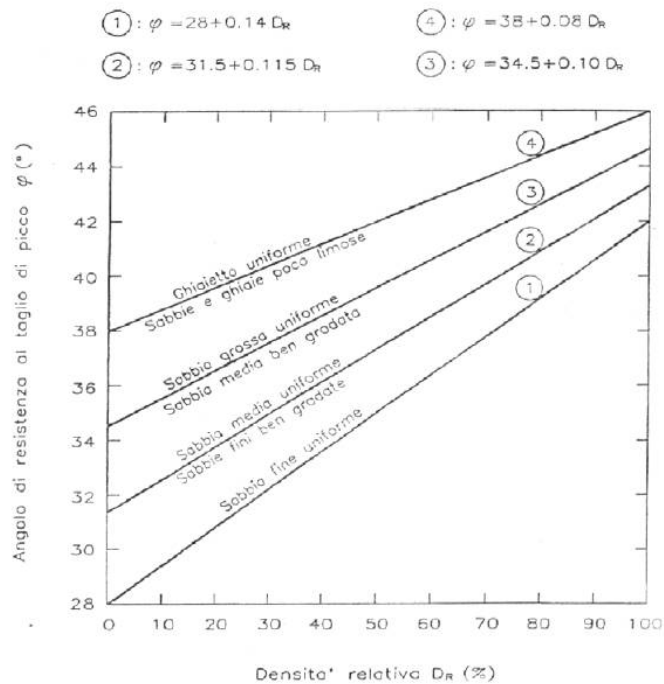
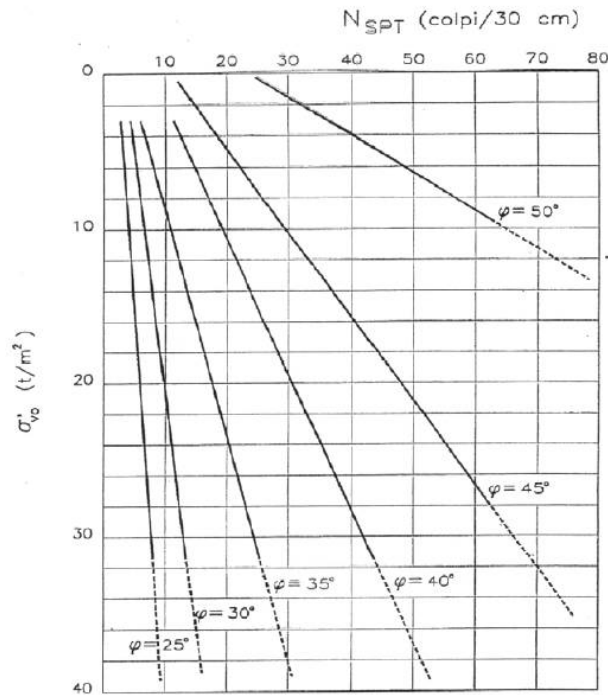


Figura 7.2 – Densità relativa – angolo d'attrito (da Schmertmann 1977)

Tali correlazioni portano in generale ad una sovrastima dei parametri di resistenza, pertanto, per il caso in esame, si è preferito calibrare la stima dell'angolo d'attrito attraverso le correlazioni dirette proposte dal metodo di De Mello. Tale metodo è valido per le sabbie in genere e per qualunque profondità (tranne che per i primi 2 m sotto il p.c.).

**Figura 7.3 – N_{spt} – σ'_{v0} – angolo d'attrito (da De Mello)**

La correlazione rappresentata in forma grafica è esprimibile dalla seguente espressione:

$$\varphi' = 19 - 0.38 \cdot \sigma'_{v0} + 8.73 \cdot \log(N_{SPT})$$

in cui σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace alla profondità di prova in kg/cm^2 e N_{SPT} il numero di colpi medio misurato nello strato.

Essendo tutte le prove eseguite contenute all'interno dei litotipi sabbiosi non sono state sviluppate correlazioni per terreni coesivi.

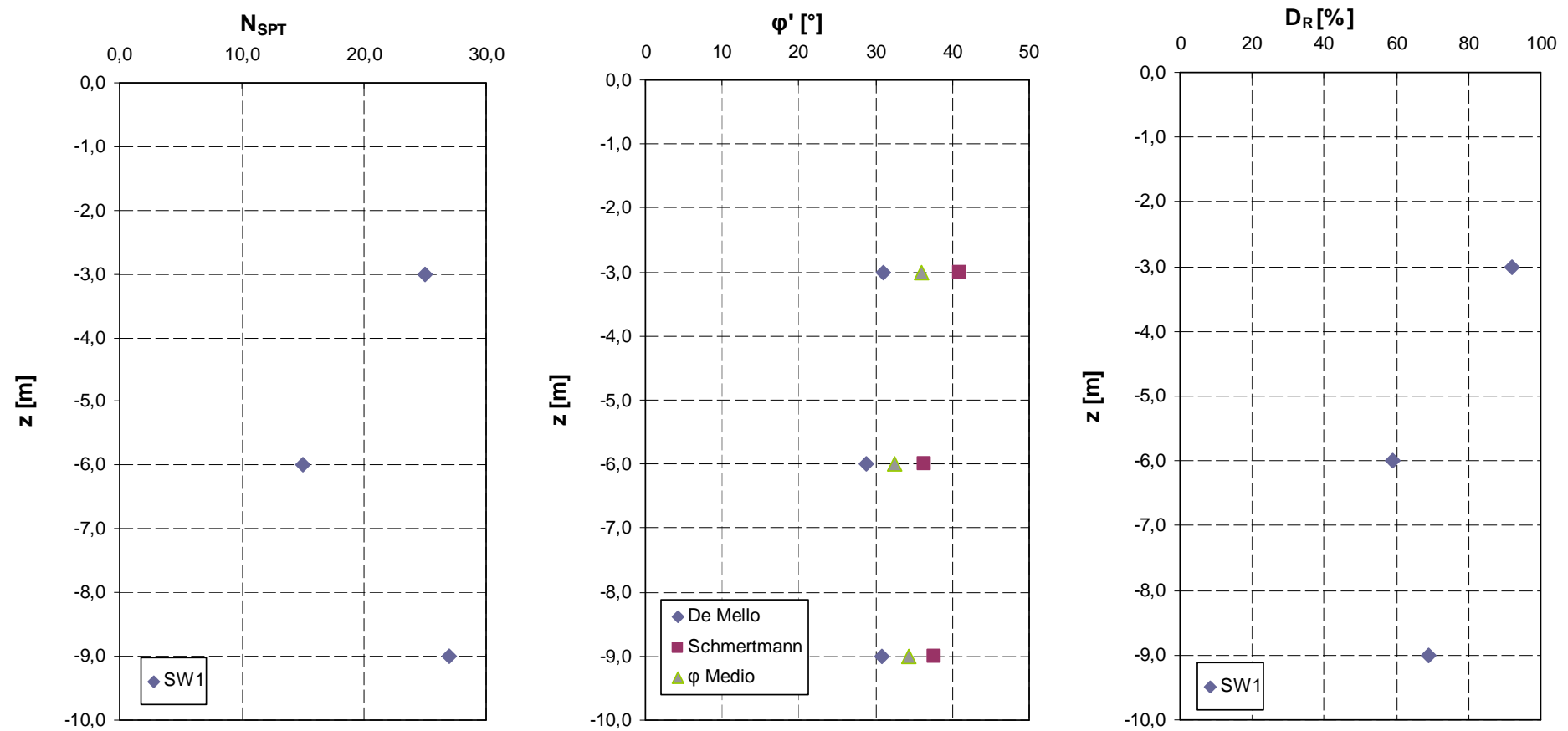
Si riportano di seguito i valori di N_{spt} ottenuti alle varie profondità di prova per il sondaggio SW1:

Z_i	Z_f	Litologia	Z	Z_w	N_{SPT}
-------	-------	-----------	-----	-------	-----------

[m]	[m]		[m]	[m]	[-]
0,0	-0,7	Unità s - Terreni di riporto sabbioso-limosi		2,0	
-0,7	-4,8	Unità A - Sabbie da fini a medio-fini, di colore avana o marrone avana, da mediamente addensate a addensate, debolmente limose	-3,0		25
-4,8	-16,5	Unità B - Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, grigie, da med. addensate ad addensate	-6,0		15
			-9,0		27

I valori di SPT ottenuti mostrano andamenti tendenzialmente crescenti con la profondità per quanto attiene le Unità Geotecniche tendenzialmente sabbiose investigate fino a profondità di circa -16.5 m dal p.c. I valori di N_{SPT} oscillano tra i 15 e i 27 evidenziando una tendenza, in generale piuttosto lieve, all'incremento dello stato di addensamento e delle proprietà meccanica con la profondità.

I risultati ottenuti per l'Unità A-B consentono di stimare valori di densità relativa compresi tra il 55% e l'80% a testimoniare uno stato di addensamento da mediamente addensato ad addensato. I valori dell'angolo di attrito medi per tale unità, considerando a vantaggio di sicurezza le correlazioni proposte da De Mello, possono stimarsi a valori compresi tra i 28° e i 31°. Si riportano di seguito gli andamenti dei parametri geotecnici analizzati con la profondità.

Figura 7.4 – Variazione di N_{spt} - D_r - ϕ con la profondità

Sond	z _i [m]	z _f [m]	Litologia	z [m]	z _w [m]	N1 [-]	N2 [-]	N3 [-]	N _{SPT} [-]	γ _{nat} [kN/m ³]	σ _v [kN/m ²]	φ' [°]			D _R [%]	
												De Mello	Schmertmann	φ Medio	Gibbs&Holtz	
SW1	0,0	-0,7	Unità s - Terreni di riporto sabbioso-limosi		2,0											
	-0,7	-4,8	Unità A - Sabbie da fini a medio-fini, di colore avana o marrone avana, da mediamente addensate a addensate, debolmente limose	-3,0		6,0	11,0	14,0	25,0	20,0	60,0	31,0	40,9	35,9	92,09	
	-4,8	-16,5	Unità B - Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, grigie, da med. addensate ad addensate	-6,0		4,0	5,0	10,0	15,0	20,0	120,0	28,8	36,3	32,5	59,00	
				-9,0		6	12	15	27,0	20,0	180,0	30,8	37,7	34,2	69,01	

Figura 7.5 – Sintesi dei dati da SPT

8 PROVE CPT_U E S-CPT_U

8.1 RICONOSCIMENTO STRATIGRAFICO

L'analisi dei risultati di prove C.P.T. consente in primo luogo il riconoscimento litologico dei terreni attraversati e la ricostruzione della successione stratigrafica. Questa prima fase interpretativa è essenziale e necessaria per ogni ulteriore interpretazione geotecnica. Infatti durante la prova vengono misurate le resistenze di punta e di attrito laterale opposte dal terreno nelle condizioni di rottura determinate dalla penetrazione dello strumento con una velocità imposta e costante pari a circa 2 cm/sec.

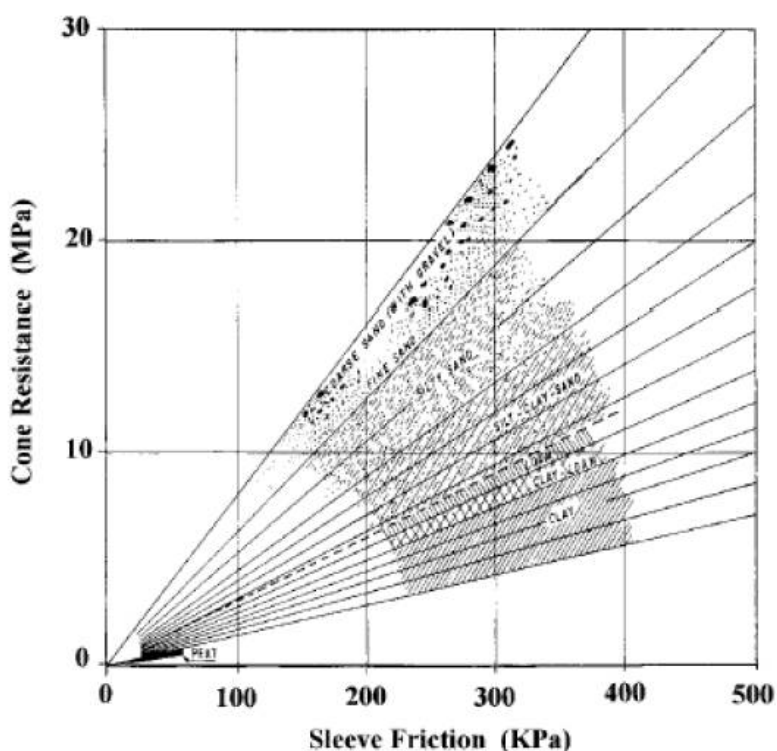
A seconda della permeabilità del terreno attraversato la rottura avviene in condizioni drenate o non drenate. Pertanto il modello interpretativo del fenomeno della rottura è condizionato dal tipo di terreno cui si riferiscono i dati di resistenza misurati.

Tuttavia le migliori correlazioni proposte per l'individuazione della natura del terreno attraversato fanno uso, oltre che della resistenza di punta, q_c , anche della resistenza d'attrito laterale, f_s .

Nella fattispecie, viene adottato come grandezza caratteristica ai fini del riconoscimento stratigrafico il rapporto delle resistenze (friction ratio) R_f , calcolato come rapporto percentuale tra la resistenza all'attrito locale e la resistenza alla punta, misurate alla stessa quota:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100$$

Tale grandezza consente una prima valutazione dei materiali considerando i seguenti valori indicativi (Begemann, 1965 - Raccomandazioni A.G.I., 1977), riportati in Figura.



Soil Type as a Function of Friction Ratio (Begemann, 1965)			
Coarse sand with gravel through fine sand	1.2 %	-	1.6 %
Silty sand	1.6 %	-	2.2 %
Silty sandy clayey soils	2.2 %	-	3.2 %
Clay and loam, and loam soils	3.2 %	-	4.1 %
Clay	4.1 %	-	7.0 %
Peat			>7 %

Figura 8.1 – Interpretazione litostratigrafica di prove CPT sulla base di Rf %

8.2 COMPORTAMENTO A ROTTURA

Il piezocono è un penetrometro statico a punta elettrica dotato di un elemento poroso di ceramica fine o di acciaio, detto filtro, di norma posizionato alla base della punta conica, che permette di misurare e registrare oltre ai parametri di resistenza alla penetrazione, q_c ed f_s , anche la pressione interstiziale, u_2 , sia durante l'avanzamento che a penetrometro fermo.

La possibilità di misurare la pressione interstiziale ha considerevolmente aumentato la capacità interpretativa della prova nei terreni saturi sotto falda. Infatti durante la penetrazione a velocità costante, nei terreni sabbiosi e permeabili la rottura avviene in condizioni drenate, senza sensibili variazioni della pressione interstiziale, e quindi la pressione misurata dal piezometro coincide con quella in sito ($u_2 = u_0$), mentre nei terreni a grana fine e poco permeabili, si generano sovrappressioni interstiziali, Δu , e quindi viene misurata la pressione $u_2 = u_0 + \Delta u$.

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

8.3 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA LITOTIPI COESIVI

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni a grana fine saturi avviene in condizioni non drenate. Una stima della **resistenza al taglio non drenata**, c_u , e del **grado di sovraconsolidazione**, OCR, di terreni argillosi può essere eseguita con le seguenti equazioni:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_k}$$

$N_k = 15$ per penetrometro elettrico

$N_k = 20$ per penetrometro meccanico

in cui σ_{v0} è la tensione geostatica verticale totale alla profondità della misura di q_c .

Nel caso di studio, a vantaggio di sicurezza, è stato assunto $N_K = 18$.

La stima del grado di sovra consolidazione può essere ottenuta attraverso la seguente espressione (Mayne e Kemper, 1988):

$$OCR = 0.37 \cdot \left(\frac{q_c - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \right)^{1.01}$$

Il **modulo edometrico**, E_{ed} , ovvero il modulo di deformazione in condizioni di espansione laterale impedita, può essere approssimativamente stimato con la relazione (Sanglerat, 1972):

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

in cui α è un coefficiente i cui valori sono indicati nella figura di seguito.

$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$		
Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0,7$ MPa	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0$ MPa	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 3$
Argille e limi di elevata plasticità (CH, MH)	$q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 6$
Limi organici (OL)	$q_c < 1,2$ MPa	$2 < \alpha < 8$
Torbe e argille organiche (Pt, OH)	$q_c < 0,7$ MPa	$1,5 < \alpha < 4$
	$50 < w^* < 100$	$1 < \alpha < 1,5$
	$100 < w < 200$	$1 < \alpha < 1,5$
	$w > 200$	$0,4 < \alpha < 1$

*w = contenuto in acqua (%)

Figura 8.2 – Fattori di correlazione modulo edometrico ($M=E_{ed}$) - q_c

8.4 CARATTERIZZAZIONE MECCANICA LITOTIPI INCOERENTI

L'avanzamento del penetrometro statico in terreni sabbiosi avviene generalmente in condizioni drenate, ed è quindi possibile interpretarne i risultati in termini di tensioni efficaci.

Per la stima dei parametri geotecnici dei terreni sabbiosi si utilizza comunemente la densità relativa, come parametro intermedio, sebbene sia stato dimostrato che anche la compressibilità della sabbia (che dipende dalla mineralogia) e lo stato di tensione in sito (che dipende dalla profondità, dallo stato di addensamento e dall'età del deposito) siano fattori molto influenti sulla resistenza penetrometrica di punta.

Le correlazioni fra resistenza penetrometrica e densità relativa dei terreni sabbiosi sono state studiate con prove di laboratorio in camera di calibrazione. Una delle correlazioni più note e utilizzate,

valida per sabbie silicee, non cementate, di recente deposizione, normalmente consolidate, è la seguente (Jamiolkowski et al., 1985):

$$D_r = -98 + 66 \cdot \log \left[\frac{q_c}{(\sigma'_{v0})^{0.5}} \right]$$

con q_c e σ'_{v0} espressi in t/m^2

L'angolo di resistenza al taglio di picco può essere stimato a partire dal valore della densità relativa con le correlazioni proposte da Schmertmann (1977) per differenti granulometrie. Tali correlazioni portano in generale ad una sovrastima dei valori d'angolo di attrito, pertanto sono stati sviluppati opportuni confronti con svariate correlazioni proposte dalla letteratura tecnica. La più adatta al caso di studio è risultata essere la correlazione diretta proposta da De Beer 1965-1967, valida per sabbie non cementate sature, in funzione della resistenza alla punta e della tensione litostatica efficace agente alla corrispondente profondità:

$$\varphi' = 5.9 + 4.76 \cdot \ln \left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}} \right)$$

Poiché la prova CPT misura la resistenza a rottura del terreno, le correlazioni per la stima della rigidità del terreno a bassi livelli di deformazione dai risultati di tale tipo di prova hanno necessariamente carattere empirico. Una semplice correlazione fra la resistenza penetrometrica di punta, q_c , ed il modulo di Young secante, drenato, per un livello di sforzo mobilitato pari al 25% di quello a rottura, ovvero per condizioni di esercizio con coefficiente di sicurezza rispetto alla rottura pari a 4, valida per sabbie quarzose non cementate, è la seguente (Robertson e Campanella, 1983):

$$E_{25} = 2 \cdot q_c$$

I parametri geotecnici determinati attraverso l'interpretazione delle prove CPT sono stati, per quanto attiene i litotipi coesivi, coesione non drenata c_u , grado di sovra consolidazione OCR, e modulo edometrico E_d , mentre per quanto attiene i litotipi incoerenti, D_r densità relativa, φ' angolo d'attrito e E_{25} , modulo di Young al 25% del carico di rottura.

Gli andamenti di tali parametri con la profondità, unitamente alle valutazioni su carattere litologico e meccanismo di rottura, sono riportati integralmente negli allegati grafici delle prove CPT allegati alla fine del presente elaborato.

Tali andamenti sono stati mediati rispetto a ciascuno strato interessato dalla prova, determinando quindi i valori caratteristici per ciascuna litologia. I risultati si riportano nella tabella di seguito, per ciascuna verticale di indagine.

Unità	Descrizione	Prove	cu [kPa]	OCR	E _{ed} [kPa]	φ' [°]	Dr [%]	E ₂₅ [kPa]	Vs [m/s]
A-B	Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, da marrone avava a grigie	PW1s	-	-	-	25-27	50-65	15000-25000	180-230
		PW2	-	-	-	24-26	50-65	12000-22000	-
		PW3	-	-	-	24-26	50-65	12000-22000	-
		PW4	-	-	-	24-25	40-55	12000-18000	-
C	Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio a luoghi sabbiosi	PW1s	40-60	0,8-0,9	5000-7000	-	-	-	170-250
		PW2	40-60	0,8-0,9	5000-7000	-	-	-	-
		PW3	50-70	0,9-1,1	6000-8000	-	-	-	-
		PW4	50-60	0,8-1,0	5000-7000	-	-	-	-

Si è pervenuti quindi ad una stima generale dei parametri geotecnici caratteristici per le principali Unità litologiche individuate. I litotipi sabbiosi delle Unità A-B mostrano buone caratteristiche meccaniche in generale crescenti con la profondità in relazione al discreto grado di addensamento che le caratterizza. Le argille tenere delle Unità C mostrano parametri di resistenza non drenata medio-bassi e rigidità edometrica relativamente bassa in ragione delle condizioni di normal-consolidazione che le caratterizzano.

	cu [kPa]	OCR	E _{ed} [kPa]	φ' [°]	Dr [%]	E ₂₅ [kPa]	Vs [m/s]
Unità-A-B	-	-	-	24-27	40-65	12000-25000	180-230
Unità-C	40-70	0,8-1,1	5000-7000	-	-	-	170-250

9 PROVE DI PORTANZA IN SITU

Per la caratterizzazione della capacità portante dei terreni costituenti il sottofondo delle nuove pavimentazioni si è proceduto (ottobre 2013) con l'effettuazione di prove di portanza CBR individuando i punti da indagare secondo quanto specificato nella AC 150/5320-6E.

I punti di indagine sono stati riportati nelle figure seguenti:

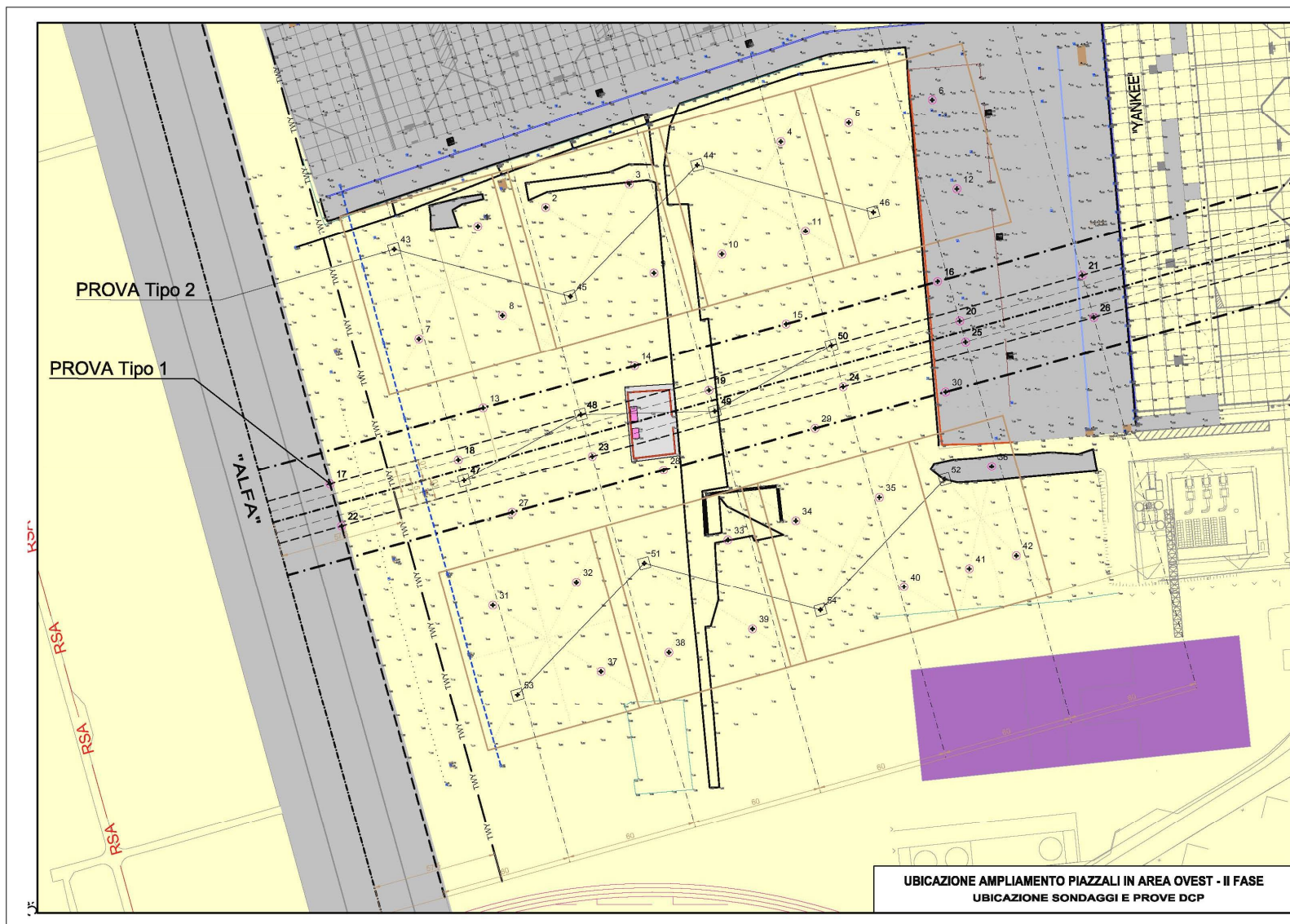




Figura 5 - Ubicazione prove portanza terreni di sottofondo

Sulla base di tale schema planimetrico si è proceduto con l'esecuzione delle seguenti prove:

- **Prova tipo 1:** prove DCP (Dynamic Cone Penetrometer): per un totale di n. 54 postazioni di prova in sito;
- **Prova Tipo 2:** prove di laboratorio da effettuarsi su materiale terroso prelevato in corrispondenza di saggi per un totale di n° 12.

Le risultanze di tali indagini hanno mostrato che:

- i terreni di sottofondo (prova tipo 2 a 90 – 100 cm da p.c.) sono costituiti da sabbie appartenenti al gruppo A₃;
- i valori di CBR provenienti da prove DCP effettuate in campo (n° 53 totali), alla citata profondità di -90 -100 cm da p.c., assumono valori variabili da un minimo di 3% fino ad un massimo di 39%. Dall'analisi dei dati ottenuti si è stabilito per il CBR rappresentativo dei terreni esistenti un valore pari a CBR=10%.

I terreni costituenti il sottofondo delle nuove pavimentazioni dell'Apron Ovest, sono stati suddivisi in tre gruppi: GRUPPO 1 (colore rosso), GRUPPO 2 (colore blue) e GRUPPO 3 (colore verde).

I primi due gruppi sono caratterizzati da sabbie molto simili e pressoché prive di componente fino mentre quelle del gruppo tre hanno una leggera componente di materiale fino.

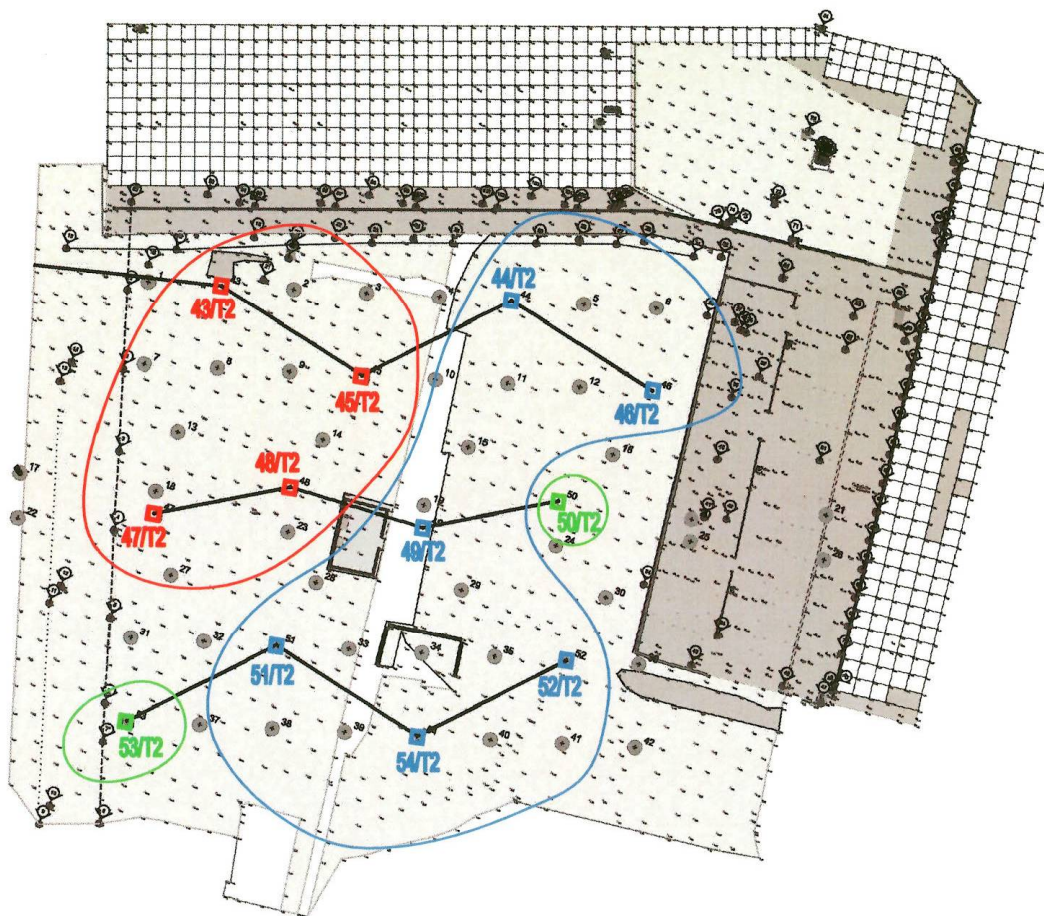


Figura 6 - Individuazione tipologie sabbie

Analizzando i valori dell'indice di portanza CBR si hanno comportamenti differenti a seconda del contenuto di acqua, ovvero:

CBR all'w% naturale (ricomp. In lab): in tale condizione il Gruppo 1 ed il Gruppo 2 mostrano valori di CBR sostanzialmente diversi caratterizzati da un rapporto $CBR1 / CBR2 =$ circa 2. In sintesi, in corrispondenza dell'umidità naturale per le sabbie del Gruppo 2 non si riescono ad avere valori di CBR paragonabili con quelli del Gruppo 1 neanche con adeguata rullatura. Per quanto riguarda invece le sabbie del Gruppo 3, caratterizzate dalla presenza di materiale fino (che funge da legante), i CBR raggiungono valori di circa 60-65%. Si tratta però di zone puntuali a limitata estensione;

CBR all'w% PROCTOR (ricomp. In lab): Per le sabbie del Gruppo 1 e del Gruppo 2, l'umidità ottima di costipamento (Proctor) è risultata essere pari al $w_{ott}=12\%$. In tale condizione il CBR corrispondente arriva a valori di circa 30%, tale da far perdere la distinzione tra Gruppo 1 e Gruppo 2. Per le sabbie del Gruppo 3 l' $w_{ott}=10\%$ con valori di CBR variabili da 60 a 80%.

Per quanto sopra, al fine di rendere il più omogeneo possibile il terreno di sottofondo in termini di portanza, sarà realizzato uno strato in materiale arido da riempimento, A1-a e A1-b di spessore minimo non inferiore a 15 cm.

Infine i valori dell'indice di portanza da adottare per il dimensionamento delle nuove pavimentazioni flessibile e rigide sono riportata nella tabella seguente:

PAVIMENTAZIONE	CBR	MODULO ELASTICO		MODULO REAZIONE SOTTOFONDO	
		psi	MPa	pci	MPa/m
Flessibile	10%	15.000	103		
Rigida				141	37,4

dove:

$$E=1500 \times CBR \text{ (E psi)}$$

$$k = \left[\frac{1500 \times CBR}{26} \right]^{0.7788}, \text{ (k in pci)}$$

10 PROVE DI LABORATORIO

Sono stati prelevati nel corso di esecuzione del sondaggio SW1, 3 campioni rimaneggiati all'interno dei litotipi sabbiosi (Unità A-B) e 3 campioni indisturbati all'interno dei litotipi argillosi (Unità C). Tali campioni sono stati sottoposti in generale ad analisi finalizzate alla caratterizzazione fisica, nonché meccanica e di compressibilità per quanto attiene nella fattispecie i campioni a comportamento prevalentemente coesivo.

Sond	z_i [m]	z_f [m]	Litologia	z [m]	z_w [m]	CI
SW1	0,0	-0,7	Unità s - Terreni di riporto sabbioso-limosi			
					-2,0	
	-0,7	-4,8	Unità A - Sabbie da fini a medio-fini, di colore avana o marrone avana, da mediamente addensate a addensate, debolmente limose	-7,5		CR1
				-11,6		CR2
	-4,8	-16,5	Unità B - Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, grigie, da med. addensate ad addensate	-17,6		CR3
				-21,0		CI1
				-27,0		CI2
				-30,0		CI3

10.1 ANALISI GRANULOMETRICA E CARATTERISTICHE FISICHE

Vengono di seguito riportati i risultati delle analisi finalizzate alla caratterizzazione fisica dei campioni prelevati alle varie profondità rispetto alla verticale indagata. Tali risultati vengono forniti in forma grafica rispetto alle principali tipiche grandezze geotecniche (peso specifico di volume naturale γ_{nat} , indice dei vuoti e , contenuto d'acqua naturale e relativi limiti liquidi e plastici w , w_L , w_P , grado di

saturazione S_r , indice di plasticità I_p , e indice di consistenza I_c). I tabulati integrali, completi di tutte le elaborazioni vengono forniti in allegato.

10.2 PROVE TRISSIALI UU

Per quanto attiene le prove triassiali non consolidate non drenate tipo UU vengono riportati i valori della coesione non drenata c_u e relativo modulo di rigidezza non drenato $E_{u,30}$ al 30% del carico di rottura. Quest'ultimo valore, ritenuto in generale poco significativo ai fini della determinazione del cedimento istantaneo, è stato calcolato anche come funzione di OCR, c_u e I_p , secondo le correlazioni empiriche fornite da Viggiani, riportate nella tabella seguente.

Tabella 16.1: Stima del modulo di deformazione non drenato per terreni a grana fine

OCR	E_u/c_u		
	$I_p < 30$	$30 < I_p < 50$	$I_p > 50$
< 3	800	400	200
3÷5	500	300	150
> 5	300	200	100

Figura 10.1 – Correlazioni per il calcolo di E_u da OCR, I_p e c_u .

10.3 PROVE EDOMETRICHE

Per quanto attiene le prove edometriche sono stati analizzate le principali grandezze utili alla caratterizzazione dei litotipi in termini di compressibilità. Sono stati ricavati infatti per ciascuna prova il grado di sovraconsolidazione OCR, i moduli edometrici relativi agli steps di carico congruenti con le tensioni citostatiche in situ E_{ed} , e i relativi coefficienti di compressibilità e rigonfiamento C_c , C_s e analogamente C_R , S_R , utili per il calcolo dei cedimenti di consolidazione primaria. In relazione alle stime dei tempi di consolidazione vengono riportati i coefficienti di consolidazione verticale c_v e di consolidazione secondaria c_a , ricavati dalle prove. Tali analisi costituiscono i dati principali di input per la stima dei cedimenti e relativo decorso temporale.

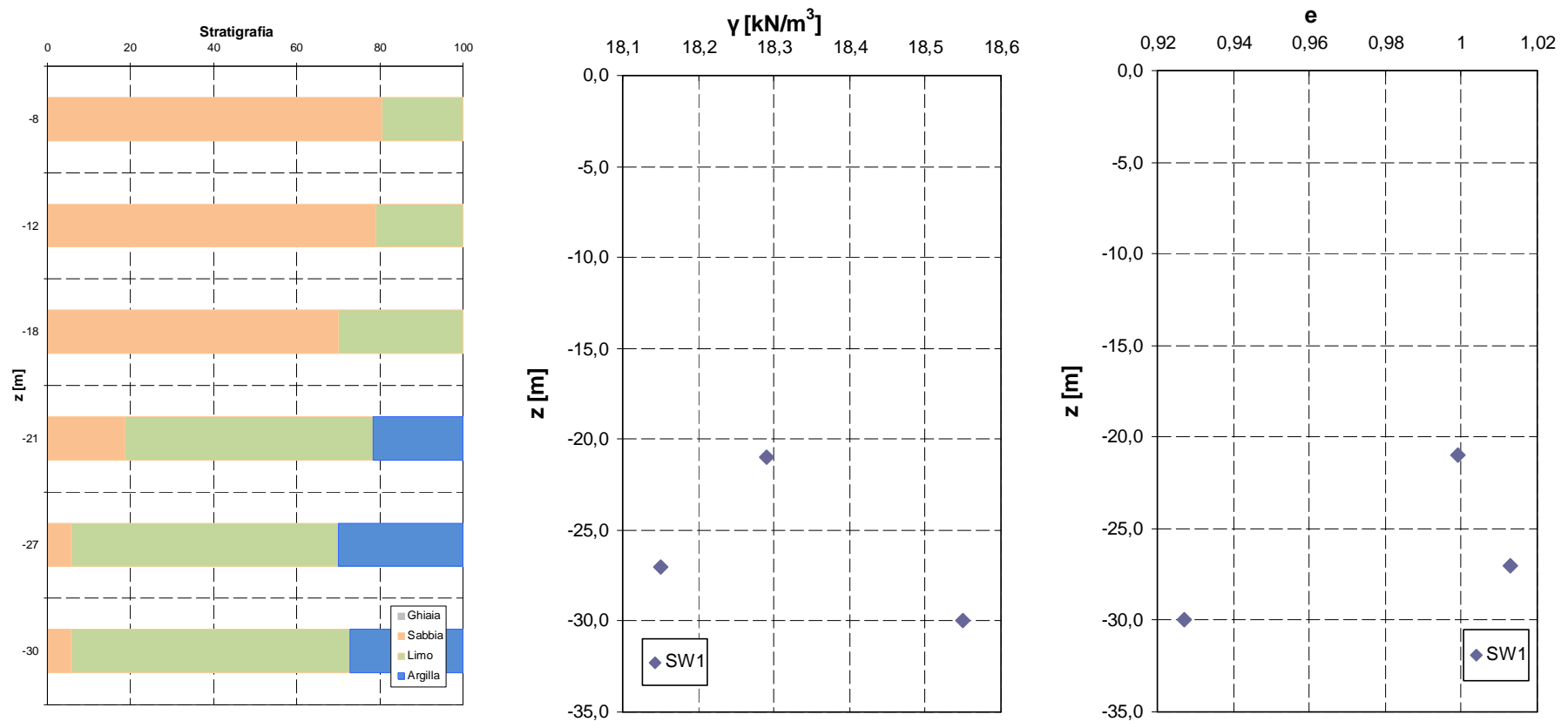


Figura 10.2 – Profilo granulometrico, peso specifico naturale e indice dei vuoti

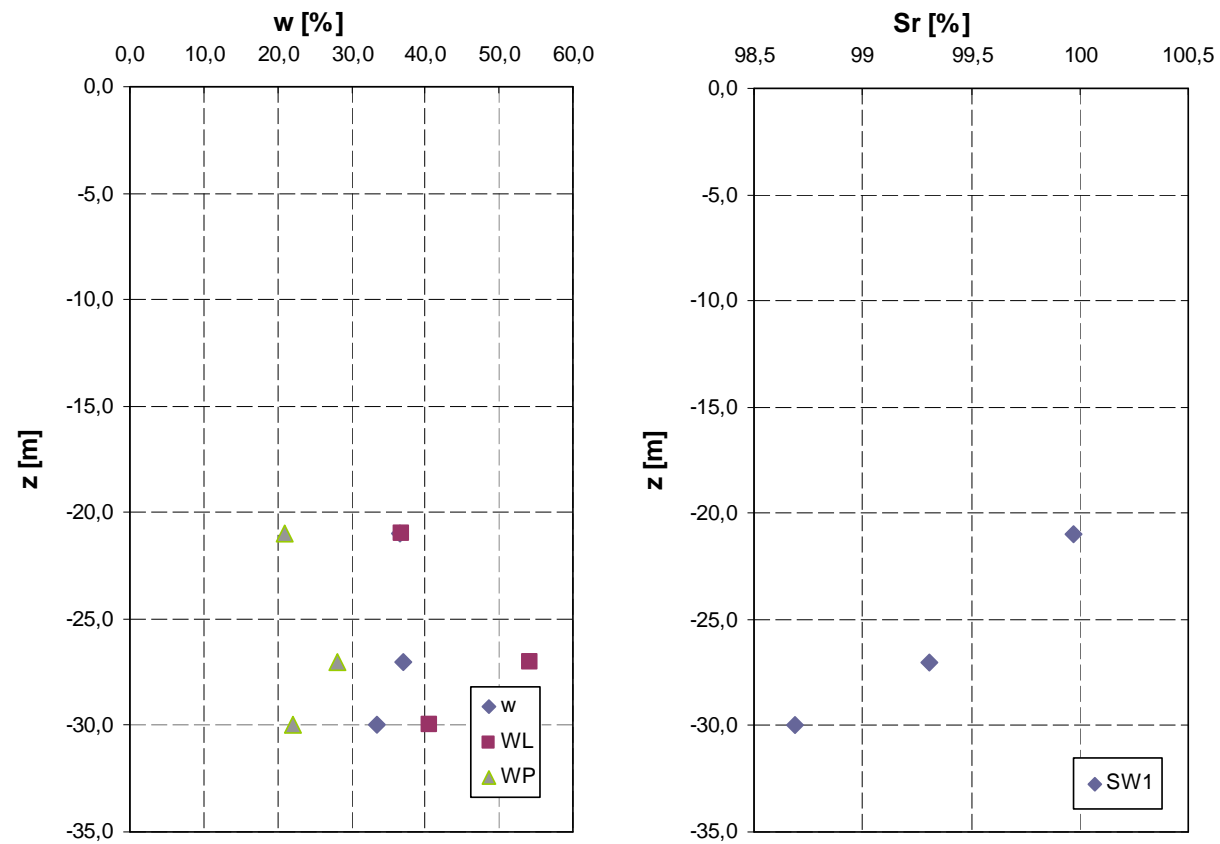


Figura 10.3 – Contenuto d'acqua naturale, limite liquido e plastico e grado di saturazione

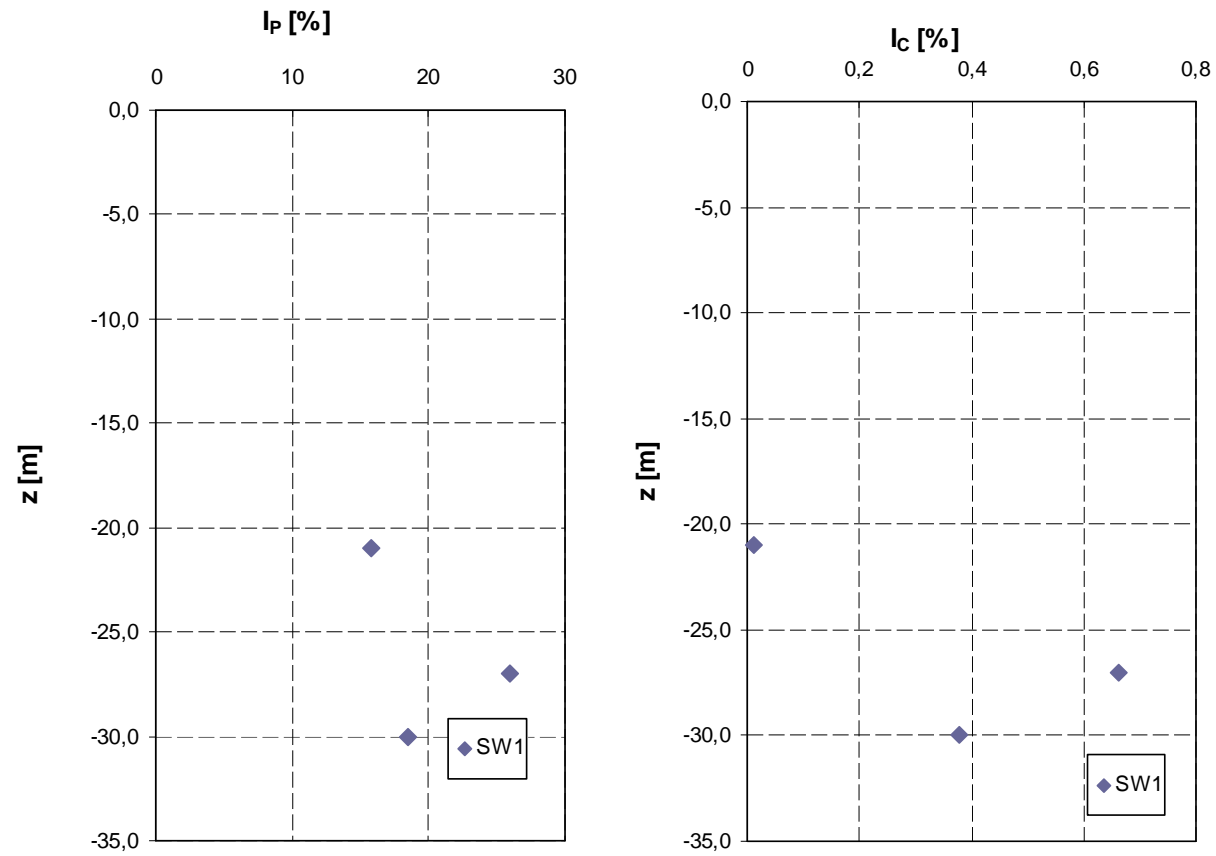


Figura 10.4 – Indice di plasticità e indice di consistenza

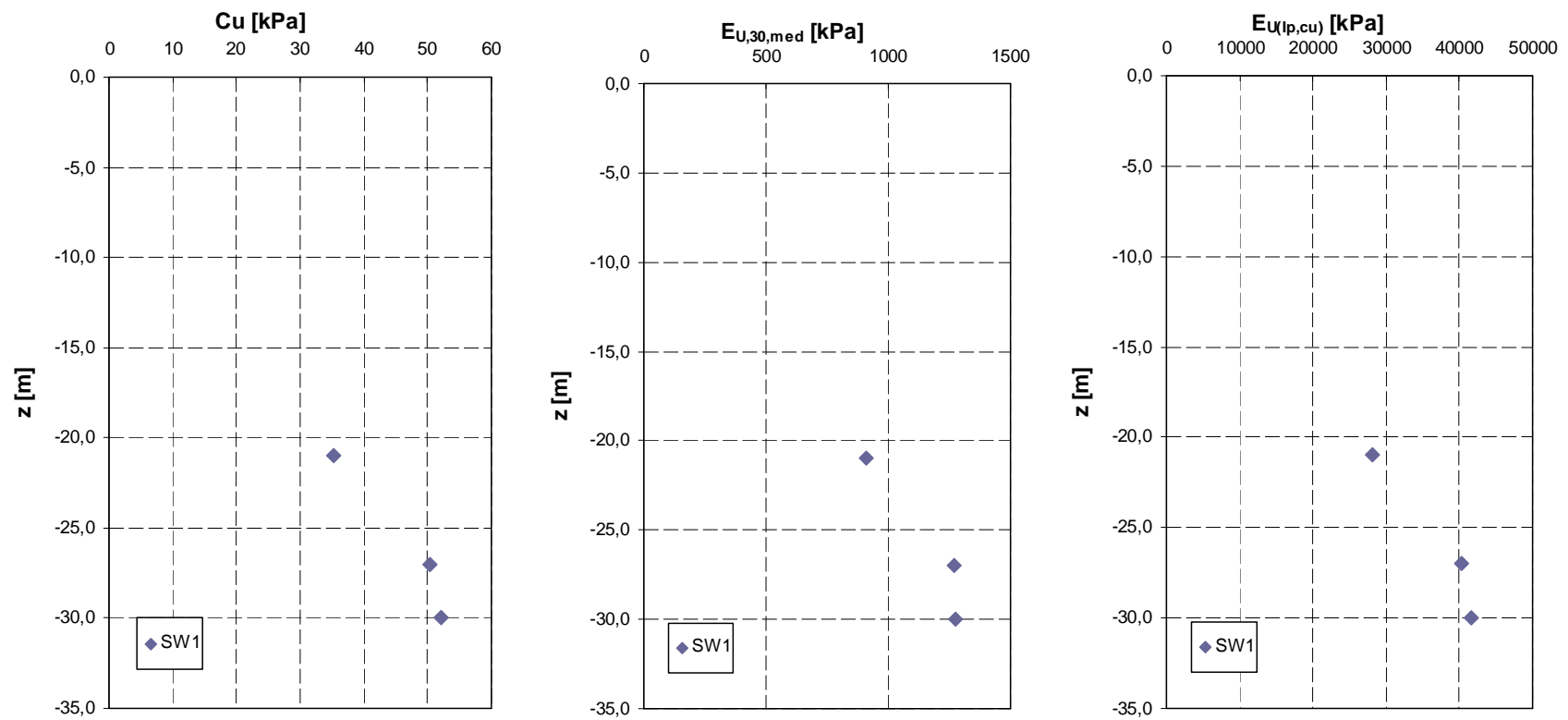


Figura 10.5 – Coesione non drenata e modulo non drenato

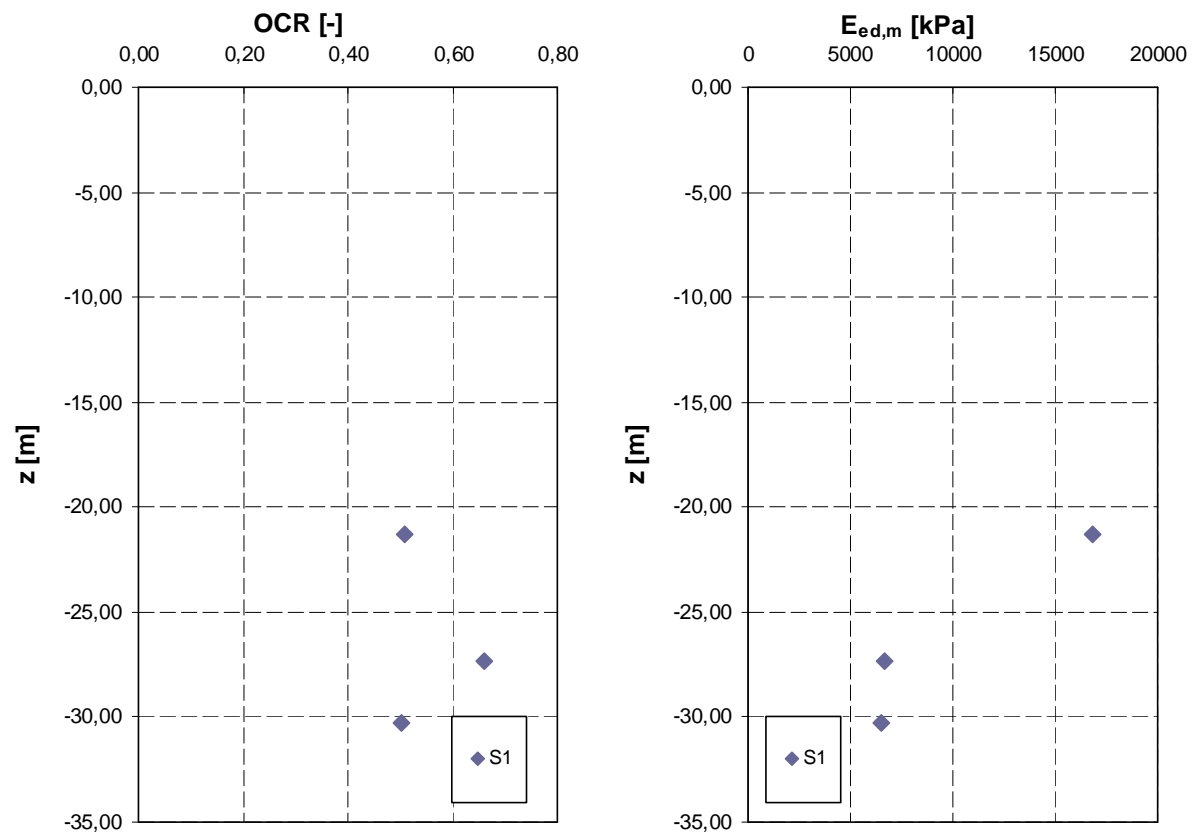


Figura 10.6 – Grado di sovra consolidazione e modulo edometrico

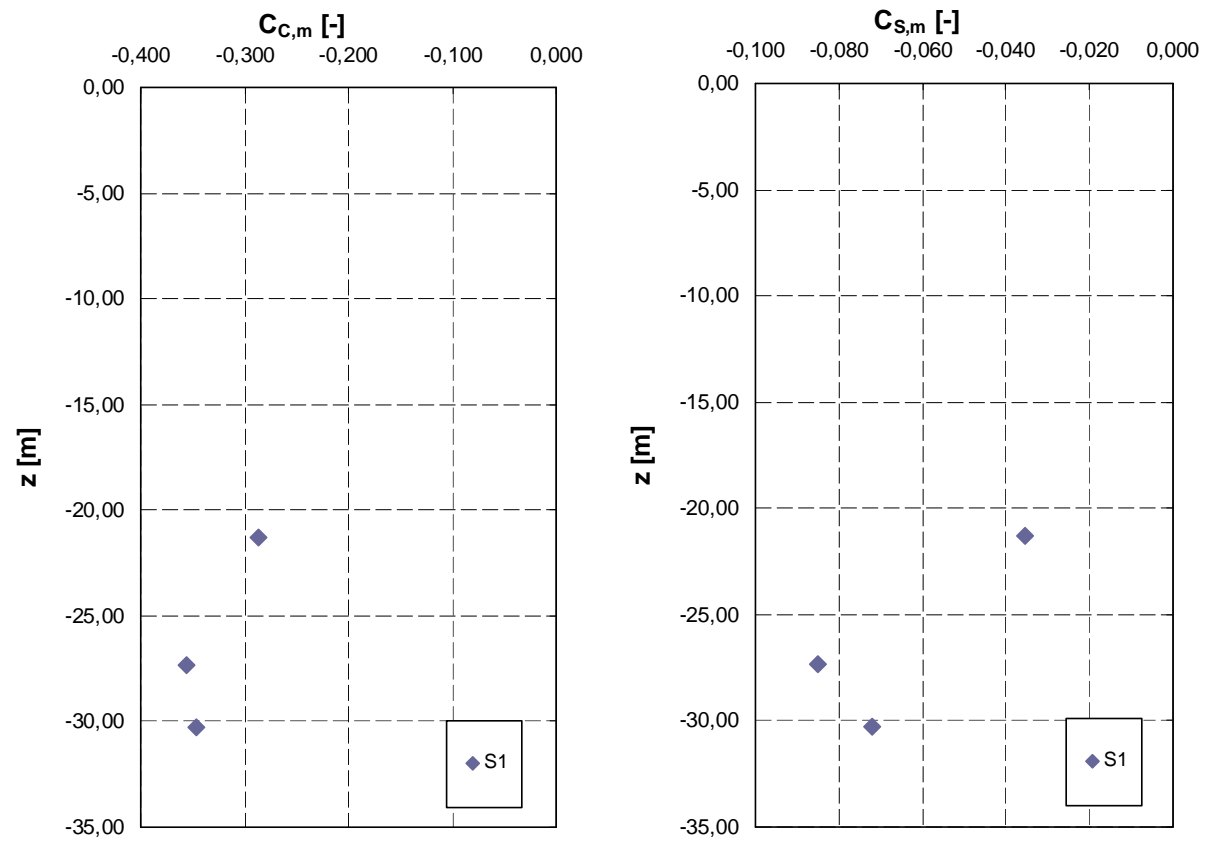


Figura 10.7 – Coefficienti di compressibilità e ringonfiamento

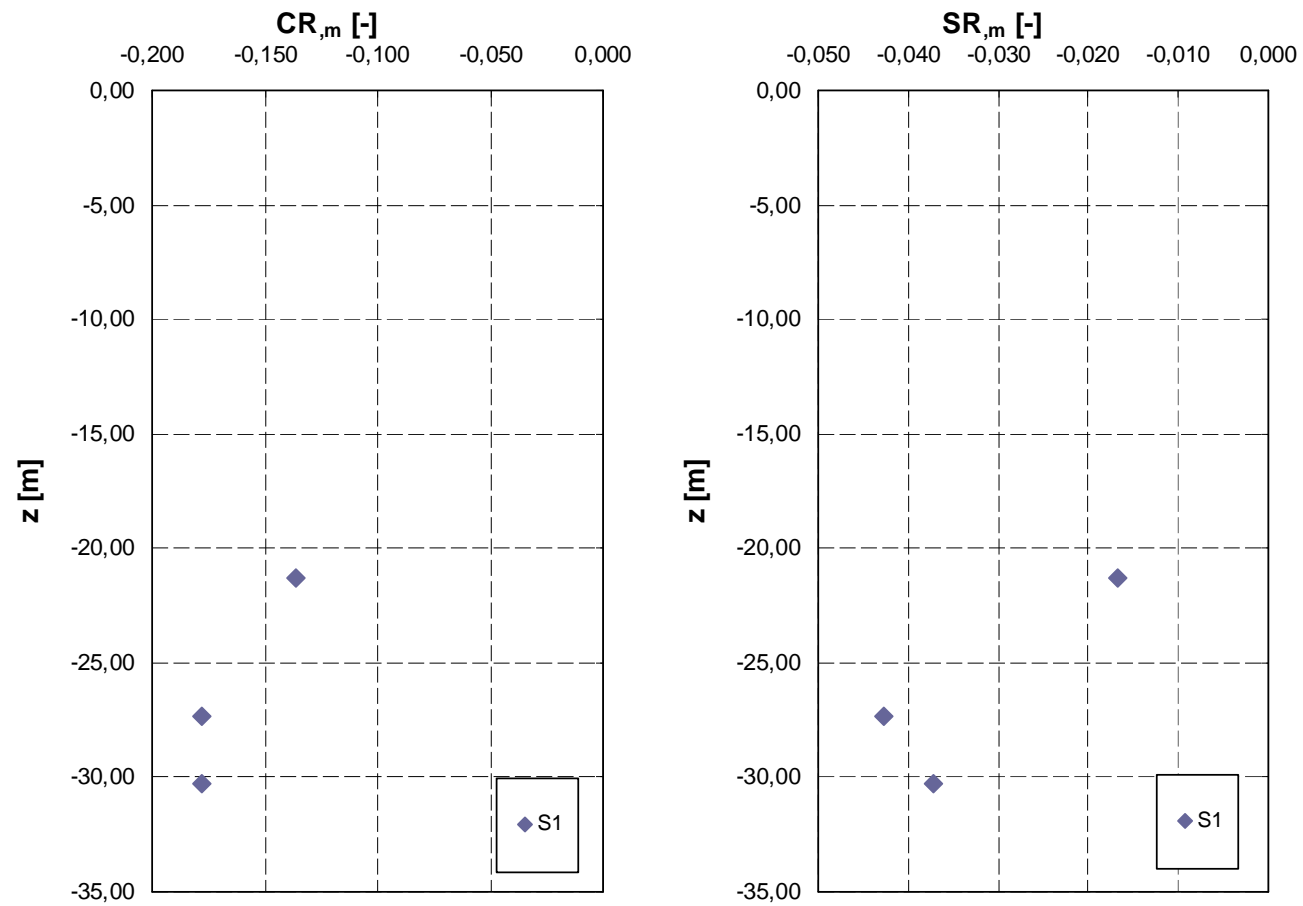


Figura 10.8 – Coefficienti di compressibilità e ringonfiamento

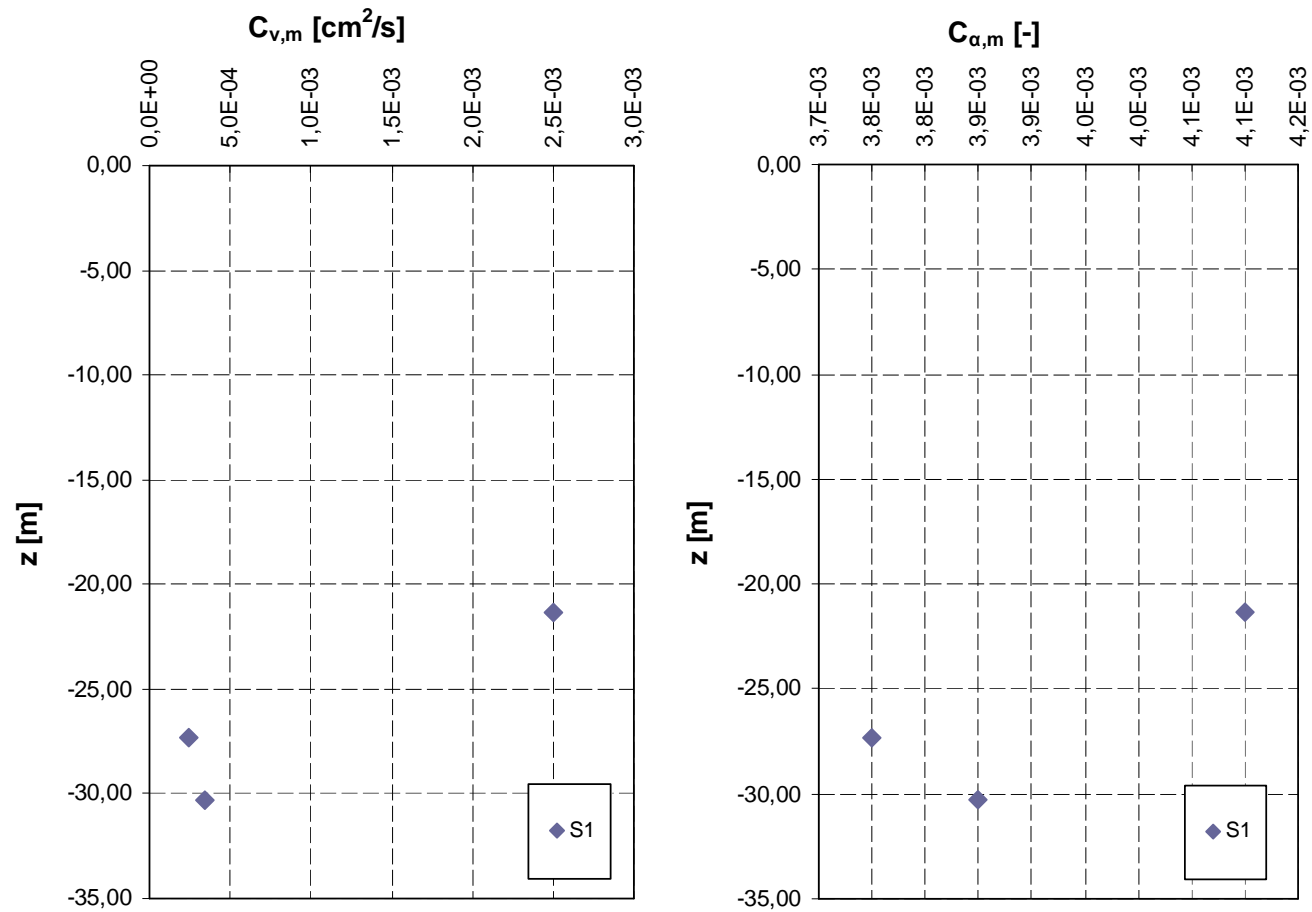


Figura 10.9 – Coefficienti di consolidazione primaria e secondaria

11 CALCOLO DEI CEDIMENTI

11.1 GENERALITA'

E' stato effettuato un duplice calcolo dei cedimenti di consolidazione attesi per l'area di impronta dei nuovi piazzali tenendo conto degli effettivi carichi trasmessi al sottosuolo. Il calcolo è stato sviluppato, in prima fase, attraverso la teoria classica della consolidazione monodimensionale, considerando la trasmissione dei carichi con la profondità secondo le leggi di variazioni proposte per la verticale d'asse di una piastra equivalente di dimensioni pari a quelle del carico. Successivamente è stato messo a punto un modello di calcolo agli elementi finiti con l'ausilio del codice di calcolo Plaxis v.8.2.

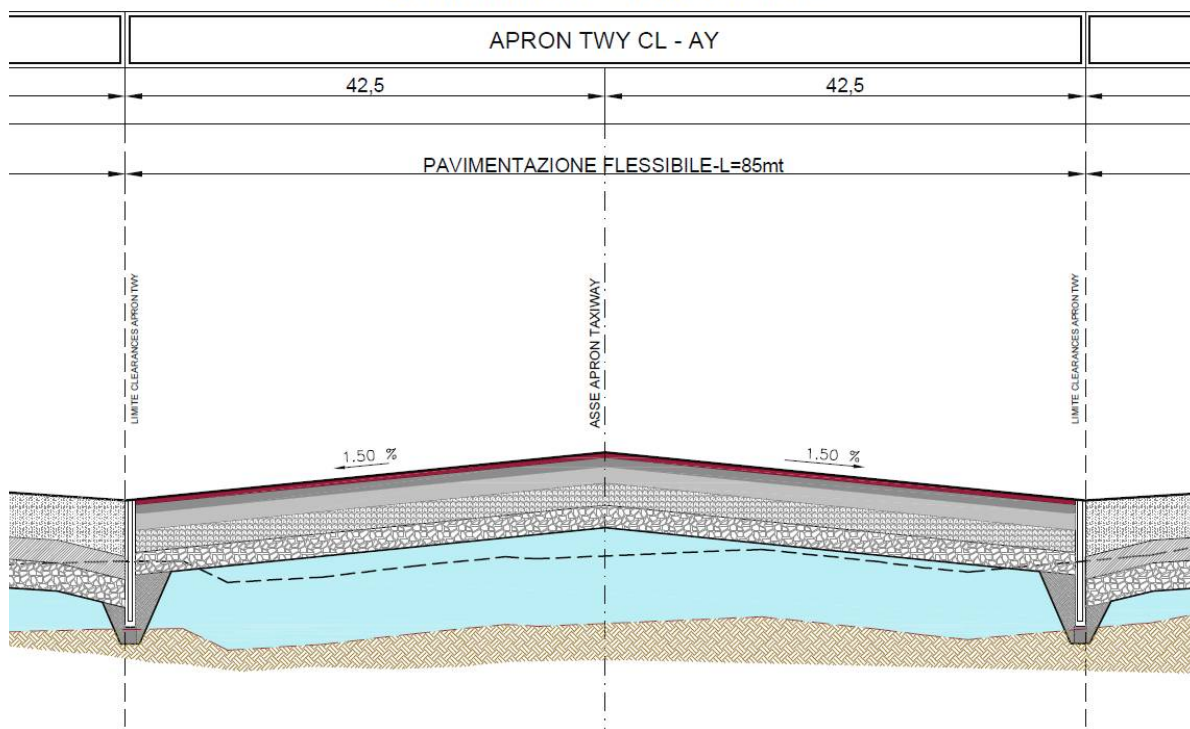
Per entrambi gli approcci sono stati adottati i parametri meccanici e di compressibilità ottenuti attraverso le prove di laboratorio ed è stato considerato, ai fini della consolidazione lo strato compressibile di natura argillo-limosa presente in tale area fino a profondità di circa -70, dal piano campagna. I carichi trasmessi sono stati calcolati secondo la configurazione geometrica del pacchetto di pavimentazione previsto dal Progetto Esecutivo.

E' stata verificata nella fattispecie la configurazione di sterro-riporto maggiormente gravosa in termini di carichi trasmessi al semispazio. La configurazione ritenuta rappresentativa dell'area a maggiore entità del carico è quella corrispondente all'asse Apron-TWY CL-AY relativa alla sezione trasversale di progetto AA nell'area Est del Piazzale.

Il tipo di pavimentazione prevista per tale area sarà del tipo semirigida-portante e avrà uno spessore complessivo di 67cm secondo la configurazione riportata nella figura successiva.

Per quanto attiene l'area Ovest del Piazzale, assimilabile in termini di configurazioni di carico applicate al semispazio, dalla geometria di sterro-riporto rappresentata nella sezione B-B, in relazione alla pressoché totale configurazione in sterro, e quindi veri e propri scarichi e relativi rilasci tensionali applicati al semispazio, non ci si attendono componenti di rigonfiamento significative.

SEZIONE A-A - scala 1:50/500



SEZIONE B-B - scala 1:50/500

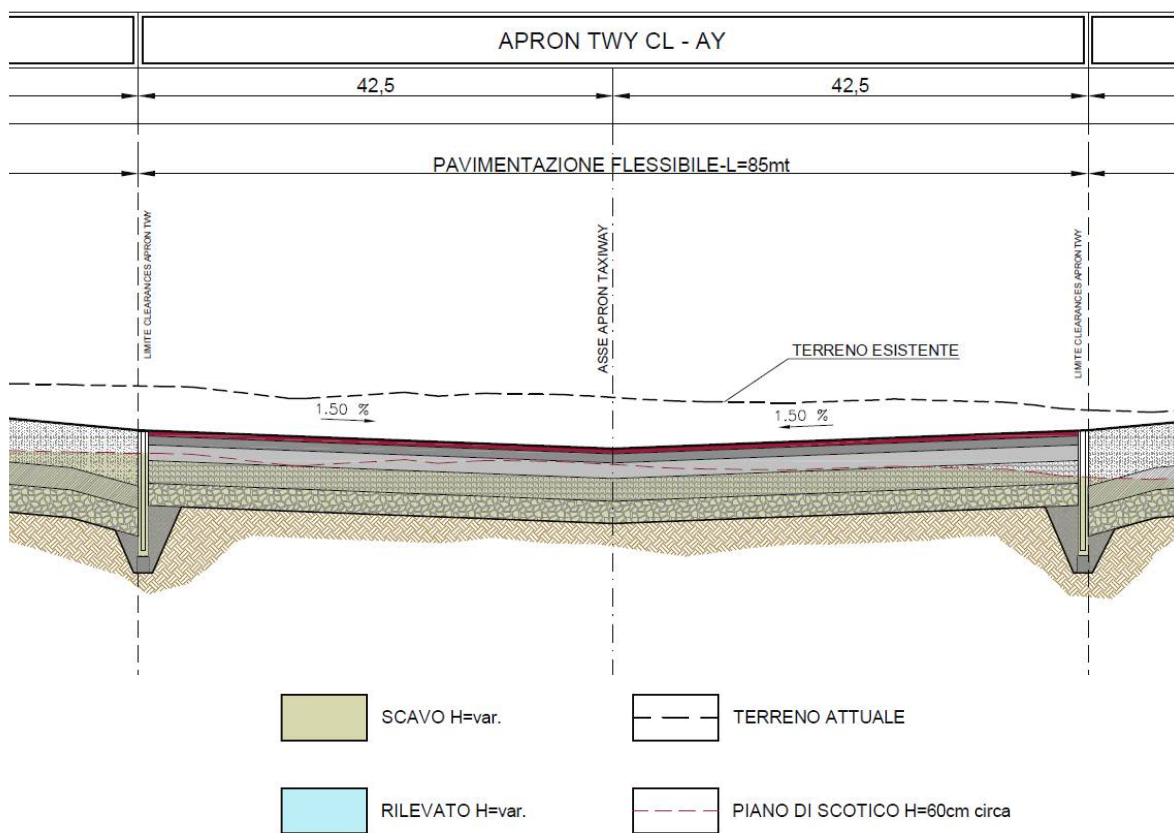


Figura 11.1 – Sezioni di progetto AA e BB

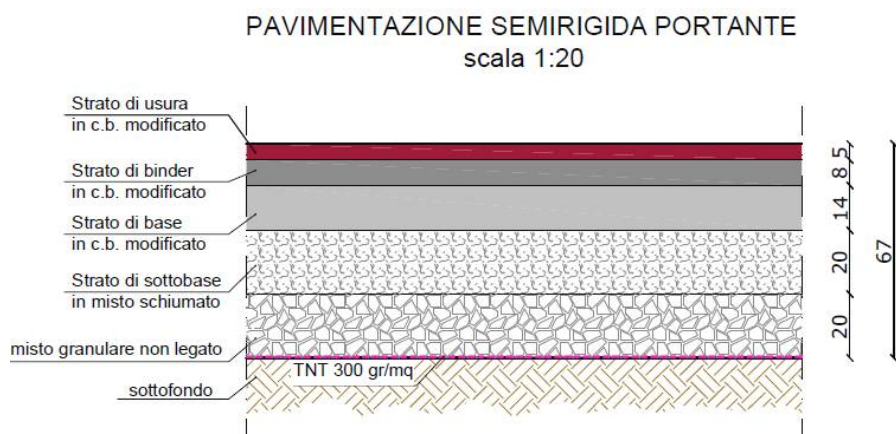


Figura 11.2 – Pavimentazione di progetto nelle aree a maggior carico

11.2 CALCOLO ANALITICO - TEORIA DELLA CONSOLIDAZIONE

ANALISI DEI CARICHI

Geometria

Impronta Piazzale Apron Ovest - Sezione AA

Pavimentazione flessibile

L	=	280 m	larghezza
L/2	=	140 m	semi-larghezza
B	=	280	lunghezza
B/2	=	140 m	semi-lunghezza
H	=	0.97 m	quota progetto da p.c.
H _p	=	0.67 m	spessore pavimentazione
s	=	0.60 m	scotico dal p.c.
H _r	=	0.90 m	altezza rilevato

Carichi rimossi

γ _t	=	17 kN/m ³	peso specifico terreno in sito
q _{rim}	=	10.2 kN/m ²	carichi rimossi

Carichi applicati

γ _r	=	20 kN/m ³	peso specifico rilevato
q _{ril}	=	18.0 kN/m ²	carico da rilevato
q _{pav}	=	14.7 kN/m ²	carico da pavimentazione
q _{app}	=	32.7 kN/m ²	carico trasmesso al piano campagna

Carichi netti

q	=	22.54 kN/m ²
---	---	-------------------------

PARAMETRI GEOTECNICI

Geotecnica
Sezioni ST1-ST2

Litologia	z_i [m]	z_f [m]	H [m]	γ [kN/m ³]	Eu [kPa]	Eed [kPa]	Cc [-]	CR [-]	Cs [-]	RR [-]	cv cm ² /s	ca [-]
A/B	0,0	16,0	16,0	20	-	-	-	-	-	-	-	-
C	16	36,0	20,0	18,5	36690	9950	0,330	0,164	0,064	0,032	1,0E-03	3,9E-03
Cc	36,0	72,0	36,0	18,5	41680	6342	0,314	0,147	0,107	0,049	2,2E-03	3,9E-03

CALCOLO DEI CEDIMENTI SECONDO DIFFUSIONE VERTICALE DEL CARICO

Δ [m]	z [m]	σ'_v [kPa]	m^2 [-]	n^2 [-]	c [-]	$\Delta\sigma'_v$ [kPa]	$\sigma'_{v+\Delta\sigma'_v}$ [kPa]	W_{ist} [m]	ΔW_{cons} [m]	$\Delta W_{cs,50}$ [m]
0.5	0.0	0	-	-	-	-	-	-	-	-
	0.5	5	-	-	-	-	-	-	-	-
	1.0	10	19601.0	19700.0	198.0	22.54	32.54	0.008	-	-
	1.5	15	19602.3	19825.0	198.0	22.54	37.54	-	-	-
	2.0	20	19604.0	20000.0	198.0	22.54	42.54	-	-	-
	2.5	25	19606.3	20225.0	198.0	22.53	47.53	-	-	-
	3.0	30	19609.0	20500.0	198.0	22.53	52.53	-	-	-
	3.5	35	19612.3	20825.0	198.0	22.52	57.52	-	-	-
	4.0	40	19616.0	21200.0	198.0	22.52	62.52	-	-	-
	4.5	45	19620.3	21625.0	198.0	22.51	67.51	-	-	-
	5.0	50	19625.0	22100.0	198.1	22.50	72.50	-	-	-
	5.5	55	19630.3	22625.0	198.1	22.49	77.49	-	-	-
	6.0	60	19636.0	23200.0	198.1	22.47	82.47	-	-	-
	6.5	65	19642.3	23825.0	198.1	22.46	87.46	-	-	-
	7.0	70	19649.0	24500.0	198.1	22.44	92.44	-	-	-
	7.5	75	19656.3	25225.0	198.1	22.42	97.42	-	-	-
	8.0	80	19664.0	26000.0	198.2	22.40	102.40	-	-	-
	8.5	85	19672.3	26825.0	198.2	22.37	107.37	-	-	-
	9.0	90	19681.0	27700.0	198.2	22.35	112.35	-	-	-
	9.5	95	19690.3	28625.0	198.2	22.32	117.32	-	-	-
	10.0	100	19700.0	29600.0	198.2	22.29	122.29	-	-	-
	10.5	105	19710.3	30625.0	198.3	22.26	127.26	-	-	-
	11.0	110	19721.0	31700.0	198.3	22.23	132.23	-	-	-
	11.5	115	19732.3	32825.0	198.3	22.20	137.20	-	-	-
	12.0	120	19744.0	34000.0	198.4	22.17	142.17	-	-	-
	12.5	125	19756.3	35225.0	198.4	22.13	147.13	-	-	-
	13.0	130	19769.0	36500.0	198.4	22.10	152.10	-	-	-
	13.5	135	19782.3	37825.0	198.4	22.06	157.06	-	-	-
	14.0	140	19796.0	39200.0	198.5	22.03	162.03	-	-	-
	14.5	145	19810.3	40625.0	198.5	21.99	166.99	-	-	-
	15.0	150	19825.0	42100.0	198.6	21.95	171.95	-	-	-
	15.5	155	19840.3	43625.0	198.6	21.91	176.91	-	-	-
	16.0	160	19856.0	45200.0	198.6	21.88	181.88	-	-	-
	16.5	165	19872.3	46825.0	198.7	21.84	186.84	-	0.004	0.001
	17.0	170	19889.0	48500.0	198.7	21.80	191.80	-	0.004	0.001
	17.5	175	19906.3	50225.0	198.8	21.76	196.76	-	0.004	0.001
	18.0	180	19924.0	52000.0	198.8	21.72	201.72	-	0.004	0.001
	18.5	185	19942.3	53825.0	198.9	21.68	206.68	-	0.004	0.001

19.0	190	19961.0	55700.0	198.9	21.64	211.64	-	0.004	0.001
19.5	195	19980.3	57625.0	198.9	21.59	216.59	-	0.004	0.001
20.0	200	20000.0	59600.0	199.0	21.55	221.55	-	0.004	0.001
20.5	205	20020.3	61625.0	199.0	21.51	226.51	-	0.004	0.001
21.0	210	20041.0	63700.0	199.1	21.47	231.47	-	0.003	0.001
21.5	215	20062.3	65825.0	199.2	21.43	236.43	-	0.003	0.001
22.0	220	20084.0	68000.0	199.2	21.39	241.39	-	0.003	0.001
22.5	225	20106.3	70225.0	199.3	21.34	246.34	-	0.003	0.001
23.0	230	20129.0	72500.0	199.3	21.30	251.30	-	0.003	0.001
23.5	235	20152.3	74825.0	199.4	21.26	256.26	-	0.003	0.001
24.0	240	20176.0	77200.0	199.4	21.22	261.22	-	0.003	0.001
24.5	245	20200.3	79625.0	199.5	21.18	266.18	-	0.003	0.001
25.0	250	20225.0	82100.0	199.6	21.13	271.13	-	0.003	0.001
25.5	255	20250.3	84625.0	199.6	21.09	276.09	-	0.003	0.001
26.0	260	20276.0	87200.0	199.7	21.05	281.05	-	0.003	0.001
26.5	265	20302.3	89825.0	199.8	21.01	286.01	-	0.003	0.001
27.0	270	20329.0	92500.0	199.8	20.97	290.97	-	0.003	0.001
27.5	275	20356.3	95225.0	199.9	20.92	295.92	-	0.003	0.001
28.0	280	20384.0	98000.0	200.0	20.88	300.88	-	0.003	0.001
28.5	285	20412.3	100825.0	200.0	20.84	305.84	-	0.003	0.001
29.0	290	20441.0	103700.0	200.1	20.80	310.80	-	0.002	0.001
29.5	295	20470.3	106625.0	200.2	20.75	315.75	-	0.002	0.001
30.0	300	20500.0	109600.0	200.2	20.71	320.71	-	0.002	0.001
30.5	305	20530.3	112625.0	200.3	20.67	325.67	-	0.002	0.001
31.0	310	20561.0	115700.0	200.4	20.63	330.63	-	0.002	0.001
31.5	315	20592.3	118825.0	200.5	20.59	335.59	-	0.002	0.001
32.0	320	20624.0	122000.0	200.6	20.54	340.54	-	0.002	0.001
32.5	325	20656.3	125225.0	200.6	20.50	345.50	-	0.002	0.001
33.0	330	20689.0	128500.0	200.7	20.46	350.46	-	0.002	0.001
33.5	335	20722.3	131825.0	200.8	20.42	355.42	-	0.002	0.001
34.0	340	20756.0	135200.0	200.9	20.37	360.37	-	0.002	0.001
34.5	345	20790.3	138625.0	201.0	20.33	365.33	-	0.002	0.001
35.0	350	20825.0	142100.0	201.1	20.29	370.29	-	0.002	0.001
35.5	355	20860.3	145625.0	201.1	20.25	375.25	-	0.002	0.001
36.0	360	20896.0	149200.0	201.2	20.20	380.20	-	0.002	0.001
36.5	365	20932.3	152825.0	201.3	20.16	385.16	-	0.002	0.001
37.0	370	20969.0	156500.0	201.4	20.12	390.12	-	0.002	0.001
37.5	375	21006.3	160225.0	201.5	20.08	395.08	-	0.002	0.001
38.0	380	21044.0	164000.0	201.6	20.04	400.04	-	0.002	0.001
38.5	385	21082.3	167825.0	201.7	19.99	404.99	-	0.002	0.001
39.0	390	21121.0	171700.0	201.8	19.95	409.95	-	0.002	0.001
39.5	395	21160.3	175625.0	201.9	19.91	414.91	-	0.002	0.001
40.0	400	21200.0	179600.0	202.0	19.87	419.87	-	0.002	0.001
40.5	405	21240.3	183625.0	202.1	19.82	424.82	-	0.002	0.001
41.0	410	21281.0	187700.0	202.2	19.78	429.78	-	0.002	0.001
41.5	415	21322.3	191825.0	202.3	19.74	434.74	-	0.001	0.001
42.0	420	21364.0	196000.0	202.4	19.70	439.70	-	0.001	0.001
42.5	425	21406.3	200225.0	202.5	19.66	444.66	-	0.001	0.001
43.0	430	21449.0	204500.0	202.6	19.61	449.61	-	0.001	0.001
43.5	435	21492.3	208825.0	202.7	19.57	454.57	-	0.001	0.001
44.0	440	21536.0	213200.0	202.8	19.53	459.53	-	0.001	0.001
44.5	445	21580.3	217625.0	202.9	19.49	464.49	-	0.001	0.001
45.0	450	21625.0	222100.0	203.0	19.44	469.44	-	0.001	0.001
45.5	455	21670.3	226625.0	203.2	19.40	474.40	-	0.001	0.001
46.0	460	21716.0	231200.0	203.3	19.36	479.36	-	0.001	0.001

46.5	465	21762.3	235825.0	203.4	19.32	484.32	-	0.001	0.001
47.0	470	21809.0	240500.0	203.5	19.27	489.27	-	0.001	0.001
47.5	475	21856.3	245225.0	203.6	19.23	494.23	-	0.001	0.001
48.0	480	21904.0	250000.0	203.7	19.19	499.19	-	0.001	0.001
48.5	485	21952.3	254825.0	203.8	19.15	504.15	-	0.001	0.001
49.0	490	22001.0	259700.0	204.0	19.10	509.10	-	0.001	0.001
49.5	495	22050.3	264625.0	204.1	19.06	514.06	-	0.001	0.001
50.0	500	22100.0	269600.0	204.2	19.02	519.02	-	0.001	0.001
50.5	505	22150.3	274625.0	204.3	18.98	523.98	-	0.001	0.001
51.0	510	22201.0	279700.0	204.5	18.94	528.94	-	0.001	0.001
51.5	515	22252.3	284825.0	204.6	18.89	533.89	-	0.001	0.001
52.0	520	22304.0	290000.0	204.7	18.85	538.85	-	0.001	0.001
52.5	525	22356.3	295225.0	204.8	18.81	543.81	-	0.001	0.001
53.0	530	22409.0	300500.0	205.0	18.77	548.77	-	0.001	0.001
53.5	535	22462.3	305825.0	205.1	18.72	553.72	-	0.001	0.001
54.0	540	22516.0	311200.0	205.2	18.68	558.68	-	0.001	0.001
54.5	545	22570.3	316625.0	205.4	18.64	563.64	-	0.001	0.001
55.0	550	22625.0	322100.0	205.5	18.60	568.60	-	0.001	0.001
55.5	555	22680.3	327625.0	205.6	18.55	573.55	-	0.001	0.001
56.0	560	22736.0	333200.0	205.8	18.51	578.51	-	0.001	0.001
56.5	565	22792.3	338825.0	205.9	18.47	583.47	-	0.001	0.001
57.0	570	22849.0	344500.0	206.0	18.43	588.43	-	0.001	0.001
57.5	575	22906.3	350225.0	206.2	18.38	593.38	-	0.001	0.001
58.0	580	22964.0	356000.0	206.3	18.34	598.34	-	0.001	0.001
58.5	585	23022.3	361825.0	206.5	18.30	603.30	-	0.001	0.001
59.0	590	23081.0	367700.0	206.6	18.25	608.25	-	0.001	0.001
59.5	595	23140.3	373625.0	206.7	18.21	613.21	-	0.001	0.001
60.0	600	23200.0	379600.0	206.9	18.17	618.17	-	0.001	0.001
60.5	605	23260.3	385625.0	207.0	18.13	623.13	-	0.001	0.001
61.0	610	23321.0	391700.0	207.2	18.08	628.08	-	0.001	0.001
61.5	615	23382.3	397825.0	207.3	18.04	633.04	-	0.001	0.001
62.0	620	23444.0	404000.0	207.5	18.00	638.00	-	0.001	0.001
62.5	625	23506.3	410225.0	207.6	17.96	642.96	-	0.001	0.001
63.0	630	23569.0	416500.0	207.8	17.91	647.91	-	0.001	0.001
63.5	635	23632.3	422825.0	207.9	17.87	652.87	-	0.001	0.001
64.0	640	23696.0	429200.0	208.1	17.83	657.83	-	0.001	0.001
64.5	645	23760.3	435625.0	208.2	17.79	662.79	-	0.001	0.001
65.0	650	23825.0	442100.0	208.4	17.74	667.74	-	0.001	0.001
65.5	655	23890.3	448625.0	208.5	17.70	672.70	-	0.001	0.001
66.0	660	23956.0	455200.0	208.7	17.66	677.66	-	0.001	0.001
66.5	665	24022.3	461825.0	208.9	17.62	682.62	-	0.001	0.001
67.0	670	24089.0	468500.0	209.0	17.57	687.57	-	0.001	0.001
67.5	675	24156.3	475225.0	209.2	17.53	692.53	-	0.001	0.001
68.0	680	24224.0	482000.0	209.3	17.49	697.49	-	0.001	0.001

0.8 19.1 7.2

I valori di cedimento ottenuti si attestano a valori di meno di 1cm, per quanto attiene il cedimento istantaneo e poco più di 19 cm per quanto attiene il cedimento di consolidazione primaria relativo alla completa dissipazione delle sovrappressioni indotte dal carico. In relazione al relativamente breve tempo caratteristico di consolidazione primaria, è stato inoltre valutato un cedimento di consolidazione secondaria relativo alla componente di deformazione viscosa tipica dei terreni argillosi compressibili di natura organica. In relazione alla vita utile dell'opera tale contributo appare non trascurabile. Tenendo

conto di una finestra temporale di calcolo dei cedimenti di consolidazione secondaria impostata a +50 anni dal termine della consolidazione primaria si stimano circa 7cm.

Determinando i massimi percorsi di filtrazione individuati attraverso l'analisi delle successioni sabbiose e argillose è stato determinato lo sviluppo temporale del fenomeno della consolidazione primaria. I valori ottenuti mostrano lo sviluppo del 50% dei cedimenti in un tempo prossimo ai 7 anni, con all'80% dei cedimenti attesi a poco meno di 20anni.

ANDAMENTO TEMPORALE DEI CEDIMENTI

	T_{5-95} [-]	t_{5-95} [anni]	W_{5-95} [cm]
T_5	0.0017	0.060	0.95
T_{10}	0.0077	0.270	1.91
T_{15}	0.0177	0.621	2.86
T_{20}	0.0314	1.102	3.82
T_{25}	0.0491	1.723	4.77
T_{30}	0.0707	2.481	5.72
T_{35}	0.0962	3.375	6.68
T_{40}	0.126	4.421	7.63
T_{45}	0.159	5.579	8.59
T_{50}	0.197	6.912	9.54
T_{55}	0.238	8.350	10.49
T_{60}	0.286	10.034	11.45
T_{65}	0.342	11.999	12.40
T_{70}	0.403	14.139	13.36
T_{75}	0.477	16.736	14.31
T_{80}	0.567	19.893	15.27
T_{85}	0.684	23.998	16.22
T_{90}	0.848	29.752	17.17
T_{95}	1.129	39.611	18.13

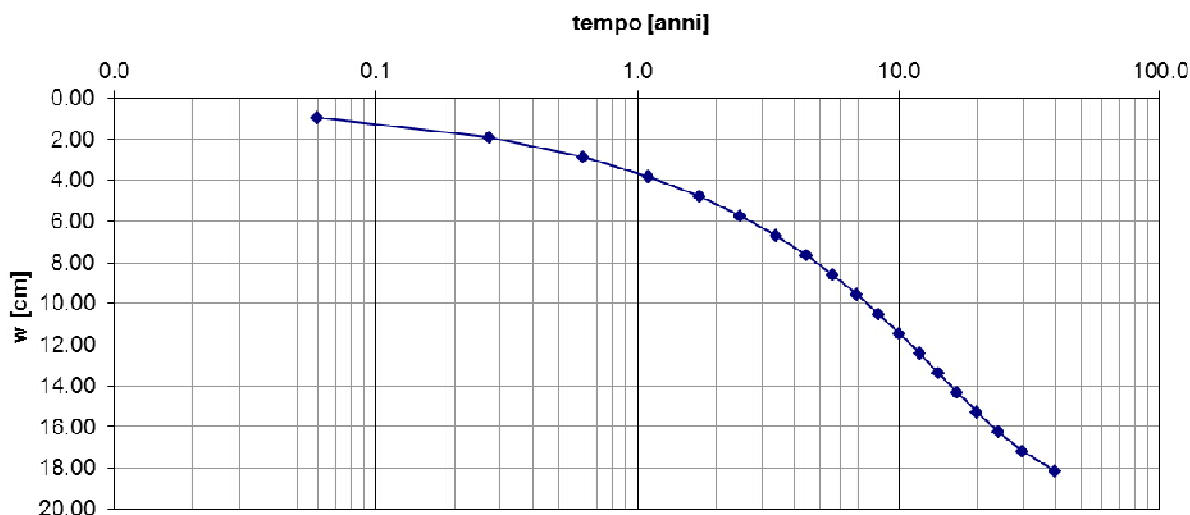


Figura 11.3 – Andamento dei cedimenti nel tempo

11.3 CALCOLO NUMERICO – PLAXIS 2D v.8.2

Il Dominio 2D agli elementi finiti utilizzato per il calcolo dei cedimenti è stato impostato con dimensioni di 70m per 180m. E' stata considerata una geometria assialsimmetrica come rappresentazione del problema reale a tre dimensioni. Il modello assialsimmetrico è tipicamente utilizzato per circolari o quadrate caratterizzate da simmetria radiale e sistema di carico attorno all'asse centrale. Lo stato deformativo e le sollecitazioni indotte quindi, possono assumersi identiche in ogni direzione radiale.

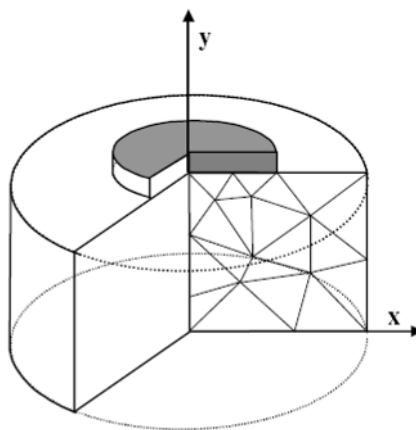


Figura 11.4 – Schema di calcolo per modelli assialsimmetrici

Nel caso dell'area di impronta del nuovo piazzale è stata considerata un impronta con raggio equivalente paria a 160m come rappresentativa dell'impronta quadrata di 280m circa di lato prevista per il nuovo piazzale. I carichi applicati risultano i medesimi applicati per il calcolo analitico. Il modello costitutivo di terreno applicato alle diverse litologie è stato impostato come elastico-perfettamente plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per i materiale sabbiosi, mentre, per cogliere meglio il comportamento compressibile dei materiali argillosi Normal-Consolidati, è stato tarato un modello

avanzato Soft-Soil con incrudimento sulla base del modello Cam-Clay, tenendo in conto i parametri di compressibilità ottenuti dalle prove edometriche.

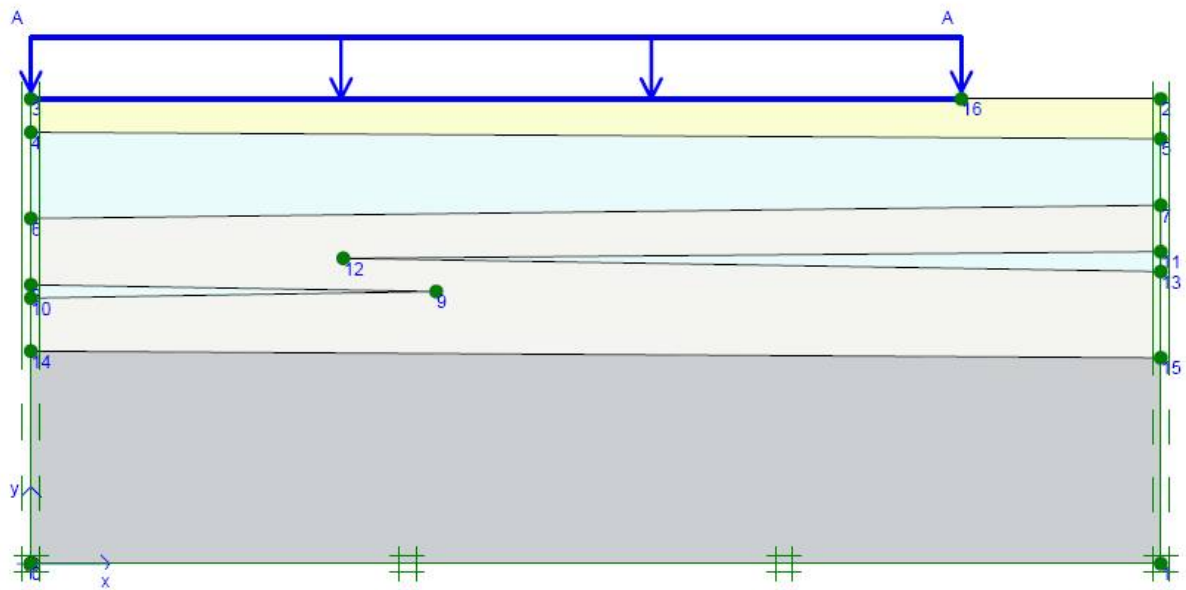
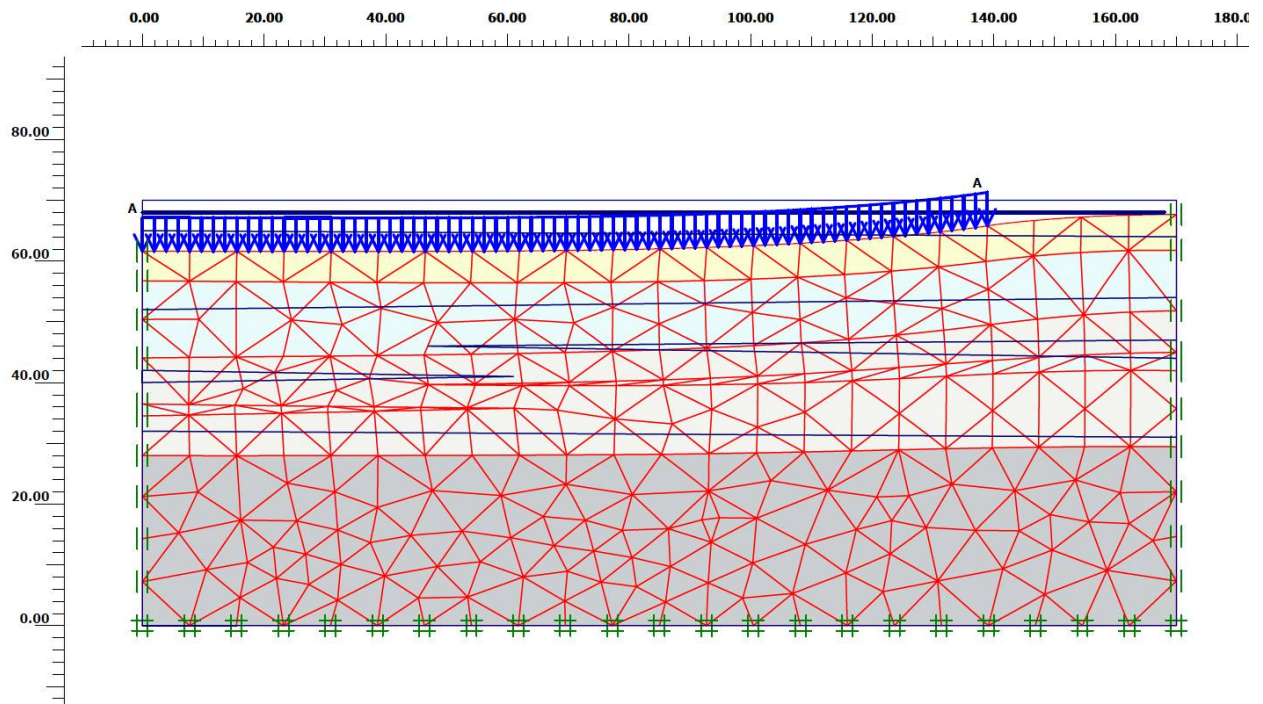


Figura 11.5 – Modello di calcolo



Deformed mesh
 Extreme total displacement $168.54 \cdot 10^{-3}$ m
 (displacements scaled up 50.00 times)

Figura 11.6 – Configurazione deformata

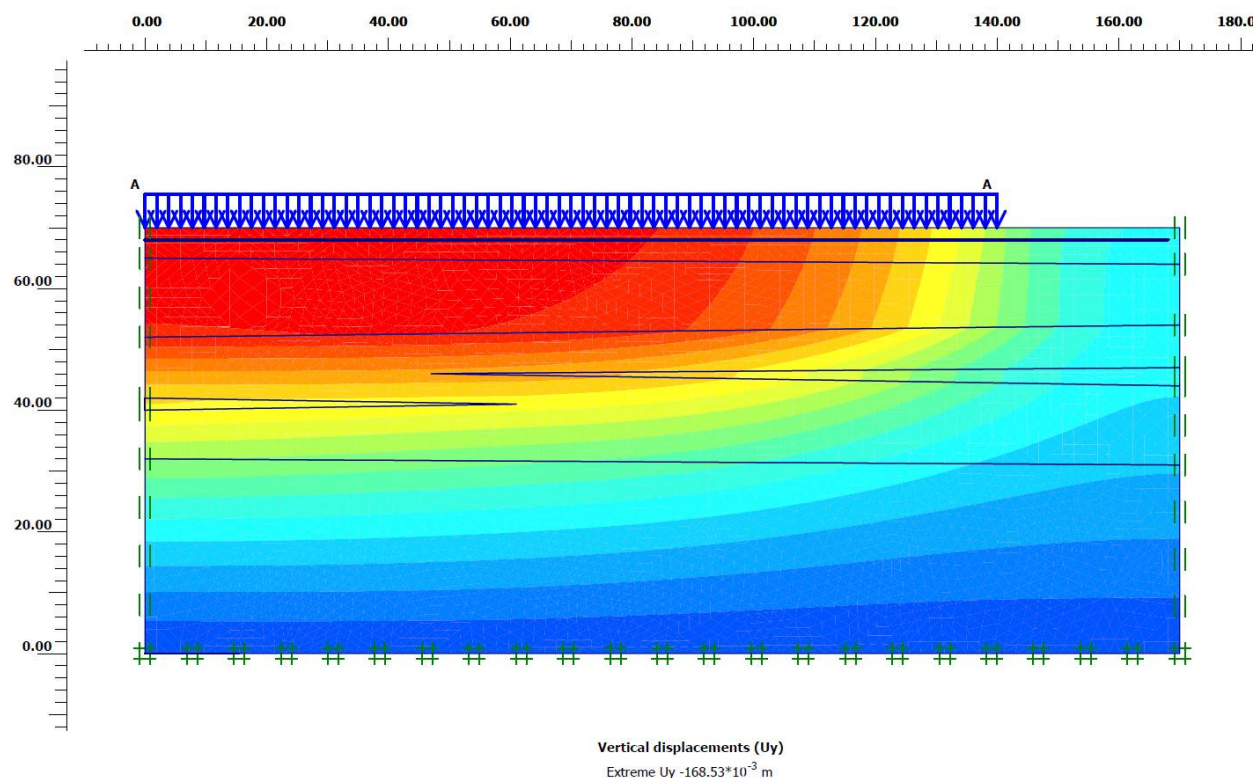


Figura 11.7 – Valori di cedimento verticale

I valori massimi di cedimento determinati attraverso l'analisi agli elementi finiti si attestano a poco meno di 17cm, a conferma con quanto ottenuto dal calcolo analitico.

I tempi di sviluppo di tale aliquota di cedimento si attestano attorno ai 9 anni, a mostrare un fenomeno più veloce rispetto a quanto verificato dal calcolo analitico. Tale aspetto risulta senz'altro imputabile alla elevata permeabilità delle intercalazioni sabbiose che caratterizzano i materiali argillosi, oltre che alla effettiva configurazione stratigrafica modellata, per la quale le coperture sabbiose costituiscono via di dissipazione preferenziale per le sovrappressioni che si manifestano negli strati coesivi.

12 CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SOTTOSUOLO

La caratterizzazione sismica dei litotipi la determinazione della categoria di sottosuolo ai sensi delle NTC08 è stata effettuata sulla base delle misure dirette delle velocità di propagazione delle onde di taglio V_s , effettuate con il piezocono sismico s-CPTu, incrociate con le relative misure H/R e stendimenti sismici tipo MASW. I valori ricavati dalle prove sono stati mediati in relazione allo spessore degli strati ai fini della valutazione di $V_{s,30}$, parametro ritenuto significativo per valutazione della categoria di sottosuolo ai fini delle analisi sismiche.

Tale parametro si esprime quindi attraverso la seguente relazione:

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

Dove h_i e $V_{s,i}$ sono rispettivamente lo spessore degli strati e le velocità medie misurate per ciascuno di esso per i primi 30m.

Una stima del modulo di taglio iniziale per bassi valori di deformazione G_0 è stata ricavata sulla base della teoria di propagazione delle onde elastiche in un mezzo di massa volumica nota, sulla base della seguente espressione:

$$G_0 = \rho \cdot V_s$$

Si riportano di seguito i risultati di tali analisi.

z	PW1s			
	V_s	$V_{s,i}$	G_0	$G_{0,i}$
[m]	[m/s]	[m/s]	[MPa]	[MPa]
1,0	290	213	171	93
2,0	229		107	
3,0	198		80	
4,0	188		72	
5,0	186		71	
6,0	188		72	
7,0	214	207	93	78
8,0	213		92	
9,0	232		110	
10,0	227		105	
11,0	225		93	
12,0	216		86	
13,0	209		80	
14,0	215		85	
15,0	190		66	
16,0	185		63	
17,0	206	78	98	
18,0	175	56		
19,0	178	58		
20,0	202	75		
21,0	182	61		
22,0	189	66		
23,0	238	104		
24,0	260	124		
25,0	227	95		
26,0	256	127		
27,0	214	89		
28,0	215	90		
29,0	216	90		
30,0	213	88		
31,0	232	104		
32,0	256	127		
33,0	228	101		
34,0	248	119		
35,0	222	95		

$V_{s,30}$	214
C_s	C

La categoria di sottosuolo ottenuta in relazione alla verticale sismica indagata, è la **categoria C**, dove lo stato di addensamento delle litologie evidenziano un discreto contributo di amplificazione sismica.

La definizione riportate al paragrafo 3.2.2 delle NTC08 è le seguente:

***Categoria di sottosuolo C** - Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).*

Si riportano di seguito gli andamenti delle velocità delle onde di taglio V_s e del modulo di taglio a basse deformazioni G_0 determinati attraverso le misure effettuate. L'andamento delle V_s , si mostra in generale piuttosto costante con la profondità e non mostra in maniera netta il passaggio litologico tra i litotipi sabbiosi più superficiali e quelli argillosi più profondi, ad evidenziare una risposta sismica di sito

Tali valutazioni risultano di particolare rilevanza in ambito di modellazione geotecnica sismica, pertanto, dovranno valutarsi nelle fasi successive di progettazione eventuali approfondimenti in questo senso.

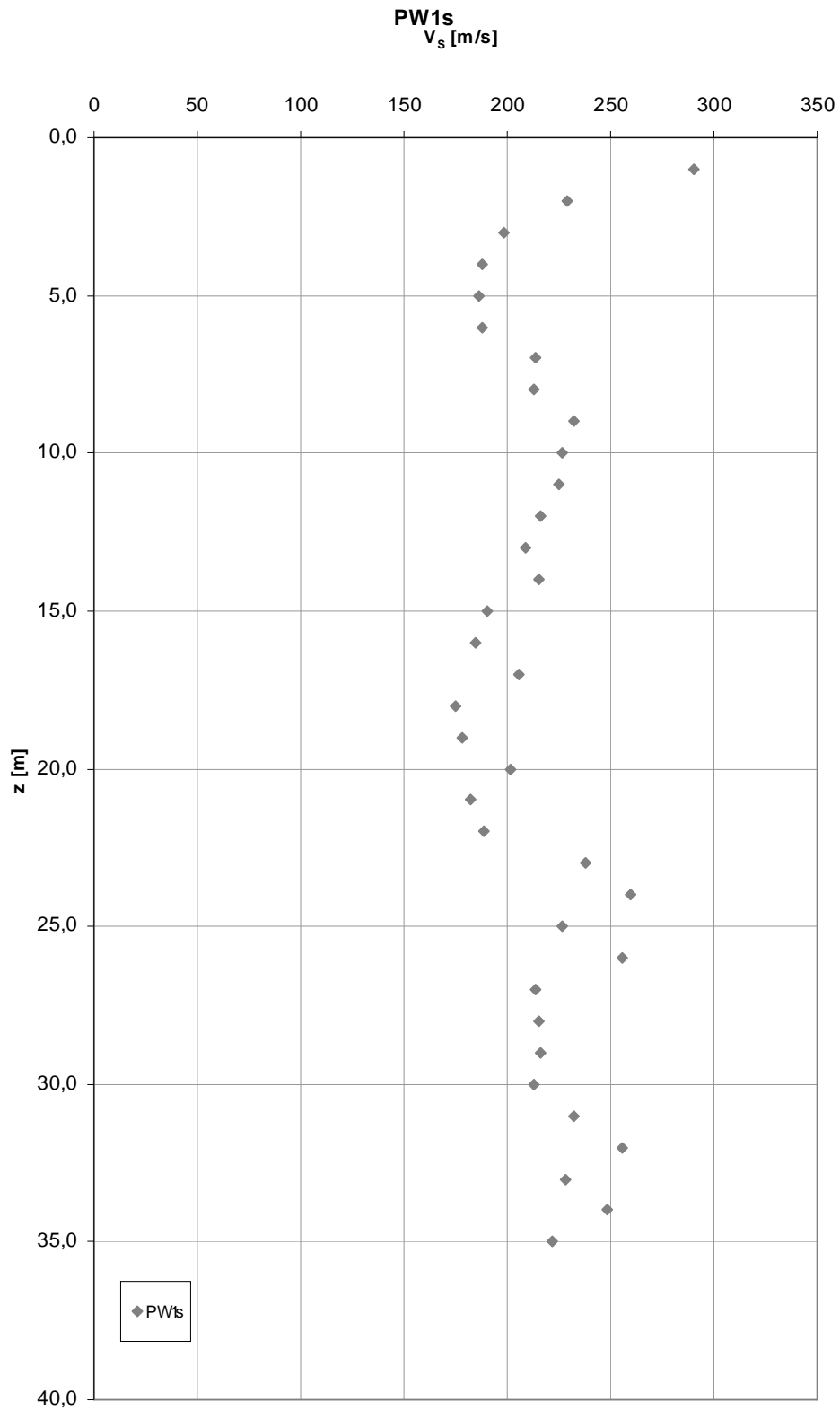


Figura 12.1 – Andamento di V_s con la profondità

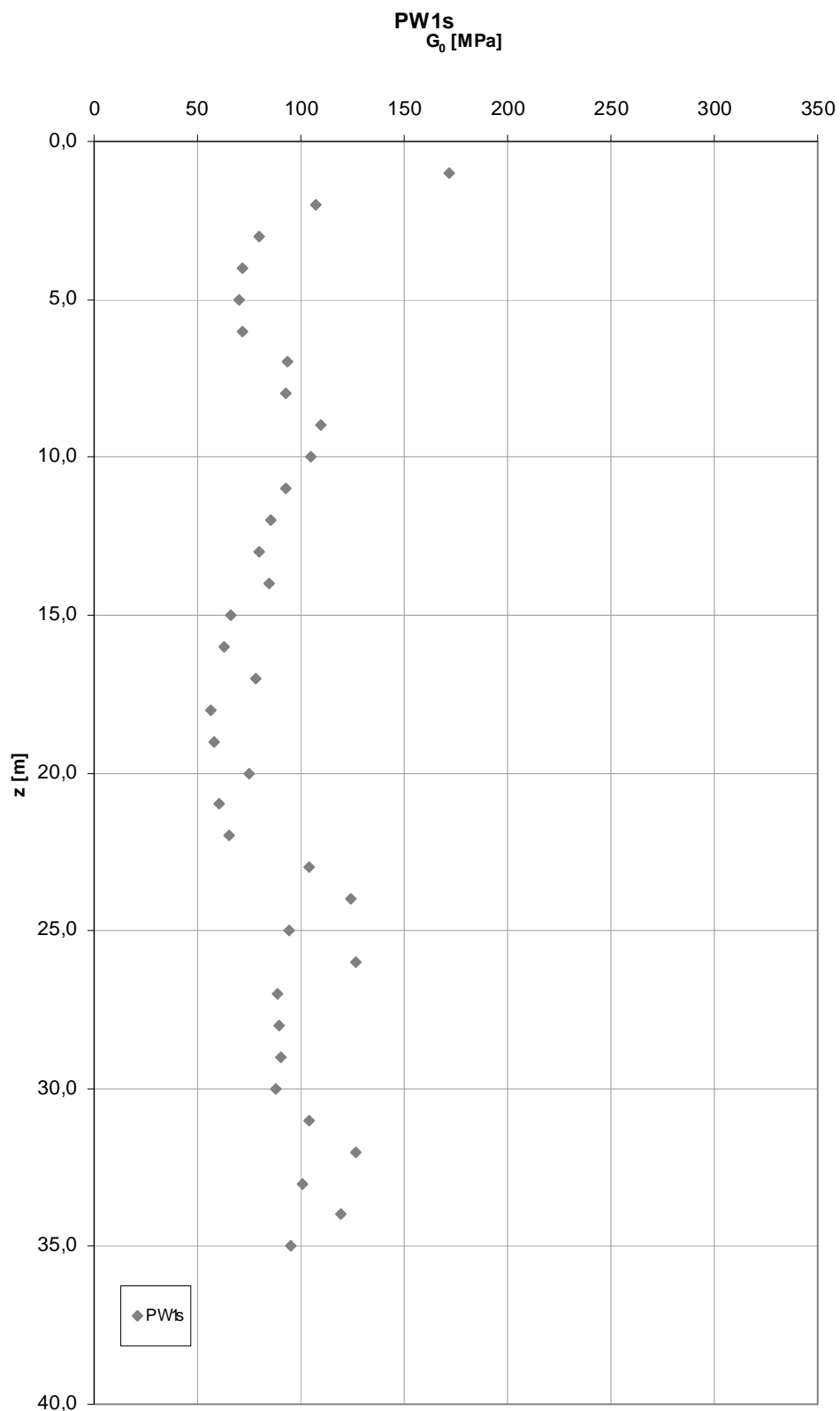


Figura 12.2 – Andamento di G_0 con la profondità

La definizione di categoria di sottosuolo e la relativa stima delle velocità delle onde di taglio ottenuta dall'analisi dei risultati del piezocono sismico, appare congruente con i valori ottenuti attraverso le misure H/R e relativi stendimenti sismici tipo MASW.

Profondità alla base dello strato [m]	Spessore [m]	Vs [m/s]
0.50	0.50	120
8.00	7.50	210
18.00	9.00	240
35.00	19.00	204
40.00	10.00	235
52.00	12.00	265
69.00	17.00	295
inf.	inf.	460

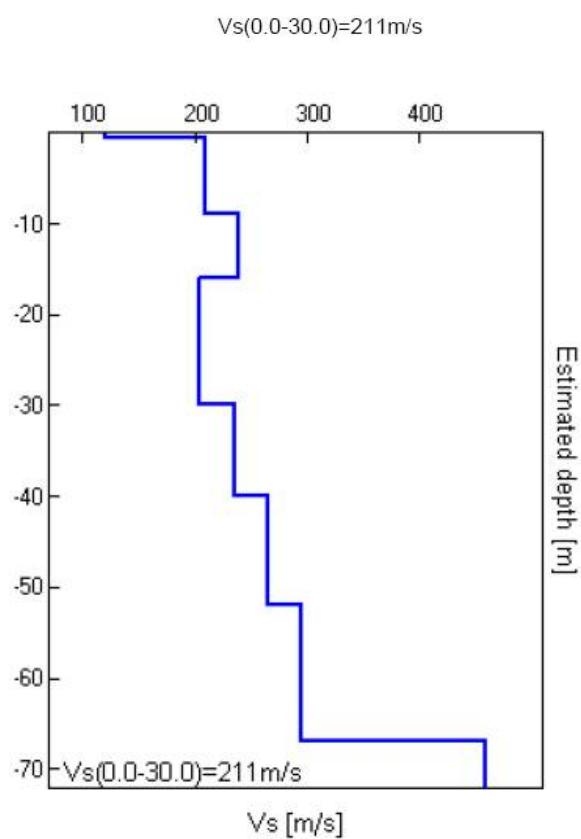


Figura 12.3 – Risultati misure H/R

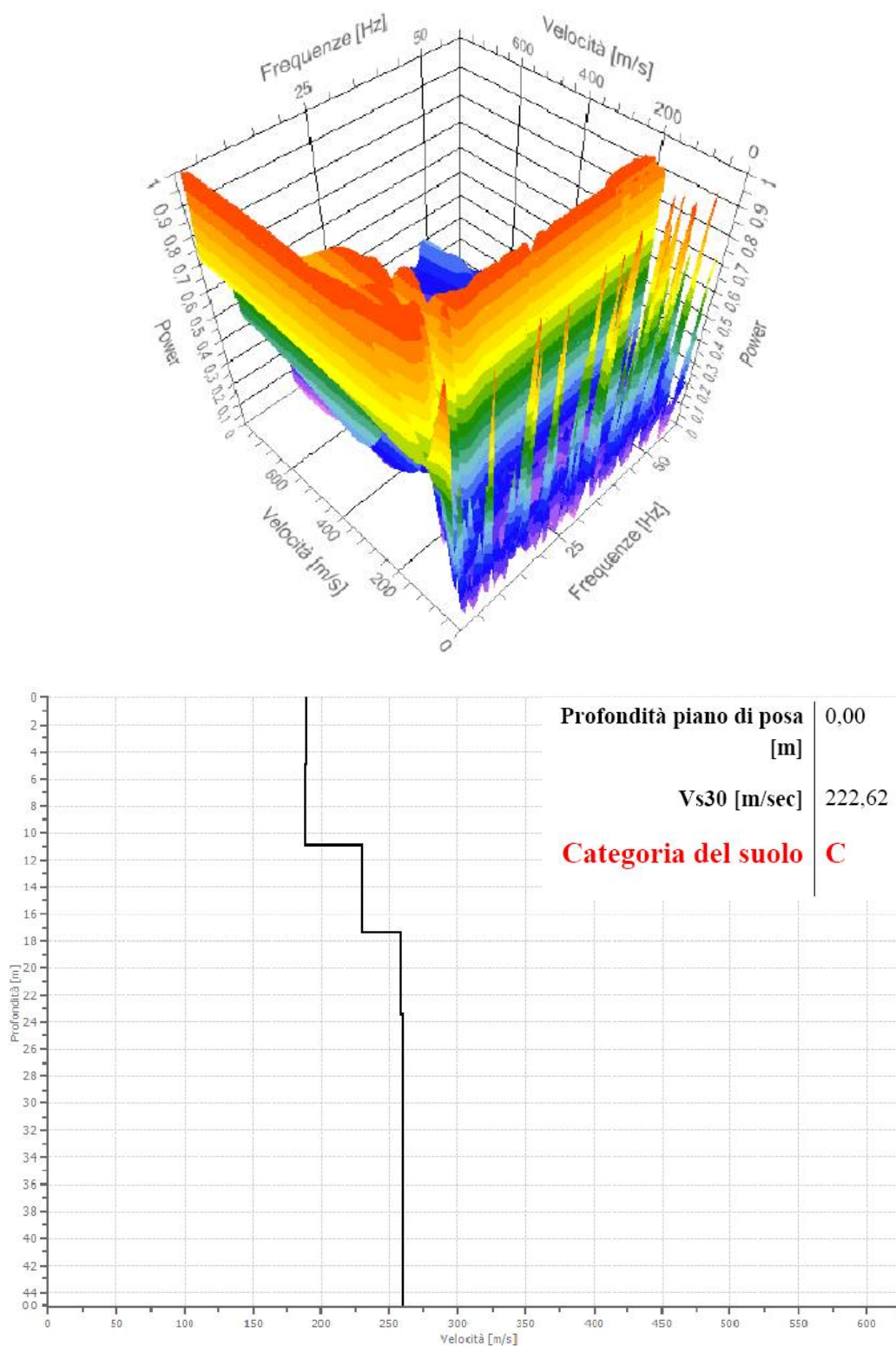


Figura 12.4 – Risultati stendimento sismico MASW 1

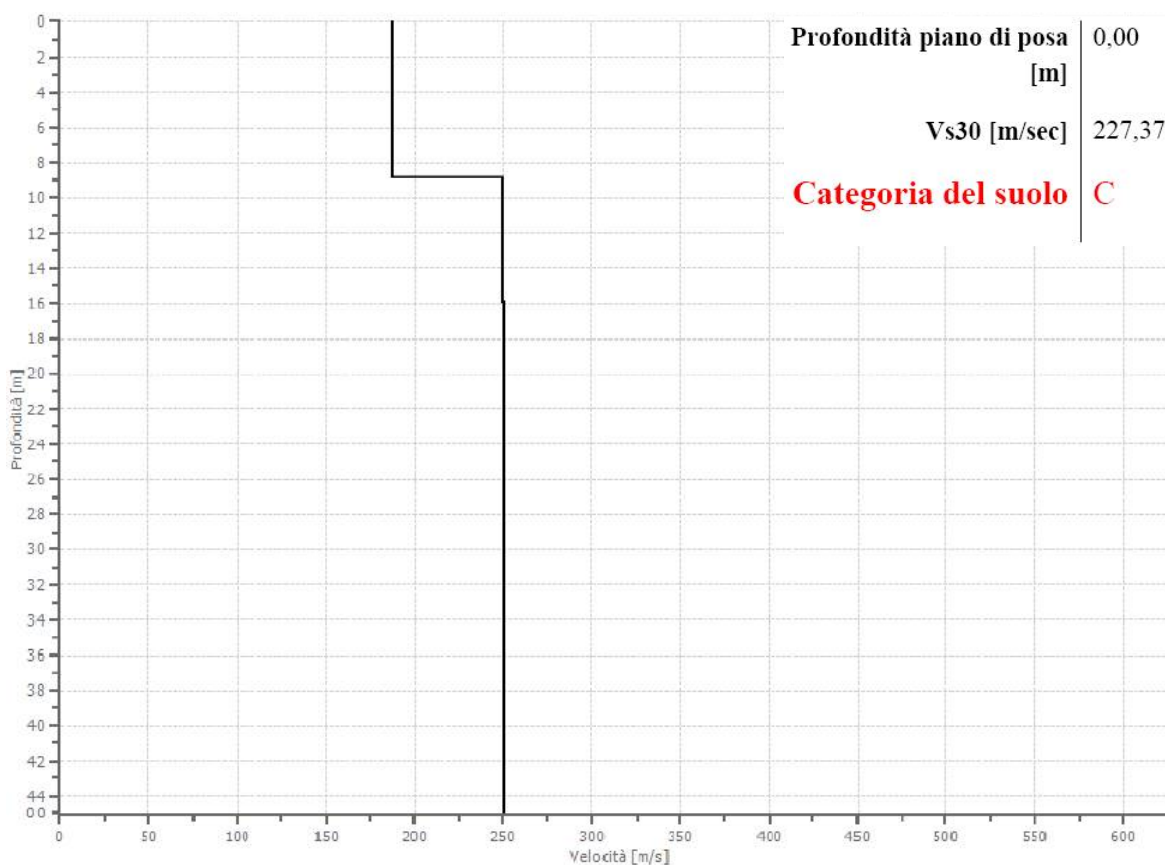
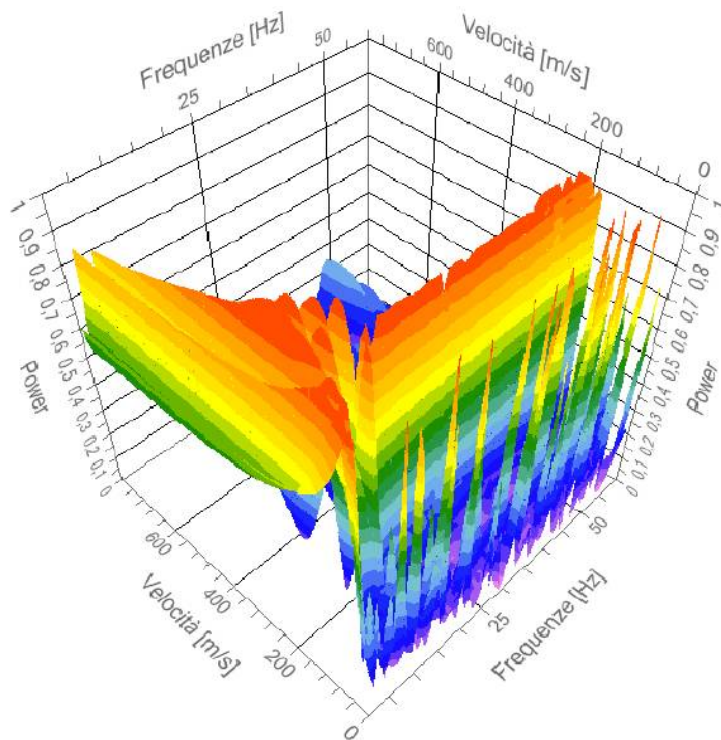


Figura 12.5 – Risultati stendimento sismico MASW 2

13 AZIONE SISMICA DI PROGETTO

Definita la categoria di sottosuolo e quindi le proprietà sismo-amplificatrici dei terreni di imposta è possibile definire le azioni sismiche di progetto ai differenti Stati Limite previsti ai sensi del § 3.2 delle NTC08. L'individuazione dei parametri sito-dipendenti per la definizione dell'azione sismica di progetto sotto forma di spettri di risposta in accelerazione è stata effettuata rispetto alle effettive coordinate geografiche dell'area individuata per la realizzazione dei nuovi piazzali e relative opere civili accessorie. Per quanto attiene i parametri di riferimento legati alla Classe d'uso e Vita nominale, sono stati assunti $C_U = 1.5$, relativamente ad una Classe d'uso III e $V_N = 50$ anni.

LAT [°]	LONG [°]	V_N [anni]	cl.d'uso [-]	C_U [-]	V_R [anni]
41.78739	12.2442	50	III	1.5	75

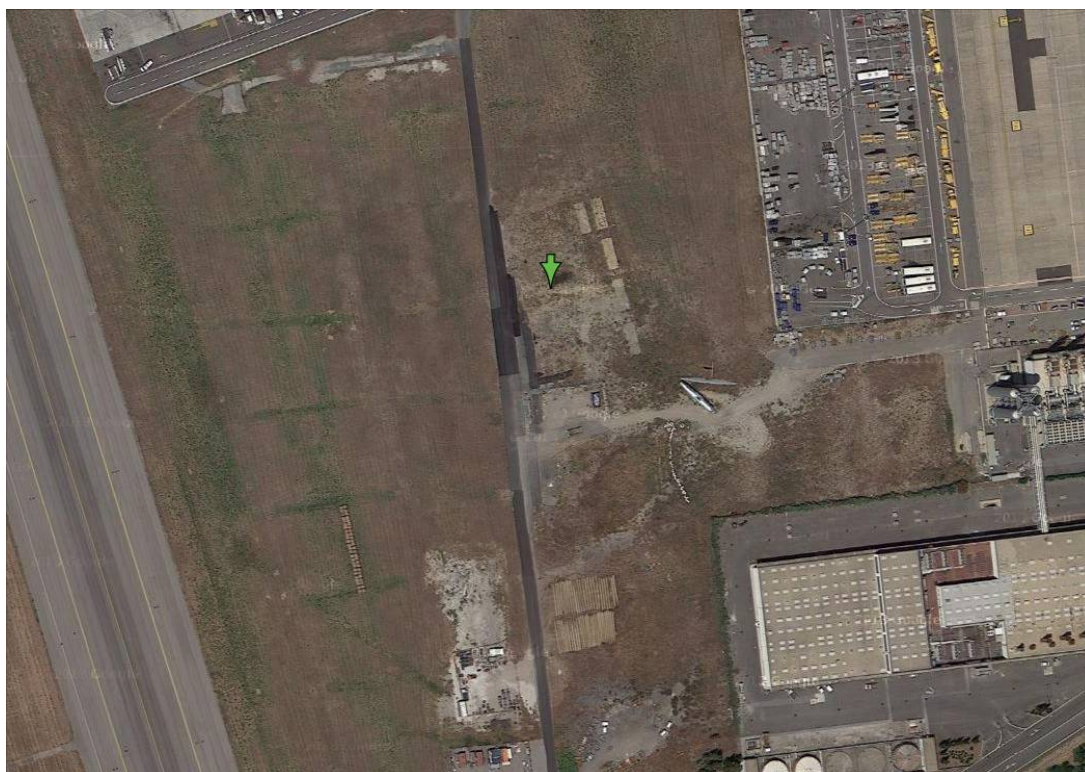


Figura 13.1 – Punto di determinazione delle coordinate geografiche

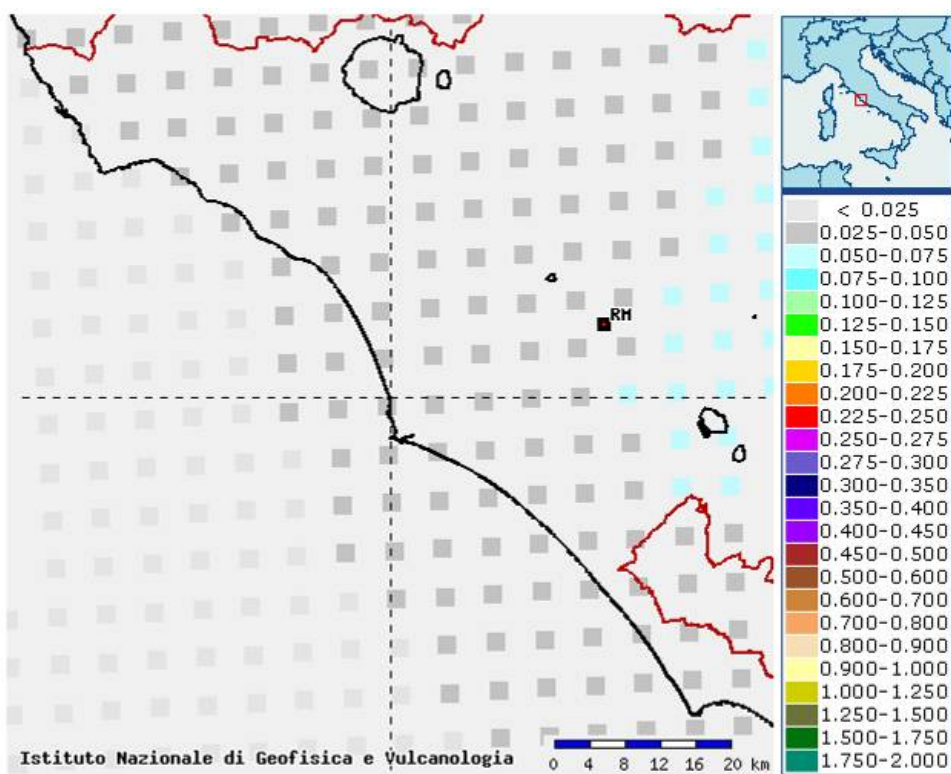


Figura 13.2 – Mappa di pericolosità sismica dell'area per SLO $P_{VR}=81\%$

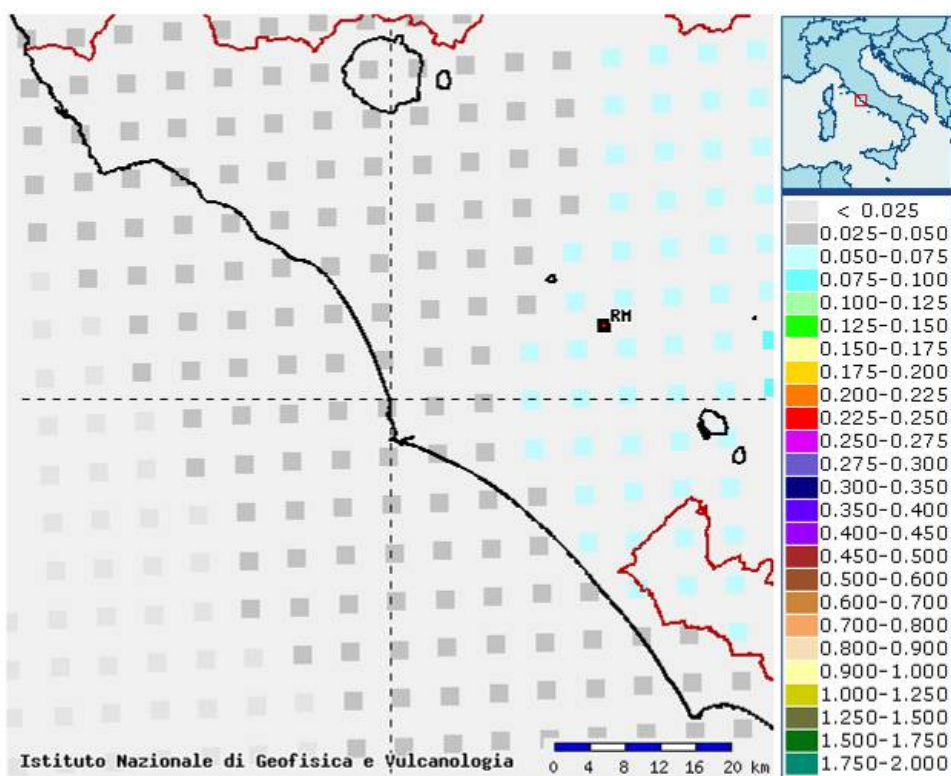


Figura 13.3 – Mappa di pericolosità sismica dell'area per SLD $P_{VR}=63\%$

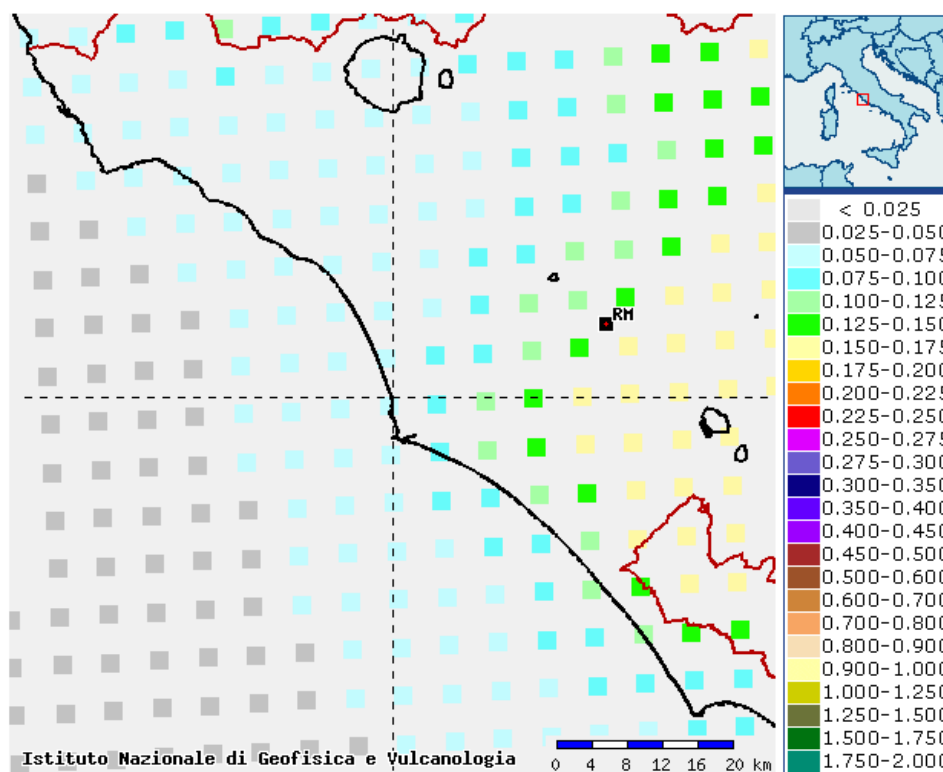


Figura 13.4 – Mappa di pericolosità sismica dell'area per SLV $P_{VR}=10\%$

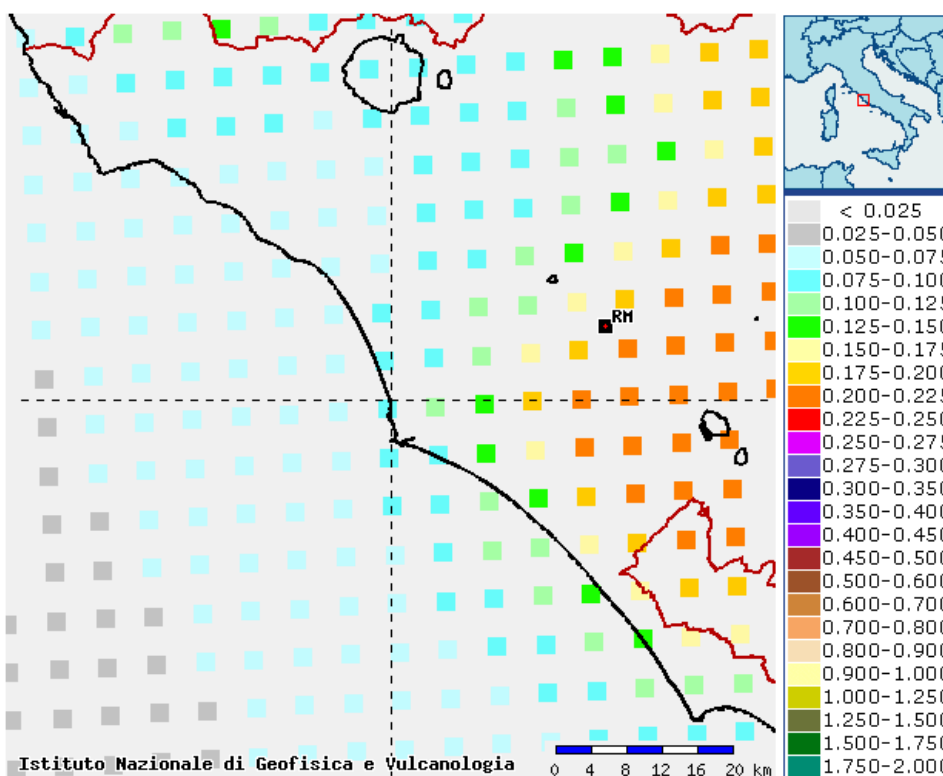


Figura 13.5 – Mappa di pericolosità sismica dell'area per SLC $P_{VR}=5\%$

Si riportano di seguito i parametri spettrali per l'area di studio ricavati in accordo con il § 3.2 delle NTC08 e relativi allegati.

Stato limite	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]
SLO	81%	45	0.036	2.582	0.247
SLD	63%	75	0.043	2.596	0.272
SLV	10%	712	0.082	2.770	0.330
SLC	5%	1462	0.097	2.827	0.346

Parametri dipendenti								
Stato limite	a_g [g]	F_o [-]	T_c^* [s]	S_S [-]	C_C [-]	S_T [-]	S [-]	a_{max} [g]
SLO	0.036	2.582	0.247	1.500	1.665	1.000	1.500	0.054
SLD	0.043	2.596	0.272	1.500	1.613	1.000	1.500	0.064
SLV	0.082	2.770	0.330	1.500	1.513	1.000	1.500	0.123
SLC	0.097	2.827	0.346	1.500	1.491	1.000	1.500	0.146

Parametri indipendenti				
Stato limite	h [-]	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
SLO	1.000	0.137	0.412	1.744
SLD	1.000	0.146	0.439	1.771
SLV	1.000	0.167	0.500	1.927
SLC	1.000	0.172	0.515	1.989

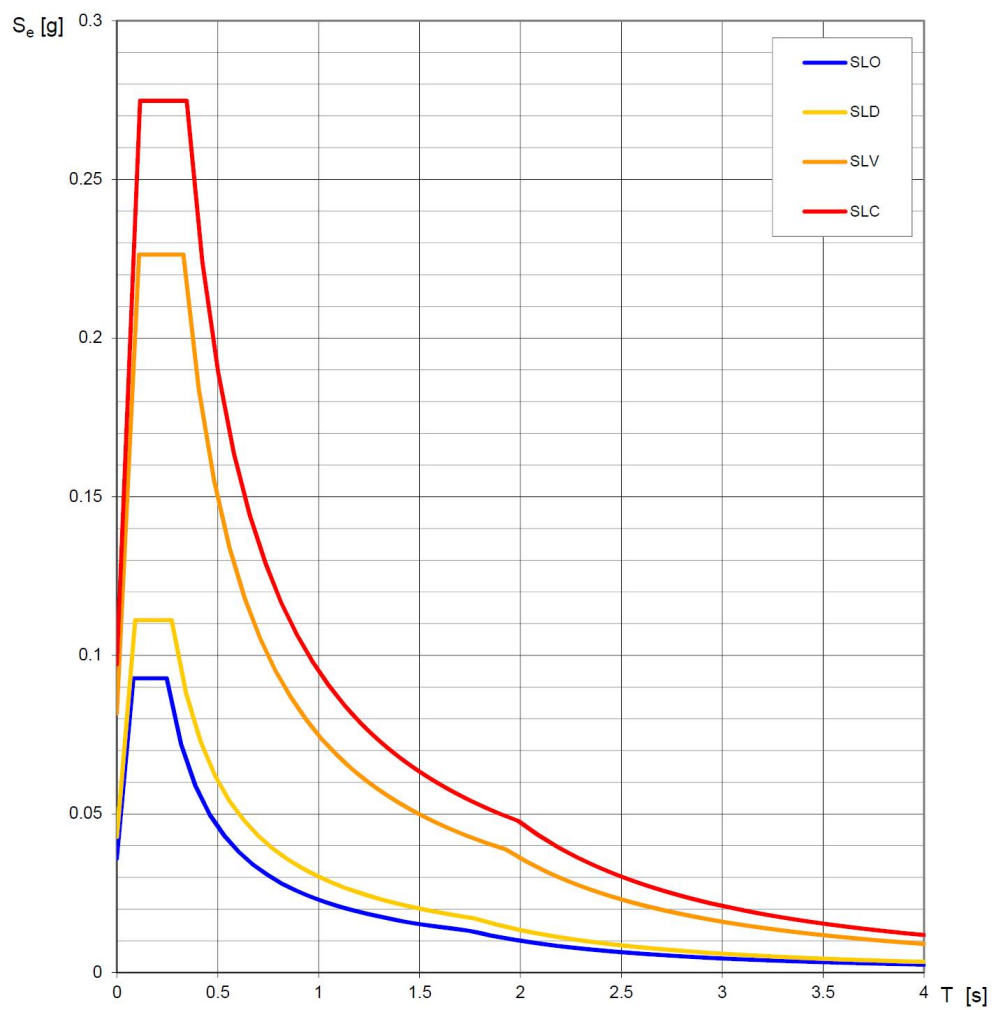


Figura 13.6 – Spettri di risposta elastici per i diversi SL

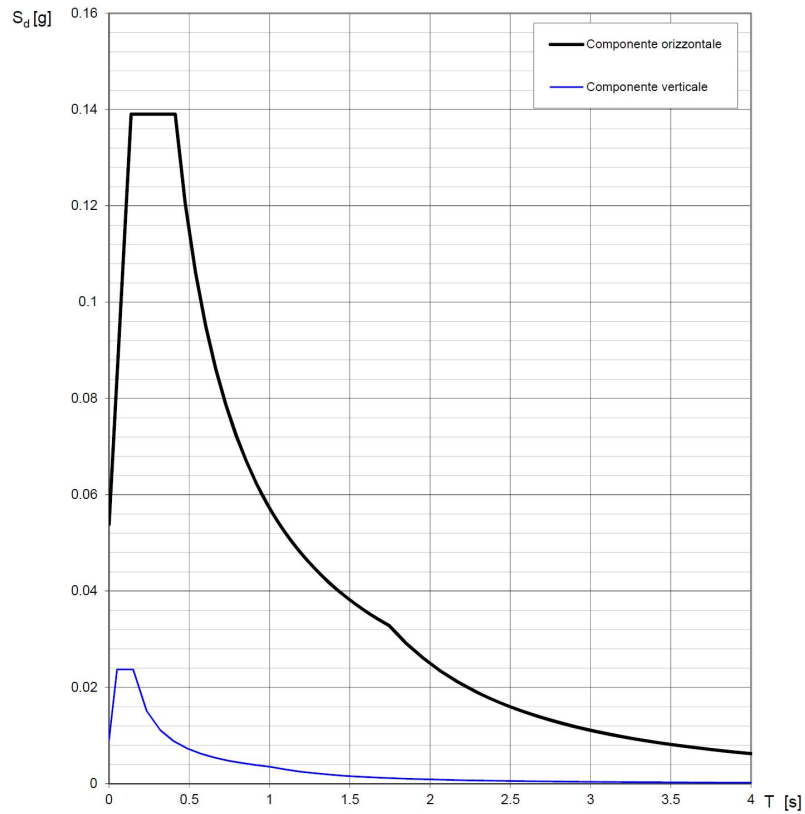


Figura 13.7 – Spettri di risposta in componente orizzontale e verticale per SLO

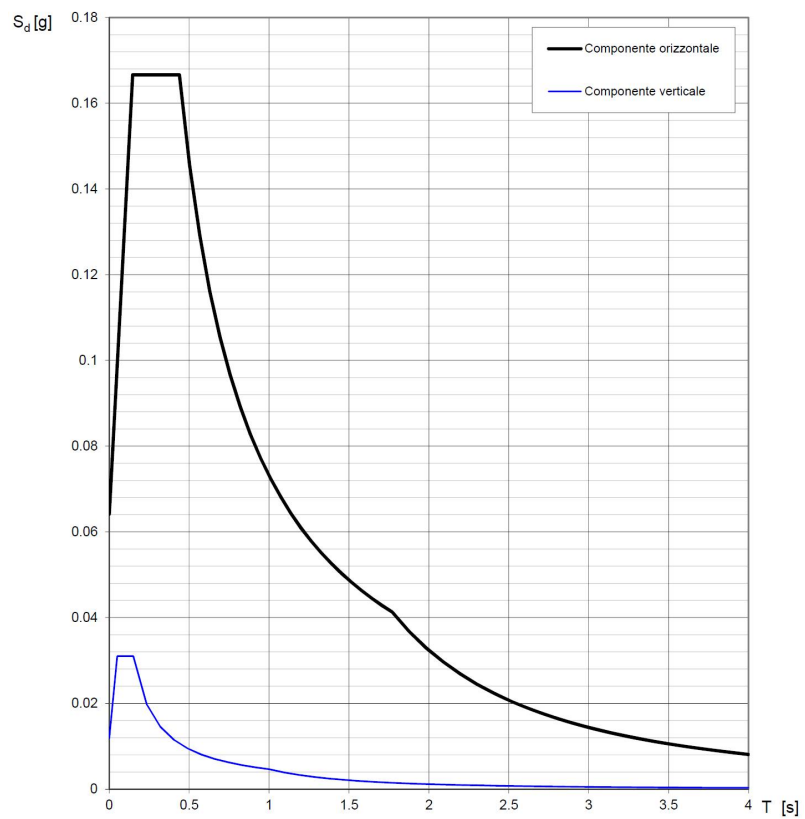


Figura 13.8 – Spettri di risposta in componente orizzontale e verticale per SLD

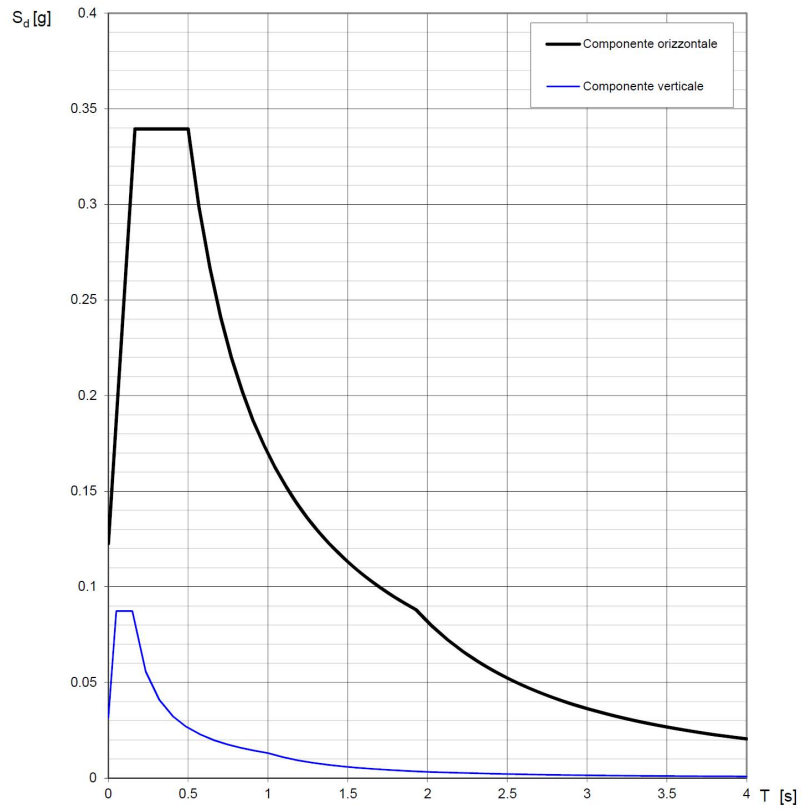


Figura 13.9 – Spettri di risposta in componente orizzontale e verticale per SLV

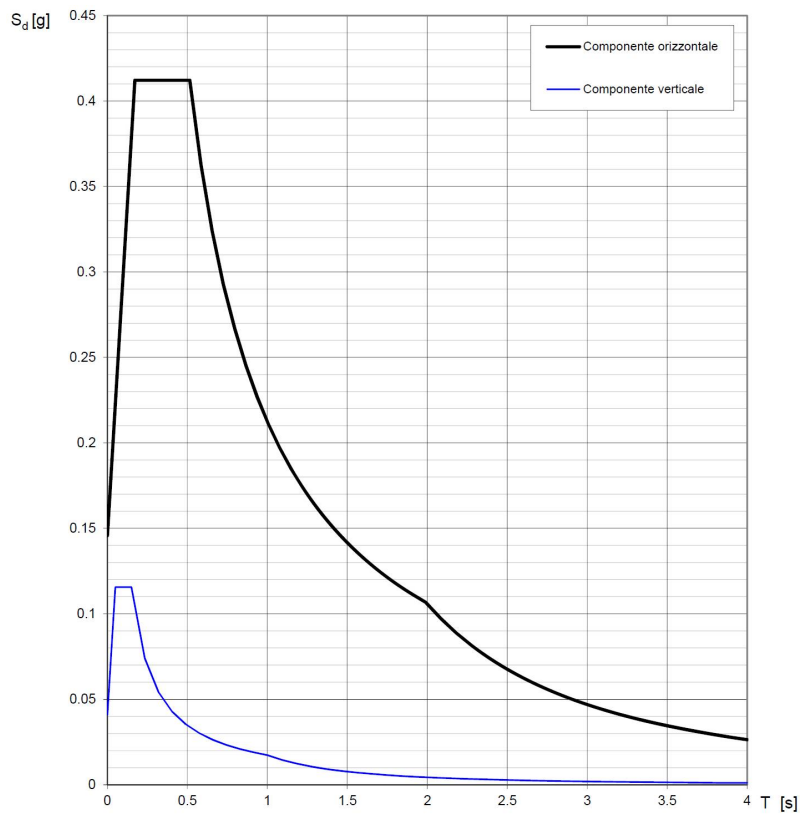


Figura 13.10 – Spettri di risposta in componente orizzontale e verticale per SLC

14 ANALISI DI RISPOSTA SISMICA LOCALE

In relazione alle evidenze emerse dalla campagna di indagini geognostiche, nella fattispecie, relativamente agli elevati spessori di materiali sciolti sabbio-limosi e limo-argillosi individuati, è stato predisposto uno studio di risposta sismica locale specifico basato su modelli mono-dimensionali di propagazione dell'input sismico di tipo. Tale studio si prefigge l'obiettivo di valutare in modo specifico i fenomeni di amplificazione attesi per la successione stratigrafica individuata e confrontarne i risultati in termini di a_{max} , accelerazione massima attesa al sito, o PGA (Peak Ground Acceleration), rispetto determinati attraverso i parametri spettrali forniti dalle NTC08 e i relativi coefficienti amplificativi ottenuti dalle metodologie semplificate riportati nelle suddette Norme.

Tale studio è stato basato, oltre che sulle caratterizzazione geologico stratigrafica adottata per la modellazione geotecnica di progetto e sulle proprietà sismiche specifiche dei litotipi individuati, su specifici accelerogrammi di sito spettro-compatibili ricavati attraverso la banca dati fornita dalle recenti Linee Guida regionali in ambito di studi di risposta sismica locale e microzonazione sismica di Livello 3.

La Regione Lazio, infatti, ha commissionato ad ENEA l'analisi della pericolosità sismica regionale con l'obiettivo di raggruppare le Unità Amministrative Sismiche (UAS) in Gruppi con caratteristiche sismologiche omogenee. A partire dagli spettri di risposta ad hazard uniforme calcolati dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV- probabilità di eccedenza inferiore al 10% in 50 anni - SLV) per l'intero territorio nazionale.

Gli accelerogrammi naturali sono stati selezionati e scalati in modo da approssimare gli spettri di risposta nel campo di periodi di interesse per il problema in esame, come previsto per le analisi dinamiche dei "sistemi geotecnici" (terreno-fondazione). Per suddette analisi le Norme raccomandano l'utilizzo di non meno di 5 accelerogrammi spettro-compatibili.

Sono state così individuate, per il sito di progetto, le 5 registrazioni accelerometriche naturali aventi le forme spettrali più simili allo spettro ad hazard uniforme rappresentativo del Gruppo. Tali registrazioni sono state ulteriormente adattate allo spettro di riferimento seguendo una metodologia che consente di mantenere le caratteristiche naturali degli accelerogrammi.

Accelerogrammi UAS - Fiumicino Archivio – ENEA- Regione Lazio
ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_A
ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_B
ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_C
ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_D
ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_E

Tale accelerogrammi, riferiti ad un affioramento rigido di superficie (*Outcrop*) -Suolo di Categoria A – NTC08), sono stati utilizzati nelle analisi dinamiche con modelli numerici del suolo in termini di input sismico applicato al substrato rigido. Tale approccio ha consentito di analizzare la

propagazione del segnale attraverso la successione stratigrafica individuata per il sito e quindi di ricavare i specifici fattori di amplificazione attesi per tali input sismici e quindi le massime accelerazioni attese in superficie.

Tale procedimento è stato sviluppato tramite specifiche tecniche di deconvoluzione implementate nel codice di calcolo EERA (*Equivalent-linear Earthquake Site Response Analyses of Layered Soil Deposits*, Bardet et al., 2000).

Tale codice di calcolo consente di sviluppare analisi di propagazione dell'input sismico in termini di tensioni totali, e permette una valutazione del profilo di accelerazione e deformazione tangenziale massime lungo una verticale rappresentativa del modello geologico-stratigrafico elaborato, interfacciato con i dati sismici ricavati dalle misure di piezocono sismico e MASW.

Il codice EERA tiene in considerazione il comportamento ciclico del terreno mediante l'implementazione di un modello lineare-equivalente schematizzandolo come un sistema di N strati orizzontali omogenei, isotropi e visco-elastici, sovrastanti un semispazio uniforme, attraversati da un treno di onde di taglio che incidono verticalmente le superfici.

Ogni strato è descritto per mezzo dello spessore H , del modulo di taglio massimo G_{max} o dalla corrispondente velocità massima V_s , dal valore dello smorzamento D , dal peso dell'unità di volume (o alla densità di massa $\gamma = \rho/g$) e dalle curve di decadimento del modulo di rigidità a taglio normalizzato ($G/G_0 - \gamma$) e le corrispondenti curve dello smorzamento ($D - \gamma$) con la deformazione di taglio γ .

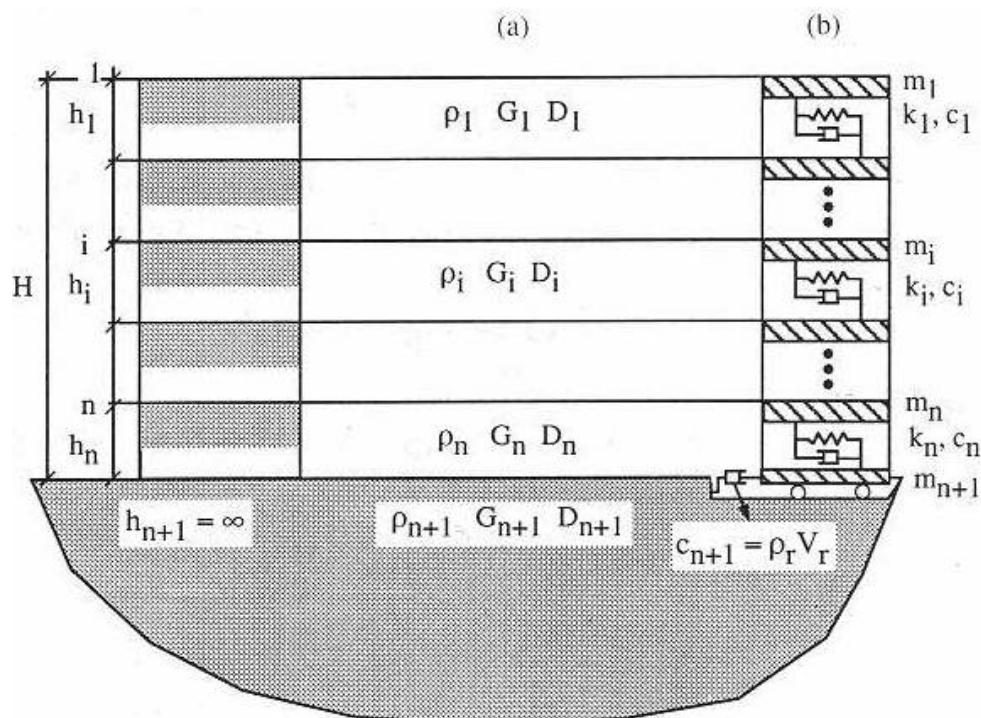


Figura 14.1 – Modello di calcolo implementato in EERA

La risposta sismica del deposito di terreni viene quindi valutata attraverso un'analisi visco-elastica lineare equivalente che consiste in una serie di analisi lineari, con aggiornamento successivo dei valori della rigidezza a taglio $G(\gamma)$ e dello smorzamento $D(\gamma)$ fino al soddisfacimento di un criterio di convergenza sulle deformazioni.

La procedura lineare equivalente include le seguenti fasi: assunto l'accelerogramma associato al terremoto di riferimento e ottenuto da esso, mediante le trasformate dirette (FFT), il corrispondente spettro di Fourier, la funzione di trasferimento consente di ottenere lo spettro lungo la superficie di separazione tra due generici strati contigui. Da esso, con un'operazione inversa (IFFT), si ottiene il corrispondente l'accelerogramma nel dominio del tempo e mediante doppia integrazione nel tempo, si ricavano gli spostamenti orizzontali alla profondità considerata e, derivandoli rispetto a z , si valuta la variazione temporale della deformazione di taglio insieme al suo valore massimo.

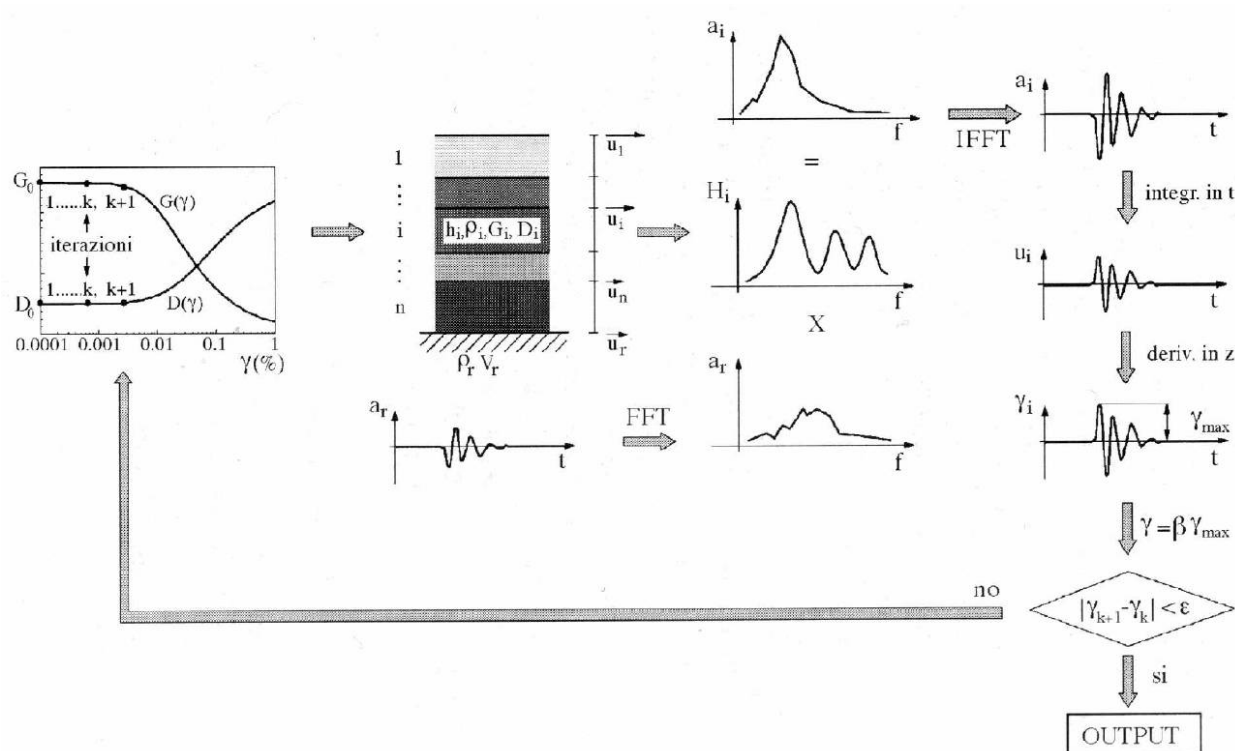


Figura 14.2 – Procedura di calcolo implementata in EERA

La deformazione di taglio effettiva, da utilizzare per il passo successivo, attraverso il confronto progressivo della differenza tra la deformazione assunta e quella calcolata fino a convergenza rispetto agli scarti di tolleranza imposti al calcolo (in genere $< 0.1\%$).

Al termine dell'elaborazione è possibile valutare i parametri tensio-deformativi del semispazio in termini di profili di massima deformazione distorsionale (*maximum shear strain %*) e massimo sforzo tangenziale (*maximum shear stress %*), profilo del modulo di rigidezza dinamico (G/G_{max}) e del fattore di smorzamento (*D-Damping Ratio %*), e profilo di variabilità dell'accelerazione nel banco di terreni.

In termini di caratteristiche dinamiche è possibile ricavare quindi l'andamento in frequenza del rapporto di amplificazione (A) e del relativo spettro in frequenza di Fourier e spettro di risposta attesi per il semispazio analizzato sotto l'input sismico applicato.

Il profilo delle velocità delle onde di taglio implementate nel software sono state ricavate dalle misure di piezocono sismico e MASW, mentre le curve di decadimento del modulo di rigidità dinamica e fattore di smorzamento D, in assenza di specifiche prove di caratterizzazione dinamica sono state mutuare da studi di letteratura (*Seed & Idriss 1970 - Idriss 1990*).

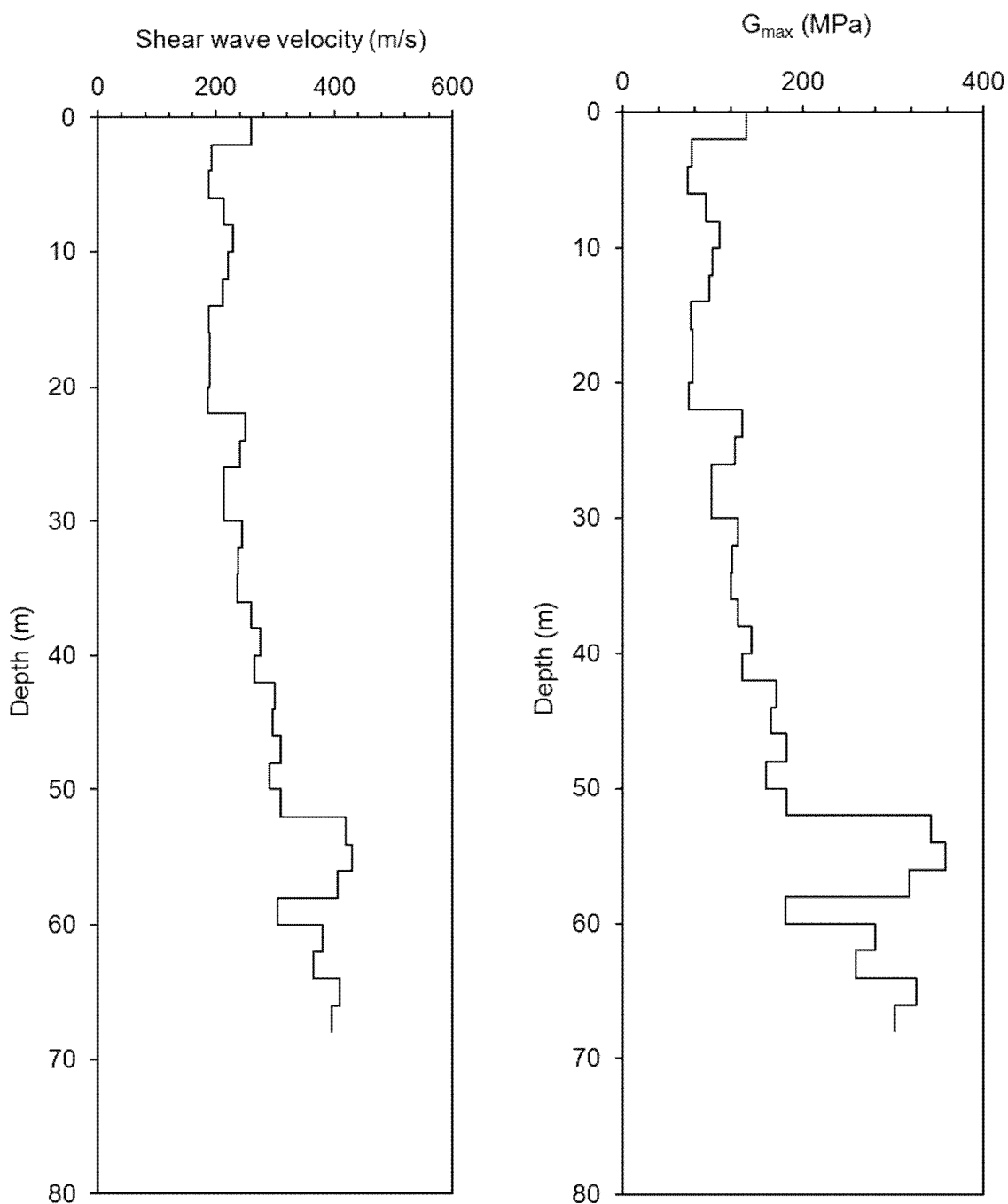


Figura 14.3 – Profilo di velocità delle onde di taglio V_s e modulo di rigidità tagliante G_{max}

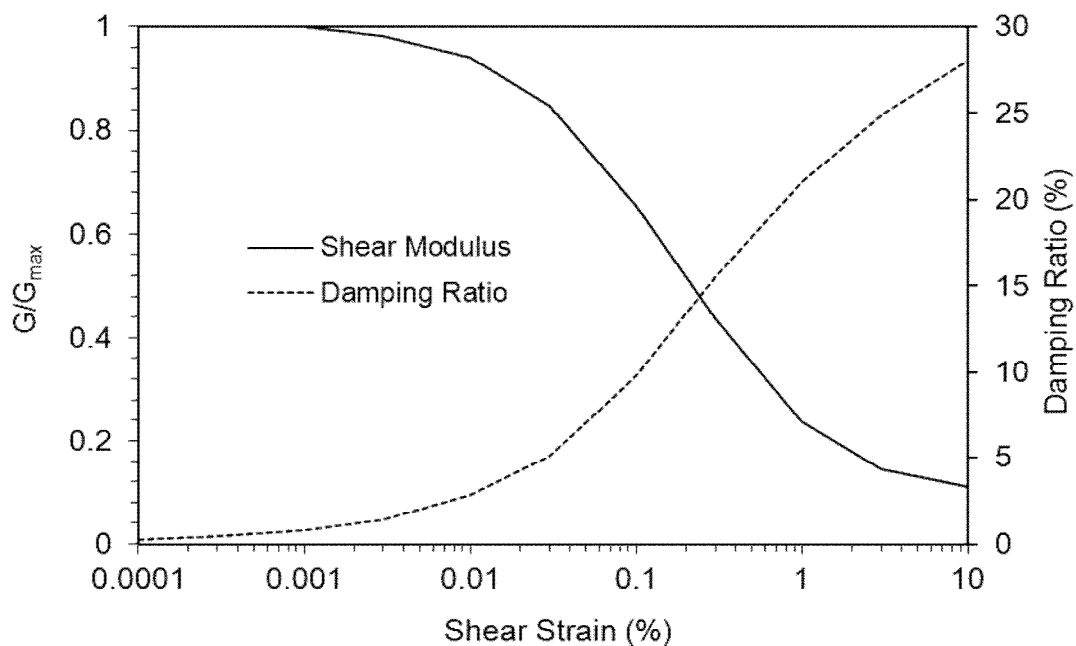


Figura 14.4 – Curva di decadimento rapporto delle rigidità taglianti per argille (Seed & Idriss 1970) - e fattore di smorzamento (Idriss 1990)

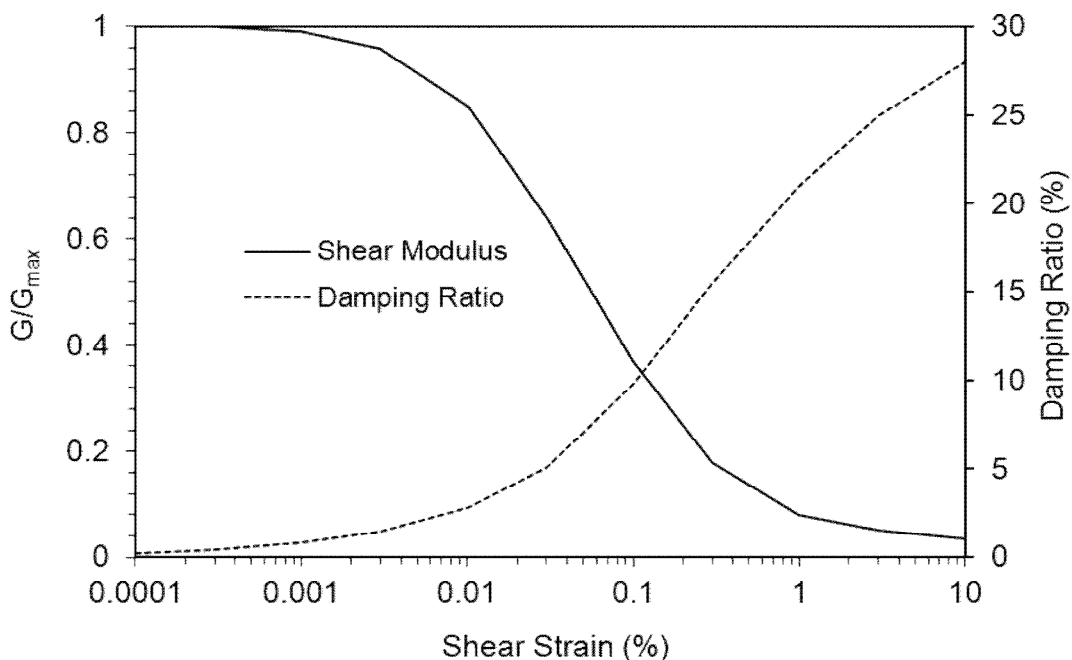


Figura 14.5 – Curva di decadimento rapporto delle rigidità taglianti per sabbie (Seed & Idriss 1970) - e fattore di smorzamento (Idriss 1990)

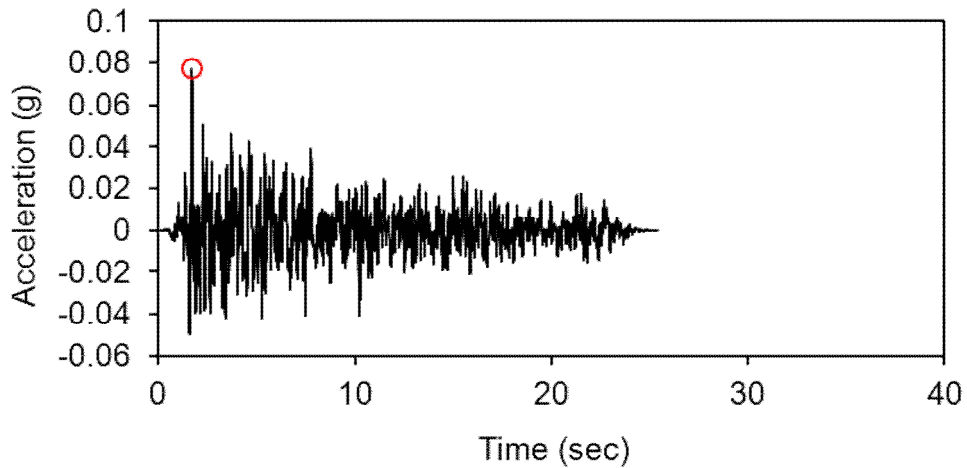


Figura 14.6 – Accelerogramma 1 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_A

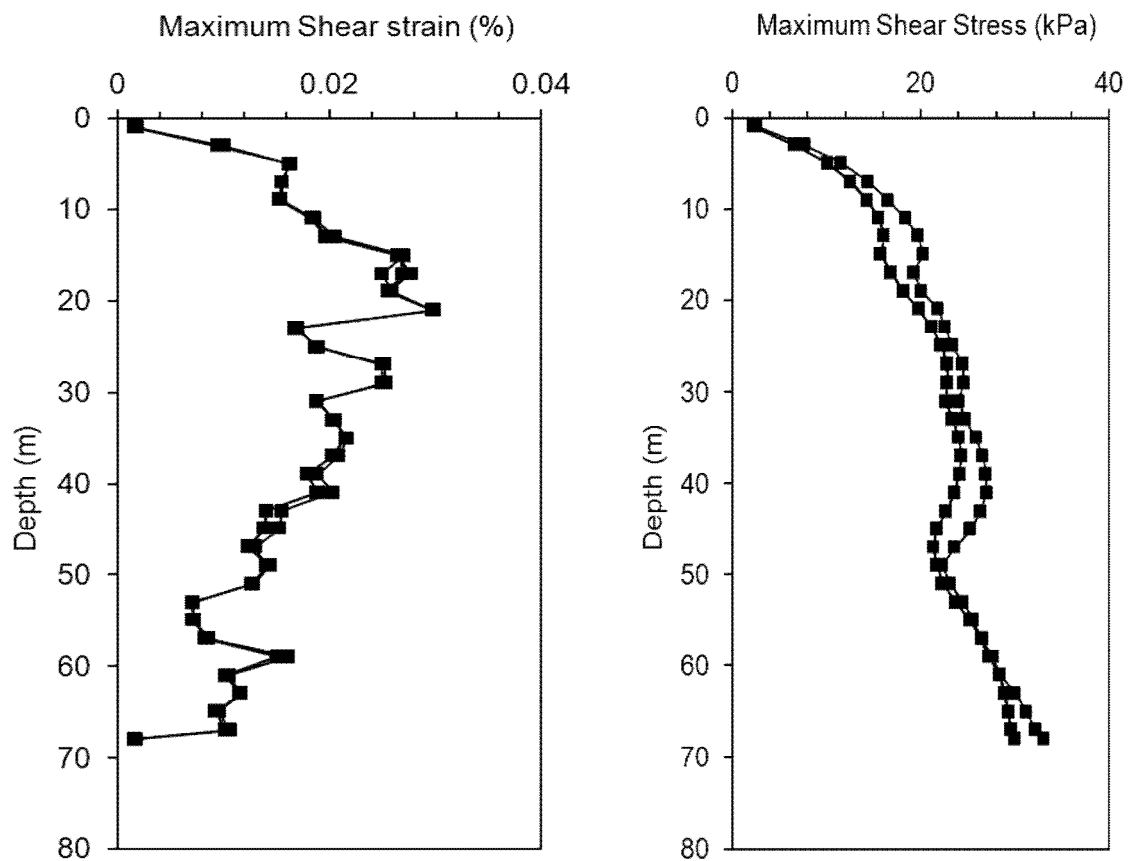


Figura 14.7 – Profili di massima deformazione e tensione tangenziale per accelerogramma 1 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_A

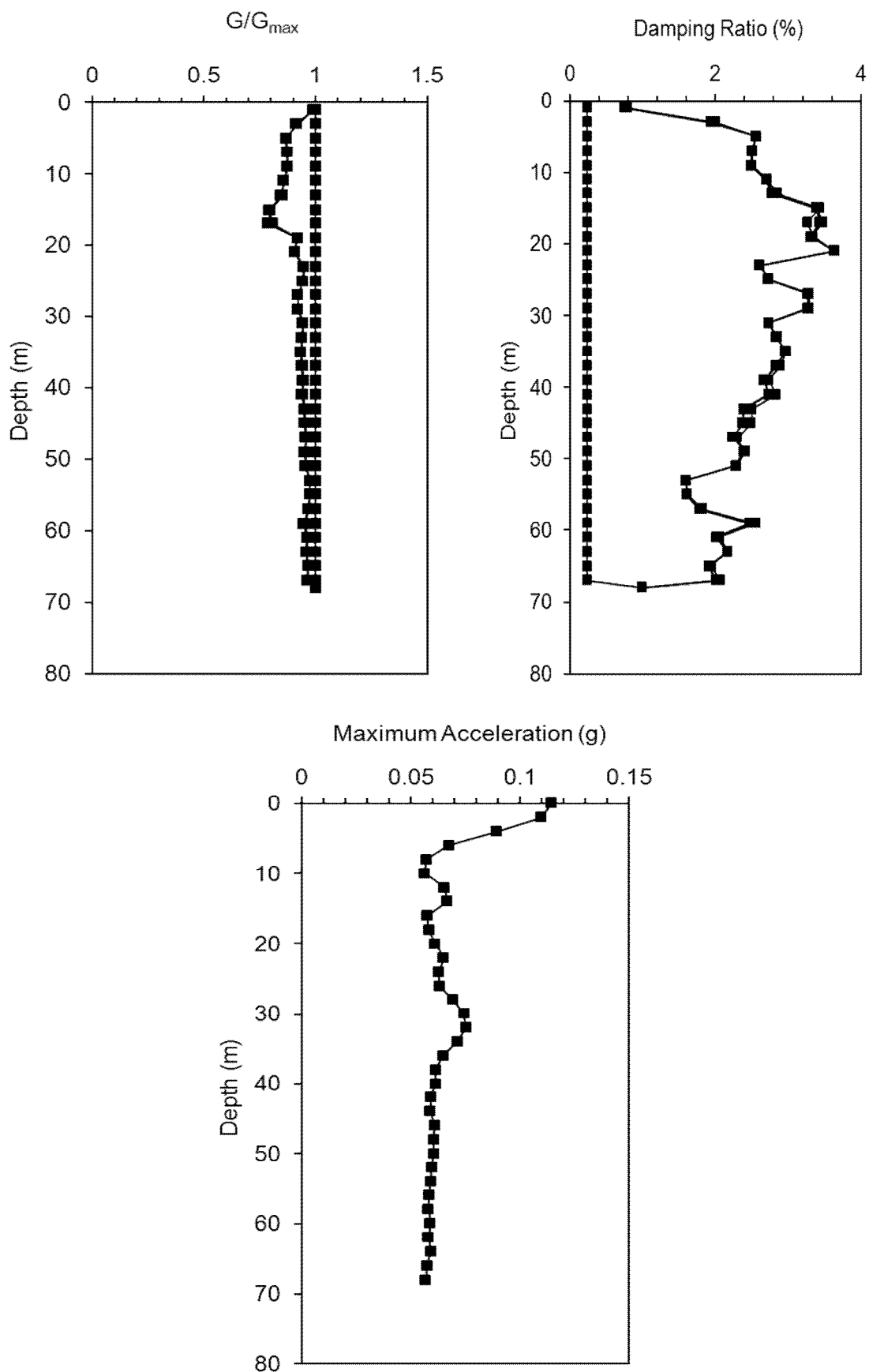


Figura 14.8 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 1 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_A

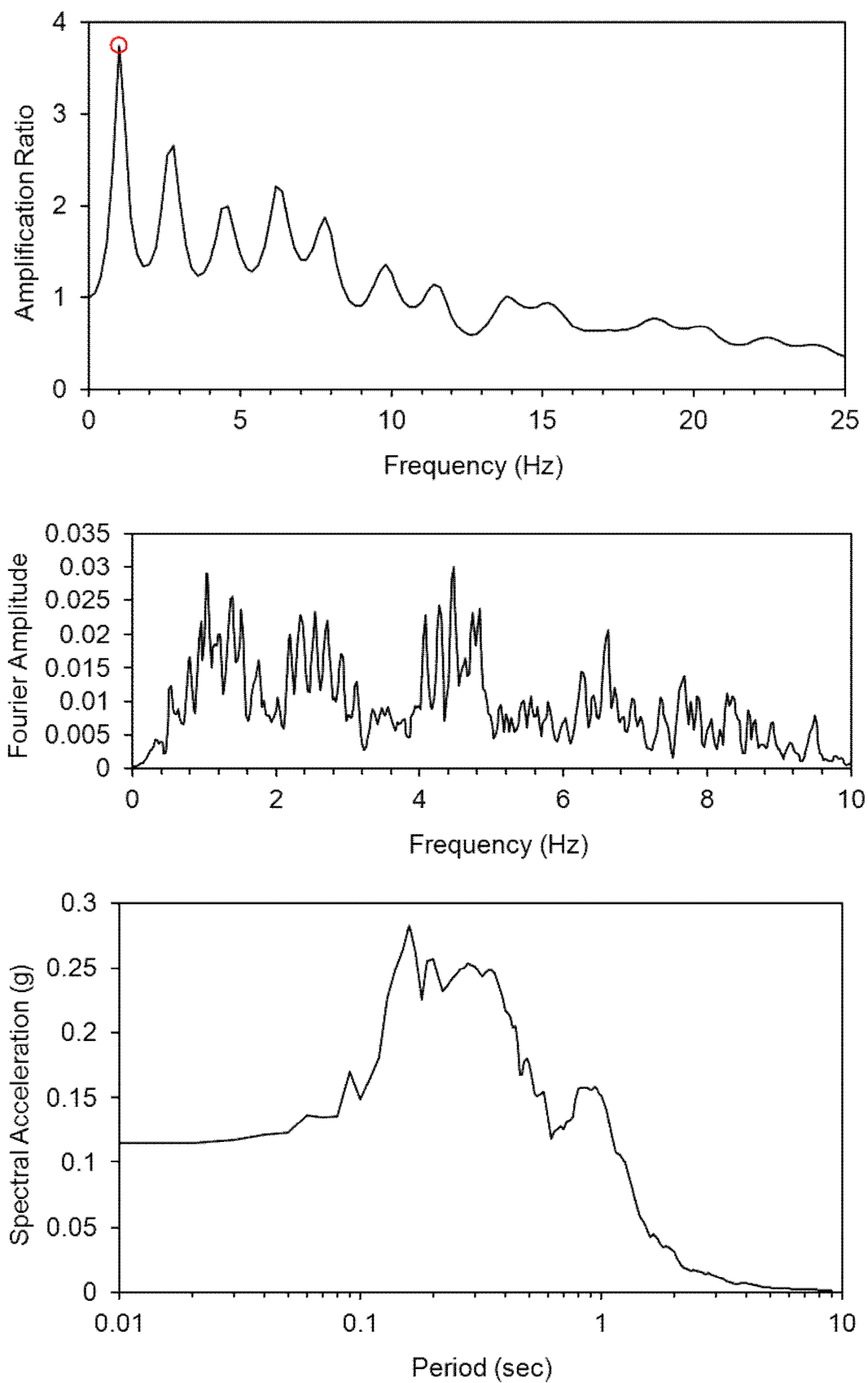


Figura 14.9 – Fattore di amplificazione, spettro di Fourier e spettro di risposta in accelerazione per accelerogramma 1 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_A

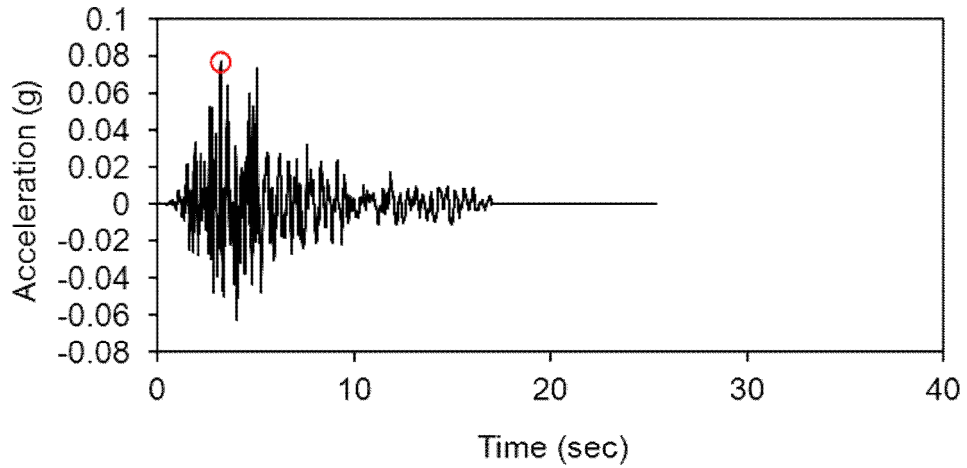


Figura 14.10 – Accelerogramma 2 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_B

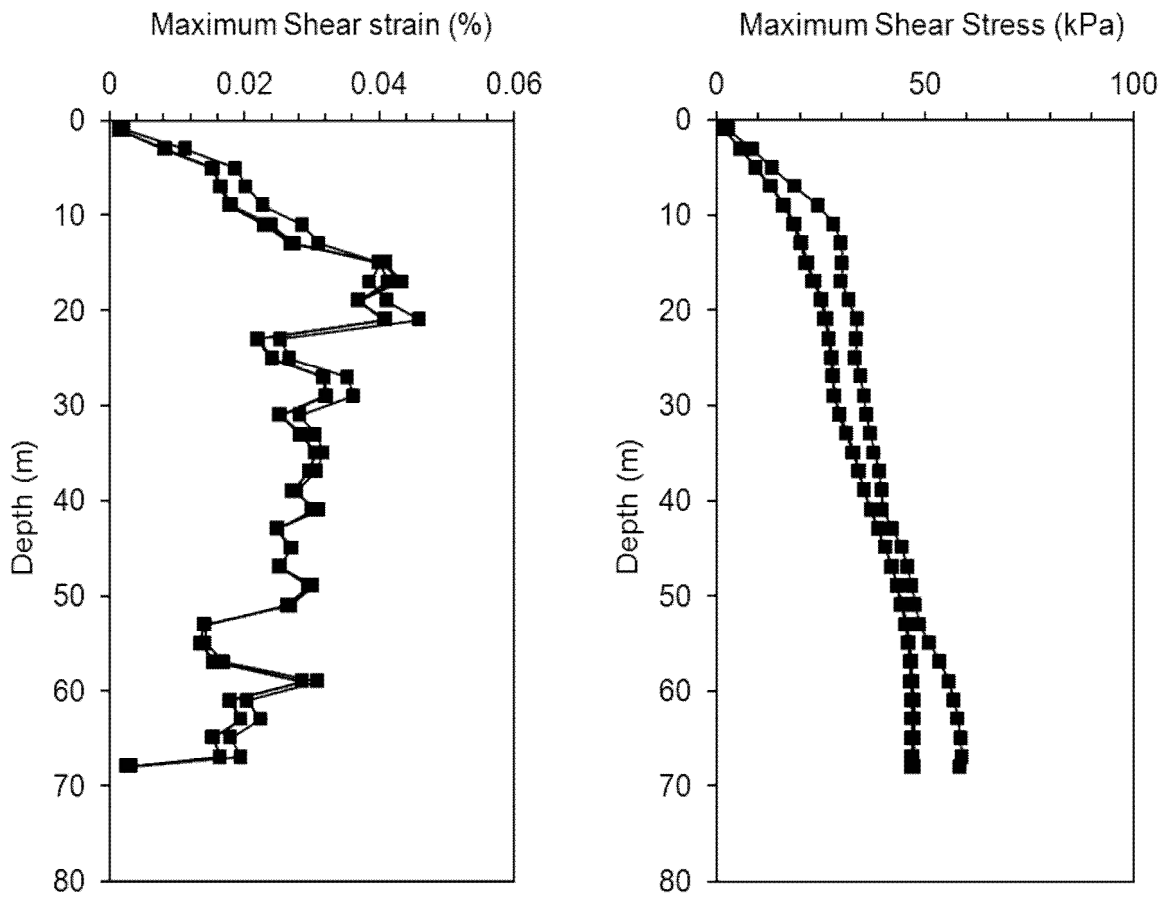


Figura 14.11 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 2 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_B

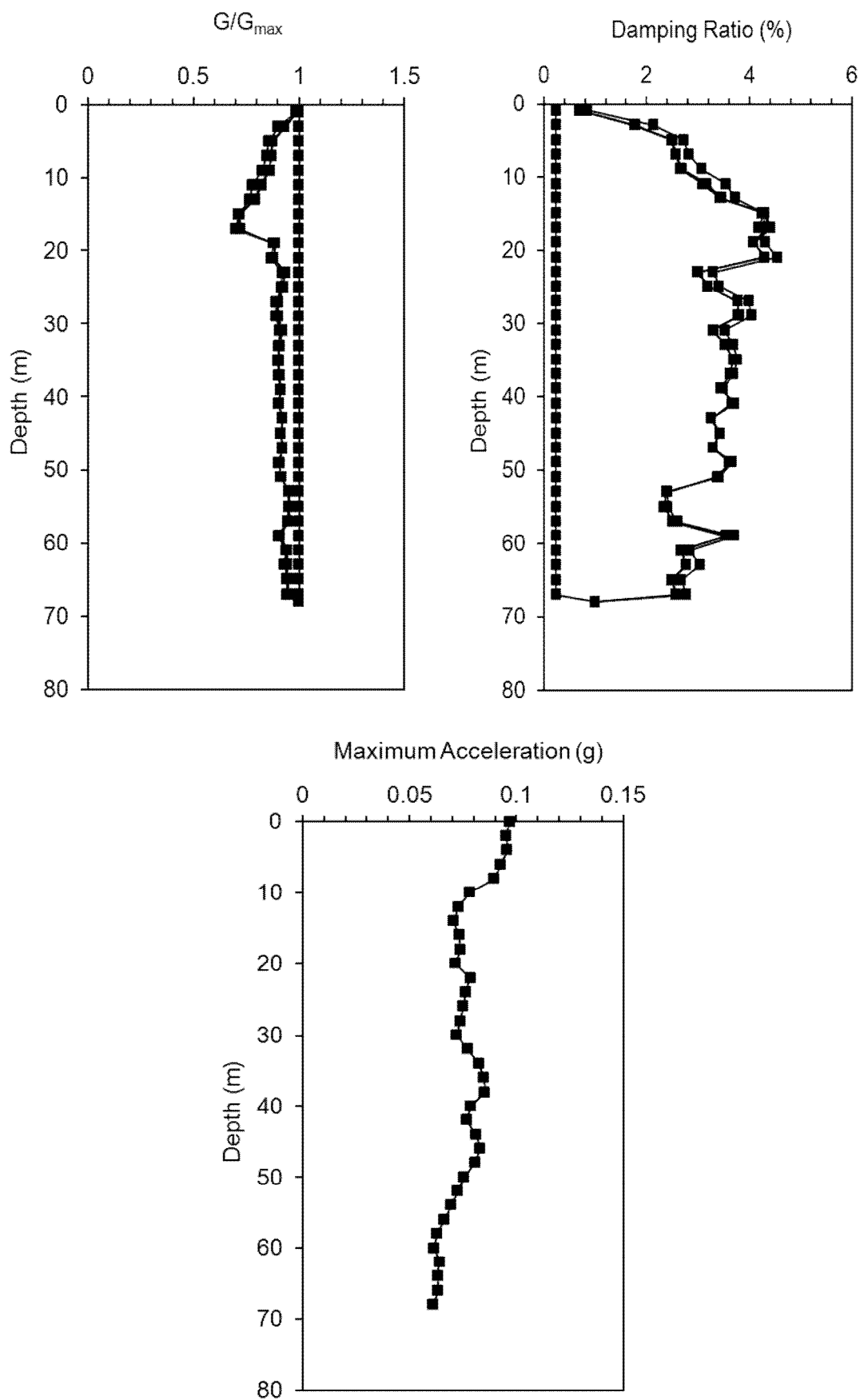


Figura 14.12 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 2 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_B

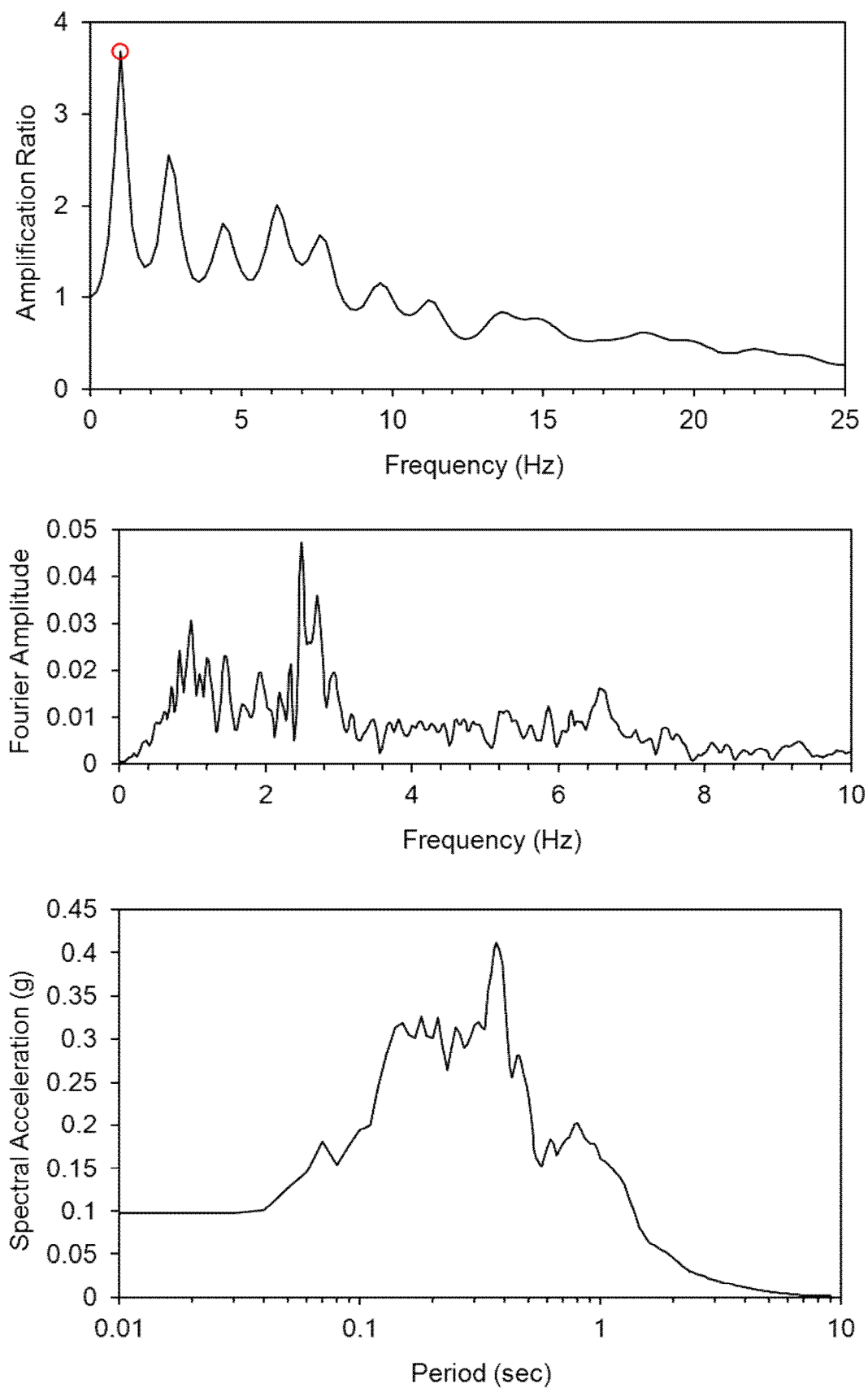


Figura 14.13 – Fattore di amplificazione, spettro di Fourier e spettro di risposta in accelerazione per accelerogramma 2 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_B

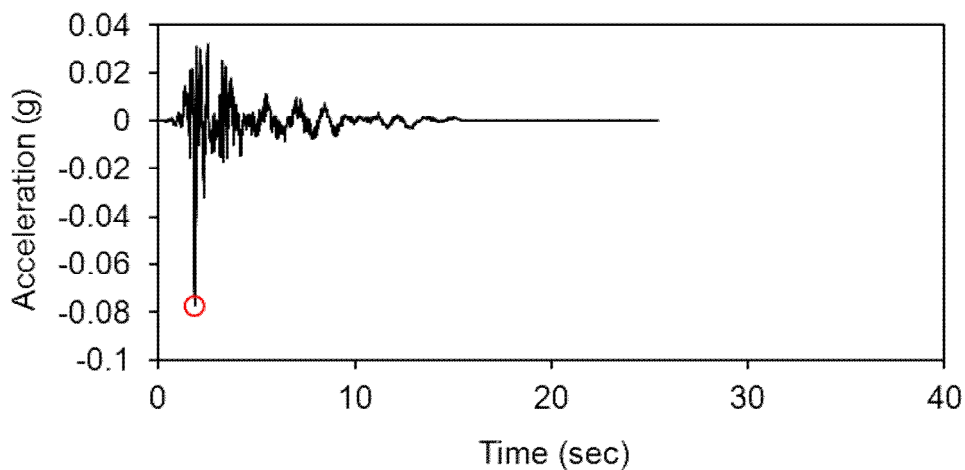


Figura 14.14 – Accelerogramma 3 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_C

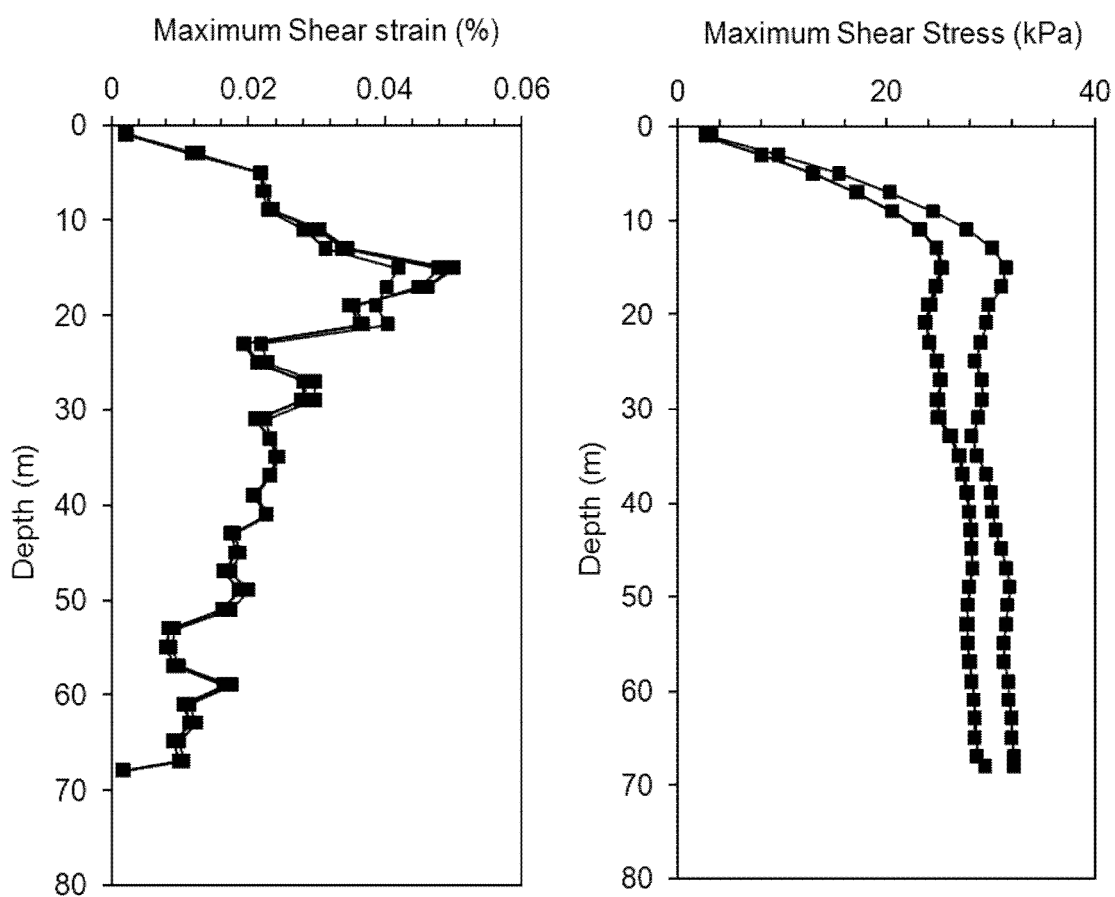


Figura 14.15 – Profili di massima deformazione e tensione tangenziale per accelerogramma 3 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_C

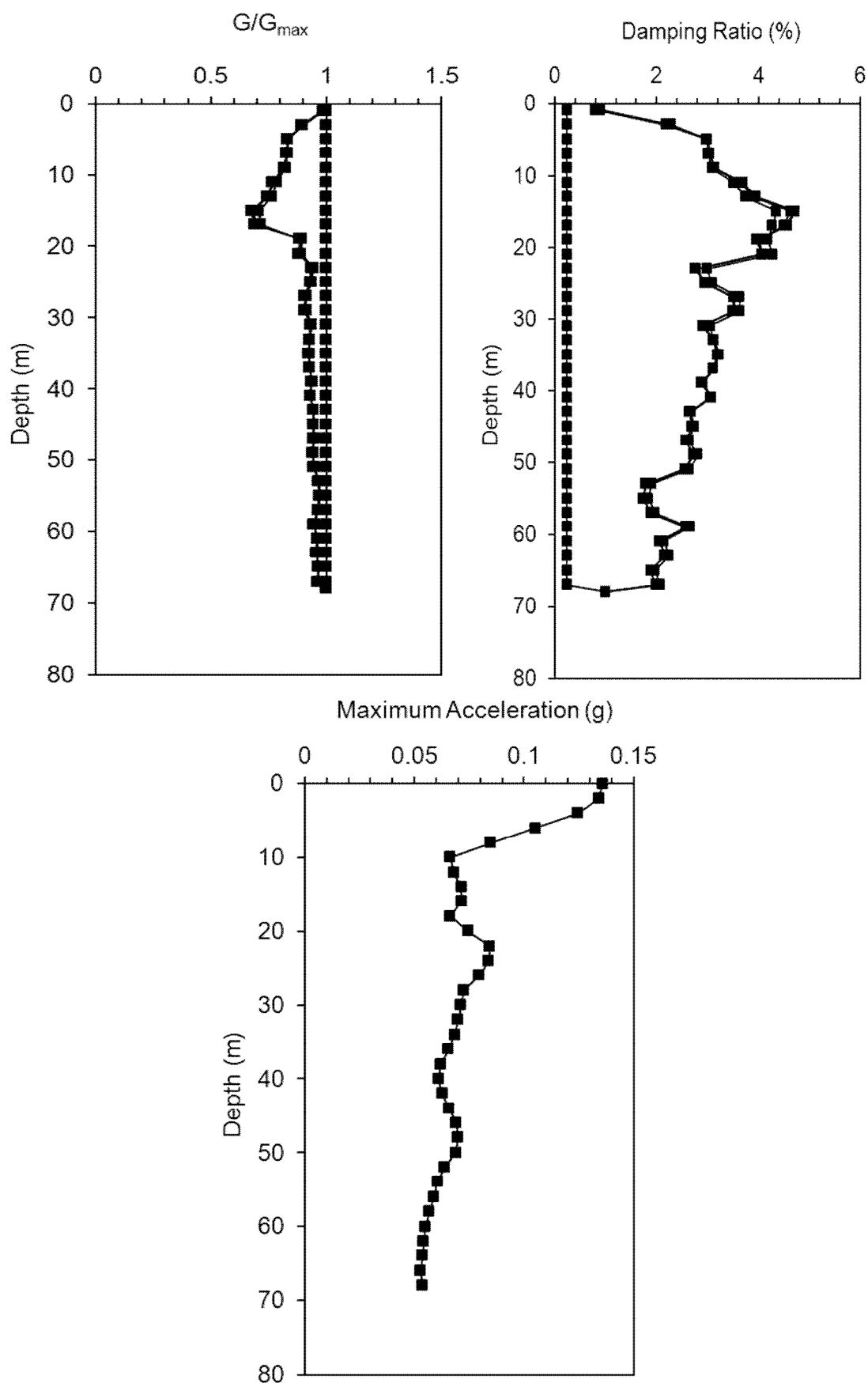


Figura 14.16 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 3 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_C

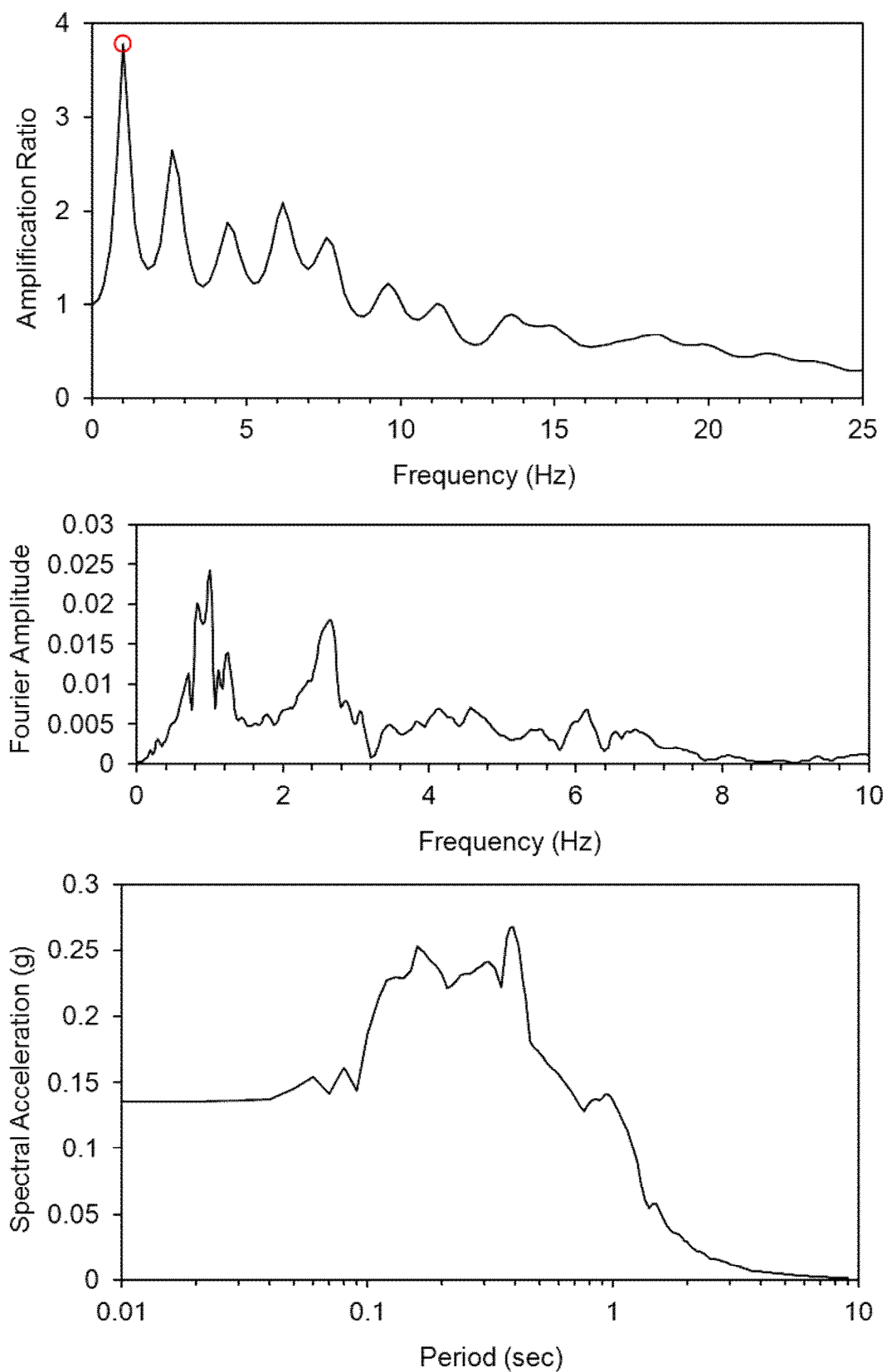


Figura 14.17 – Fattore di amplificazione, spettro di Fourier e spettro di risposta in accelerazione per accelerogramma 3 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_C

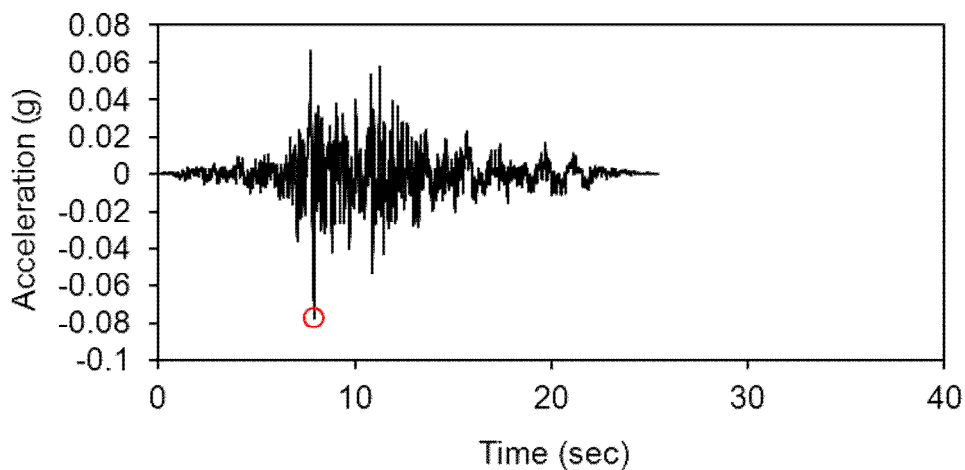


Figura 14.18 – Accelerogramma 4 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_D

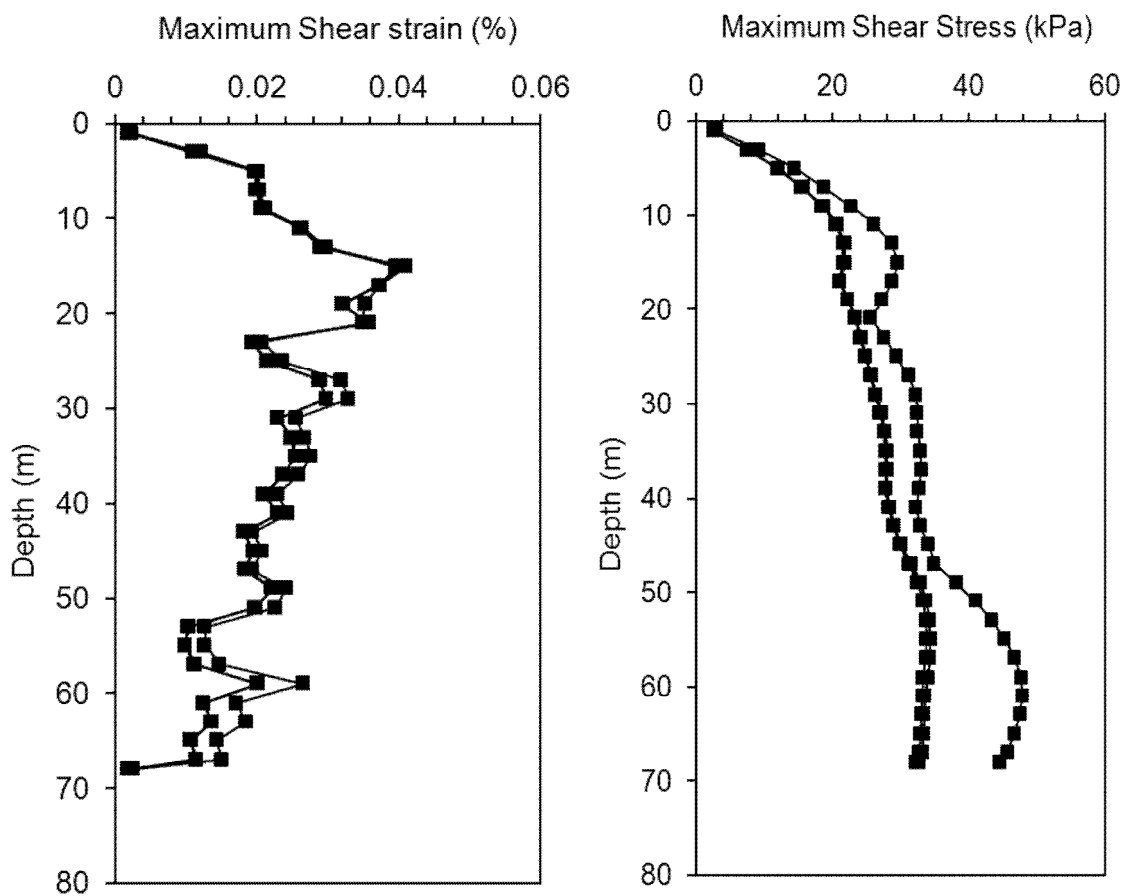


Figura 14.19 – Profili di massima deformazione e tensione tangenziale per accelerogramma 4 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_D

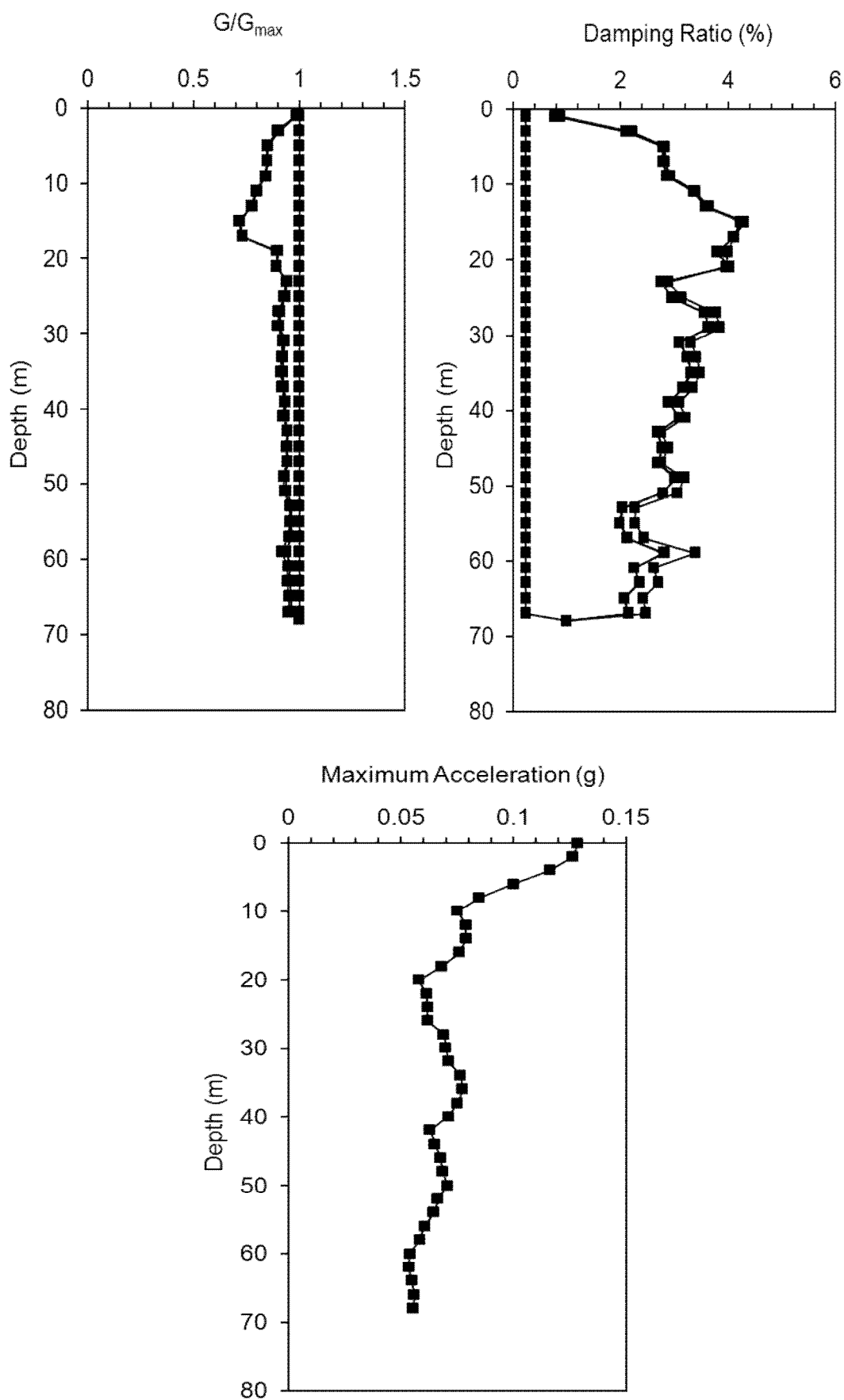


Figura 14.20 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 4 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_D

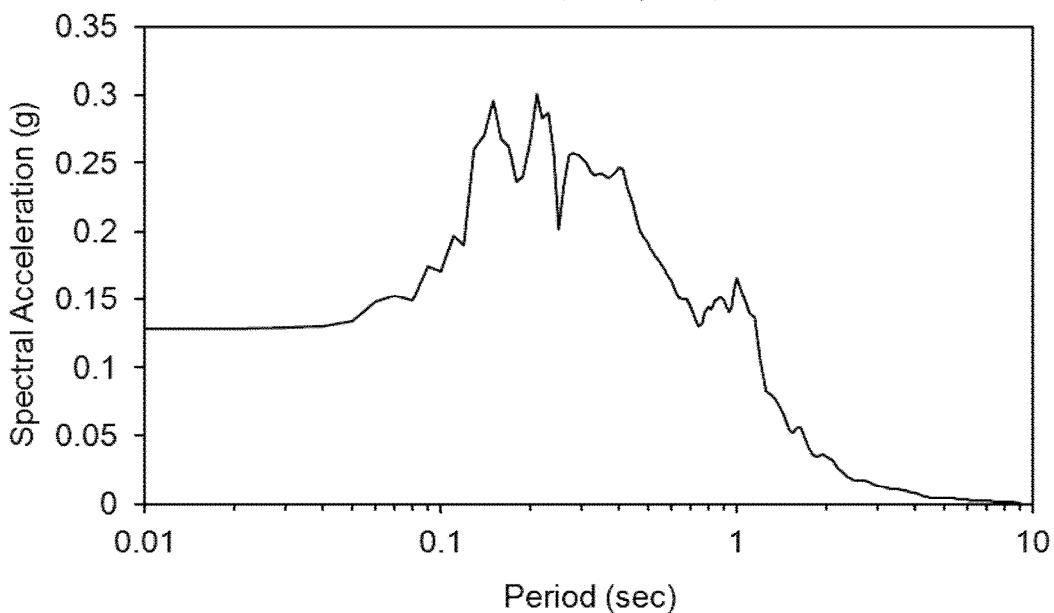
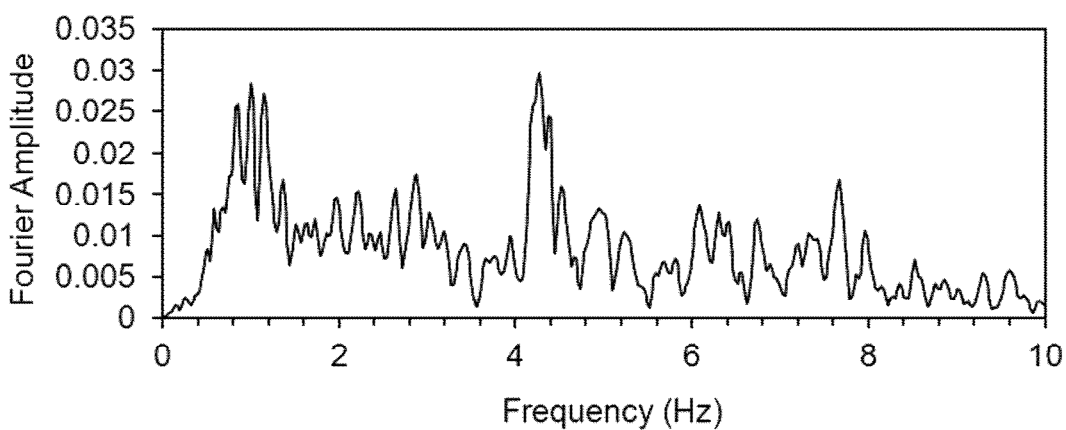
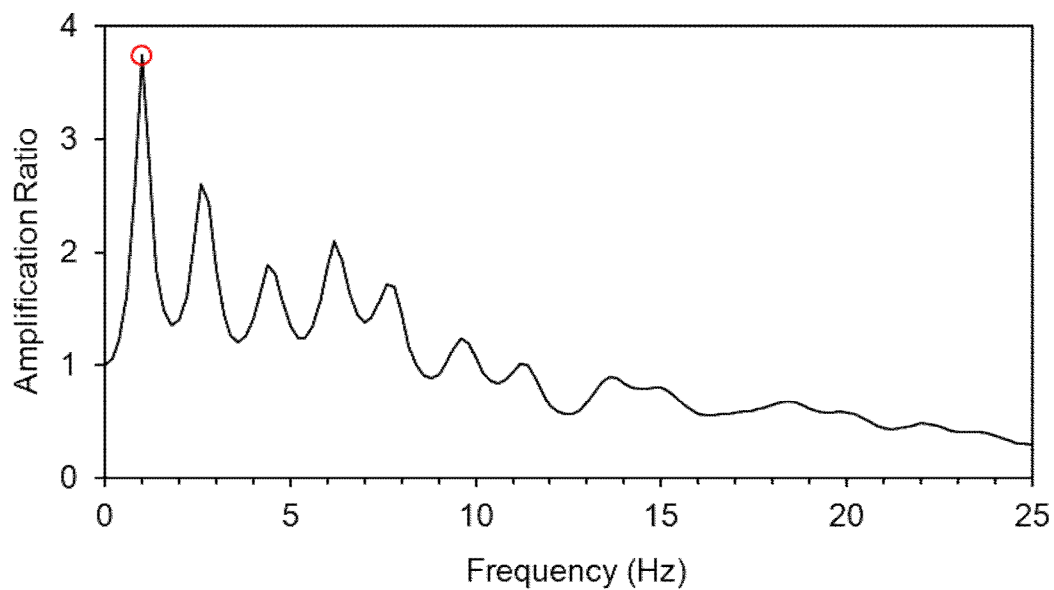


Figura 14.21 – Fattore di amplificazione, spettro di Fourier e spettro di risposta in accelerazione per accelerogramma 4 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_D

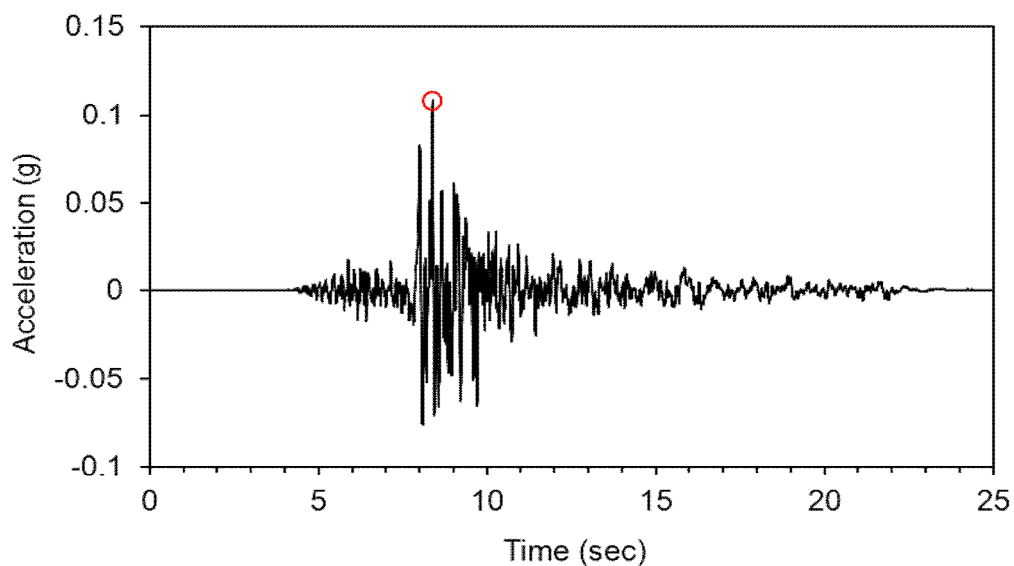


Figura 14.22 – Accelerogramma 5 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_E

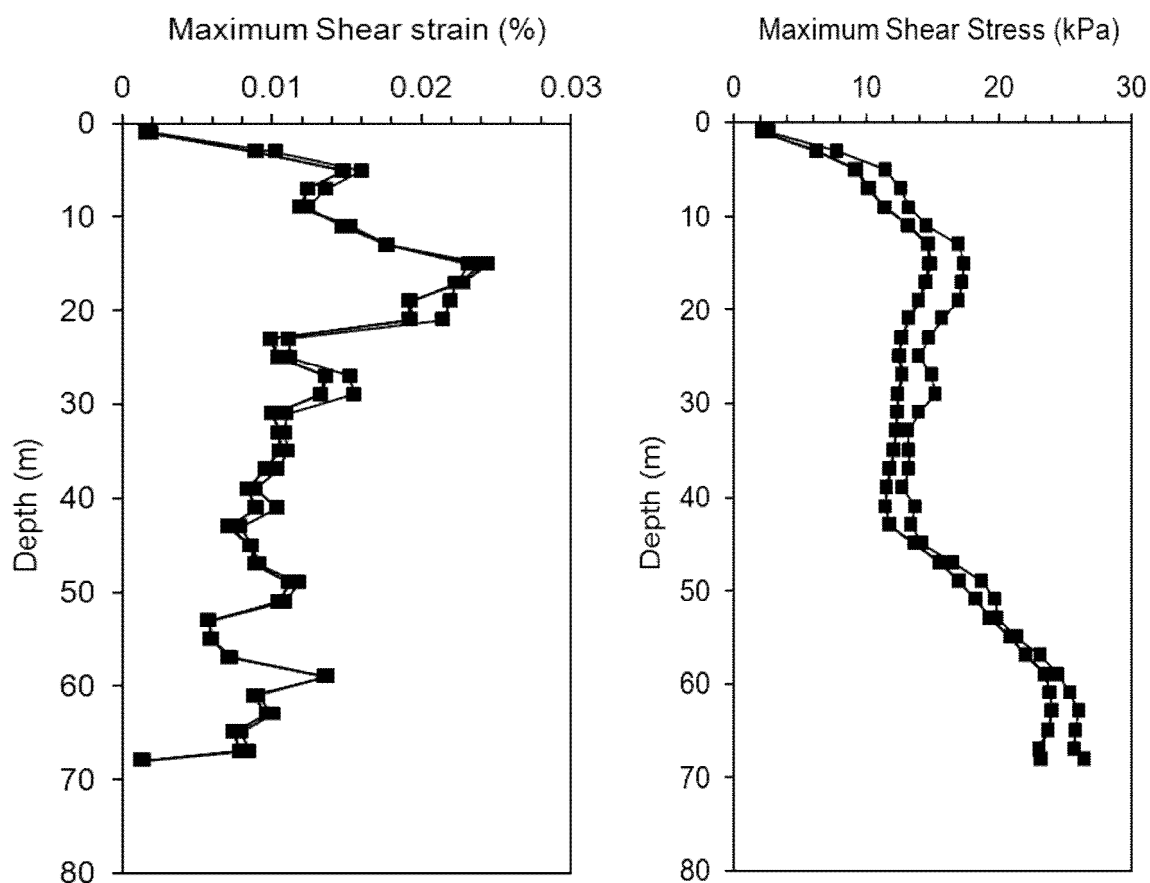


Figura 14.23 – Profili di massima deformazione e tensione tangenziale per accelerogramma 5 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_E

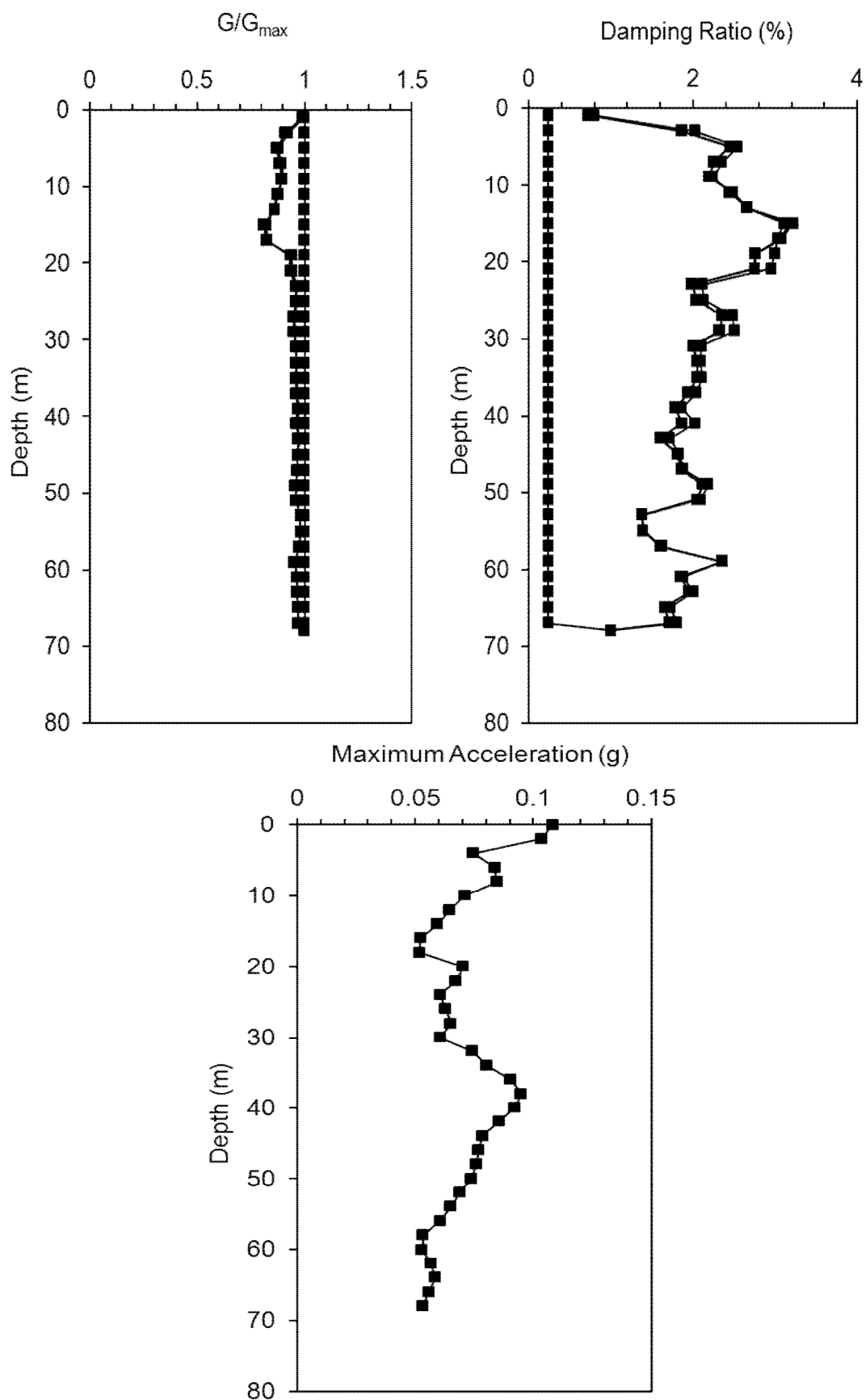


Figura 14.24 – Profili di massima deformazione, massime tensioni tangenziali ed accelerazioni per accelerogramma 5 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_E

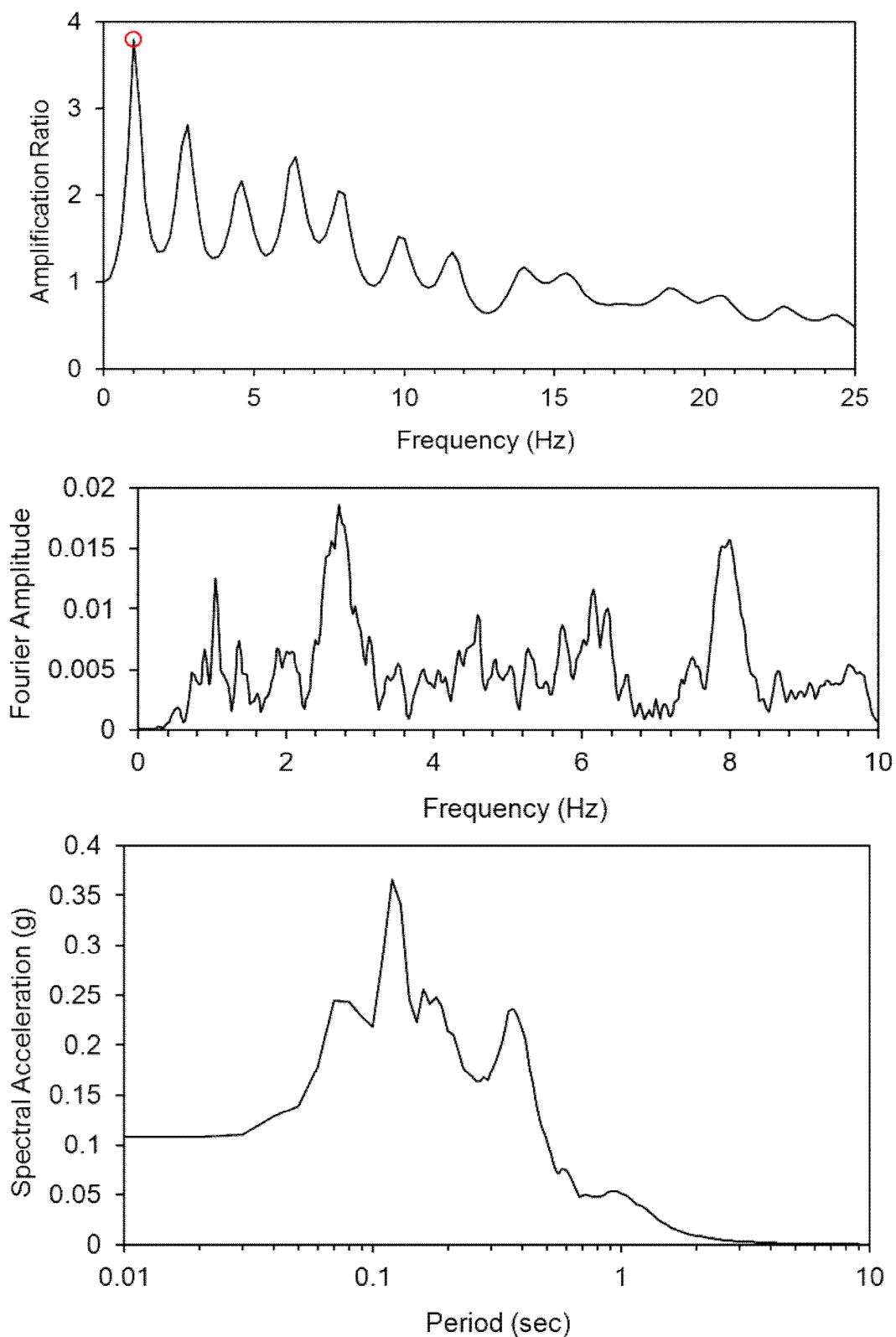


Figura 14.25 – Fattore di amplificazione, spettro di Fourier e spettro di risposta in accelerazione per accelerogramma 5 - ENEA - Regione Lazio - 1258120_000_E

I risultati ottenuti in ambito di studio di risposta sismica locale possono essere quindi sintetizzati nella seguente tabella.

Accelerogrammi UAS - Fiumicino ENEA - Regione Lazio	T_f [s]	f_f [Hz]	$f_{a,max}$ [Hz]	A_{max} [-]	f_F [Hz]	a_b [g]	a_s [g]	A [-]	PGA= a_{max}
1258120_000_A	0.99	1.01	1.00	3.750	4.46	0.0569	0.1145	1.970	0.114
1258120_000_B	0.99	1.01	1.00	3.678	2.49	0.0611	0.0968	2.250	0.096
1258120_000_C	0.99	1.01	1.00	3.784	1.00	0.0536	0.1357	3.784	0.135
1258120_000_D	0.99	1.01	1.00	3.745	4.27	0.0555	0.1285	1.750	0.128
1258120_000_E	0.99	1.01	1.00	3.794	2.70	0.0557	0.1082	2.680	0.108

MEDIA **2.487** **0.117**

Il valore di periodo proprio di vibrazione del banco di terreno (T_f , valore per il quale si attinge la massima amplificazione del segnale sismico) è stato valutato in 0.99s.

Tale valore di periodo proprio del banco ricavato dall'analisi, coincide peraltro con le misure HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*) effettuate in sito tramite misure di tromino.

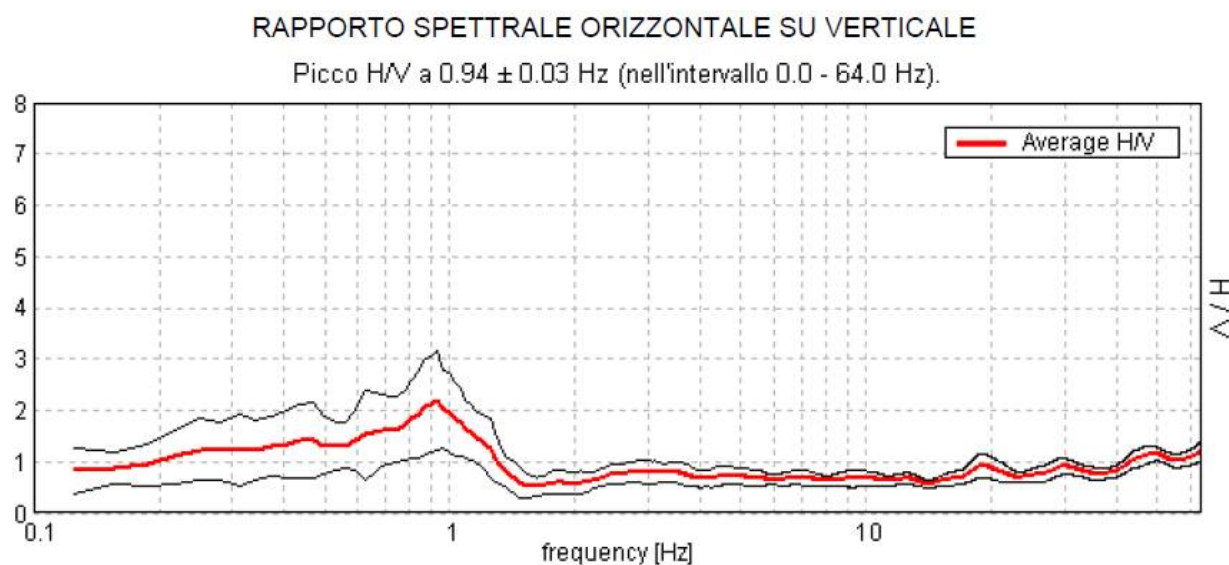


Figura 14.26 – Misure HVRS in sito tramite tromino

Rispetto a tale valore di periodo si ottengono valori di fattore di amplificazione massima A_{max} compresi tra 3.67 e 3.79 per i rispettivi segnali sismici.

Rispetto alle frequenze di massima energizzazione ricavate dagli spettri di Fourier, valori compresi tra 1 e 4.46, i coefficienti di amplificazione a tali frequenze si stimano in valori compresi tra 1.75 e 3.78 rispetto ai valori di accelerazione imposti dall'input scelto.

I valori di massima accelerazione spettrale quindi, ricavati dagli spettri di risposta, mostrano valori massimi attesi al sito (PGA) compresi tra 0.096g e 0.135g con valore medio di 0.117g, valore praticamente coincidente con l'accelerazione massima ricavata tramite i dati di classificazione sismica delle NTC 08 per il medesimo SL (0.123g).

Stato limite	a_g [g]	S_s [-]	S_T [-]	S [-]	a_{max} [g]
SLV	0.082	1.500	1.000	1.500	0.123

15 VERIFICA DEL POTENZIALE DI LIQUEFAZIONE

15.1 GENERALITÀ

Per quanto attiene la verifica del rischio potenziale alla liquefazione il §7.11.3.4.2 delle NTC 08 individua la concomitanza di una serie di condizioni legate ad intensità sismica e caratteristiche fisiche e meccaniche dei litotipi affinché sia necessario sviluppare specifiche verifiche del potenziale di liquefazione dei terreni, nella fattispecie:

1. eventi sismici attesi di magnitudo M inferiore a 5;
2. accelerazioni massime attese al piano campagna in assenza di manufatti (condizioni di campo libero) minori di $0,1g$;
3. profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
4. depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata $(N_1)_{60} > 30$ oppure $q_{c1N} > 180$ dove $(N_1)_{60}$ è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche (Standard Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e q_{c1N} è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche (Cone Penetration Test) normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa;
5. distribuzione granulometrica esterna alle zone indicate nelle figure successive nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c < 3,5$ e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità $U_c > 3,5$.

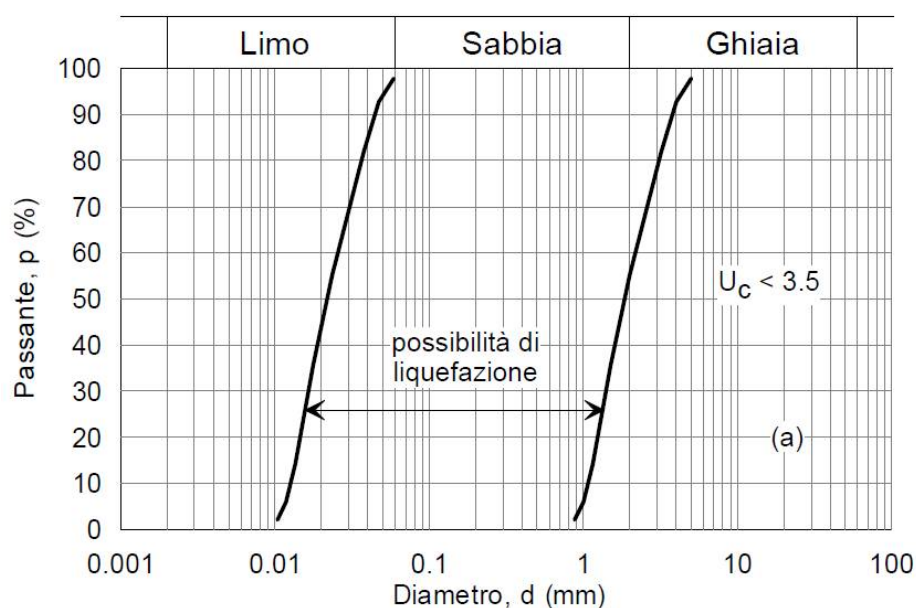


Figura 15.1 – Fuso granulometrico per potenziale liquefazione per $U_c < 3.5$

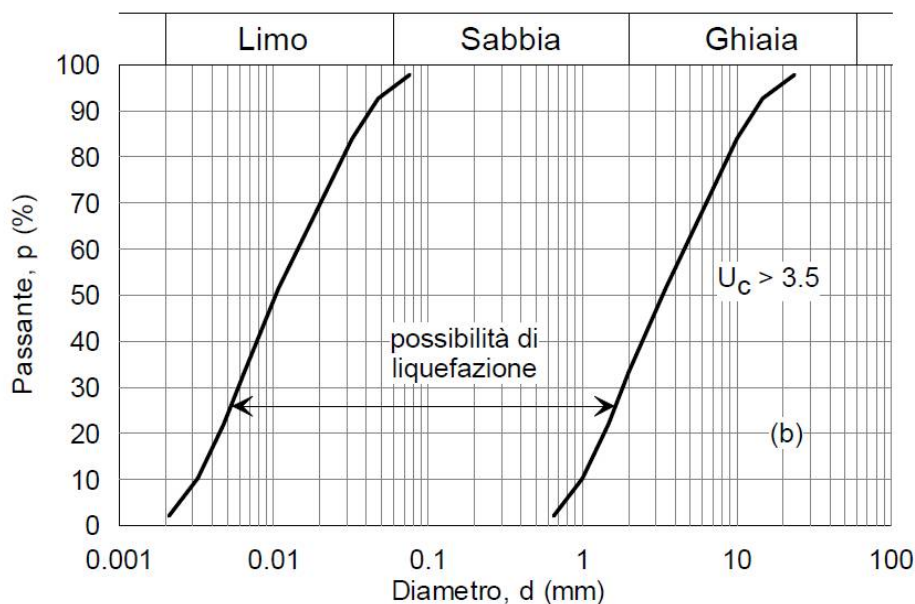


Figura 15.2 – Fuso granulometrico per potenziale liquefazione per $U_c > 3.5$

Per il nostro caso, i litotipi riconosciuti come potenzialmente liquefacibili sono rappresentati dalle Unità geotecniche A e B per i quali rispetto alle caratteristiche granulometriche, alla pressoché stabile condizione di saturazione e alle entità degli input sismici così come caratterizzati ai paragrafi precedenti rispetto alle massime accelerazioni attese al sito, è necessario condurre specifiche verifiche nei confronti di potenziale fenomeni di liquefazione sotto azione sismica.

15.2 DEFINIZIONE DELL'INPUT SISMICO

La definizione dell'input sismico in termini di magnitudo del momento sismico M_{aw} è stata sviluppata in modo duale, e nella fattispecie, sia attraverso una analisi di tipo storico rispetto ai fenomeni sismici accertati all'interno di un'area circolare di raggio pari a 50 km dal punto di ubicazione delle opere di progetto (<http://emidius.mi.ingv.it/>), sia facendo riferimento ai diagrammi di disaggregazione ricavati dalle mappe di pericolosità sismica del territorio italiano (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Il valore di magnitudo massima ricavato dall'analisi dei sismi storici risulta paria a 5.53, mentre varia tra 4.0 e 5.5 per le analisi di disaggregazione. Ai fini delle verifiche del potenziale di liquefazione si è scelto di applicare il valore massimo ($M_{aw}=5.53$).

Anno	Me	Gi	Or	Mi	Se	AE	Lat	Lon	M_{aw}	M_{as}	M_{sp}	ZS9
801	4	29	20			ROMA	41.9	12.48	5.37	5.1	5.27	-
1484	1	19				MONTEROTONDO	42.09	12.562	5.06	4.64	4.84	-
1577	6	6				VELLETRI	41.683	12.783	4.83	4.3	4.53	922
1748	9	17	24			FRASCATI	41.783	12.683	4.83	4.3	4.53	922
1750	1	28				ALBANO	41.667	12.583	4.83	4.3	4.53	922
1754	6	8	1	20		ROCCA DI PAPA	41.833	12.783	4.83	4.3	4.53	922
1773	3					COLLI ALBANI	41.839	12.831	5.03	4.6	4.8	922
1773	6	22				ALBANO	41.717	12.667	4.63	4	4.25	922
1781	2	25				ALBANO	41.717	12.667	4.63	4	4.25	922
1782	9	24	11	30		ROCCA DI PAPA	41.817	12.717	5.17	4.8	4.99	922
1784	3					ALBANO	41.75	12.667	4.83	4.3	4.53	922
1800	12	29	10	15		VELLETRI	41.683	12.783	5.17	4.8	4.99	922
1806	8	26	7	35		COLLI ALBANI	41.72	12.73	5.47	5.25	5.41	922
1810	7	13	13			ALBANO	41.717	12.667	5.17	4.8	4.99	922
1811	2	18	2	15		ROMA	41.85	12.567	4.83	4.3	4.53	922
1812	3	22	2	20		ROMA	41.895	12.482	5.03	4.6	4.8	-
1829	6	1	9			COLLI ALBANI	41.75	12.68	5.17	4.8	4.99	922
1855	6	29	3	3		FRASCATI	41.8	12.683	4.63	4	4.25	922
1861	12	12	6	10		ROCCA DI PAPA	41.817	12.717	5.03	4.6	4.8	922
1876	10	26	14	18		PALESTRINA	41.827	12.784	5.03	4.6	4.8	922
1877	8	16	12	24		ROCCA DI PAPA	41.744	12.754	4.63	4	4.25	922
1883	3	16				ALBANO	41.831	12.828	5.03	4.6	4.8	922
1883	9	2	7	3		FRASCATI	41.807	12.765	4.63	4	4.25	922
1884	2	6	23	30		ALBANO	41.72	12.671	5.17	4.8	4.99	922
1884	8	7	2	15		ROCCA DI PAPA	41.767	12.717	4.83	4.3	4.53	922
1886	1	17	7	10		ALBANO	41.713	12.679	5.17	4.8	4.99	922
1892	1	22				COLLI ALBANI	41.725	12.712	5.17	4.8	4.99	922
1893	3	12		6		ALBANO	41.717	12.667	4.63	4	4.25	922
1895	11	1				CASTELPORZIANO	41.768	12.44	4.83	4.3	4.53	922
1899	7	19	13	18	54	COLLI ALBANI	41.8	12.68	5.18	4.82	5.01	922
1902	3	11	14	19		FRASCATI	41.8	12.683	4.83	4.3	4.53	922
1906	2	21	20	49		ALBANO	41.75	12.667	4.83	4.3	4.53	922
1909	8	31	13	41	15	M.MARIO	41.95	12.383	4.83	4.3	4.53	-

1911	4	10	9	43	38	FRASCATI	41.817	12.667	4.65	4.03	4.28	922
1919	10	22	6	10		ANZIO	41.537	12.684	5.53	5.33	5.48	922
1927	12	26	15	6	14	COLLI ALBANI	41.7	12.7	5.02	4.58	4.79	922
1949	6	4	22	30		NEPI	42.217	12.417	4.83	4.3	4.53	-
1969	7	2	7	55		TOLFA	42.168	12.002	5.08	4.67	4.87	921
2004	10	05	23	12	22	MONTI TIBURTINI	41.908	12.995	2.93	-	-	-
2004	12	12	11	52	33	TIRRENO CENTRALE	-	-	4.14	-	-	-
2004	12	18	09	12	47	TIRRENO CENTRALE	-	-	4.65	-	-	-
2005	08	22	12	02	8	ANZIO	41.575	12.564	4.58	-	-	-

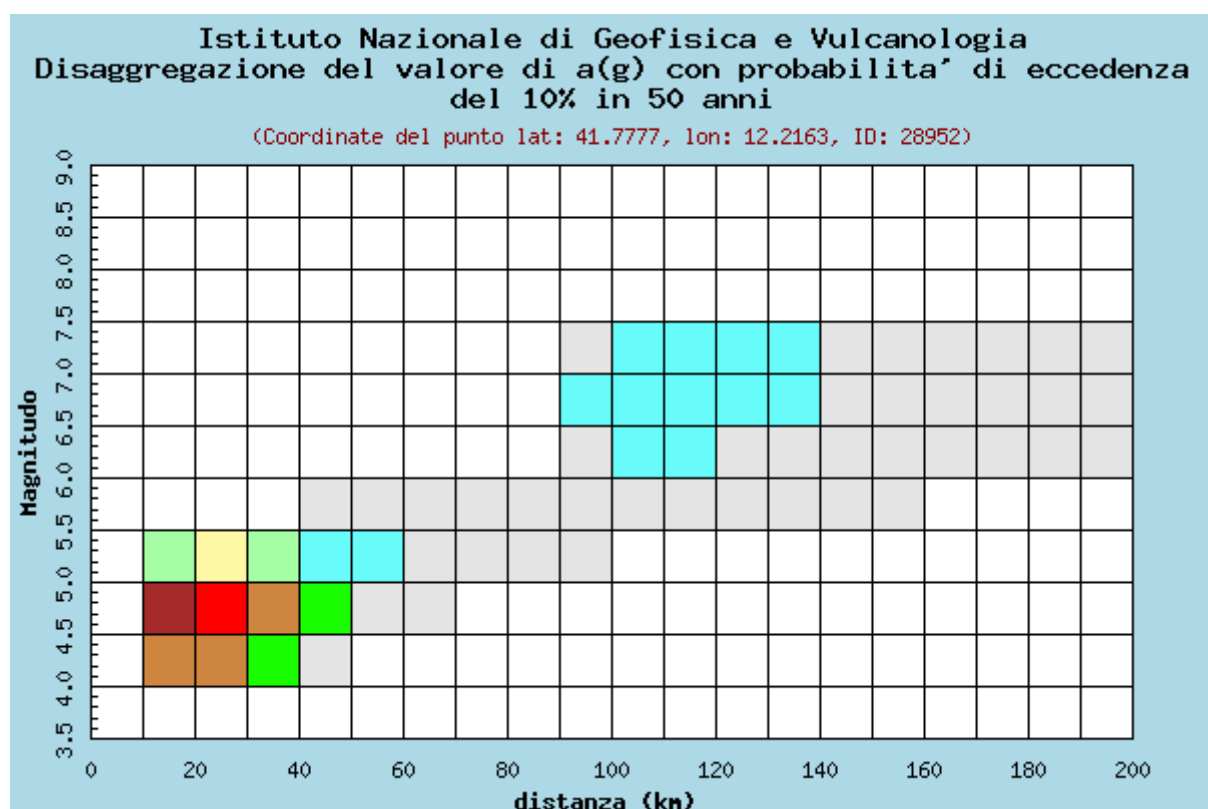


Figura 15.3 – Grafico di disaggregazione ricavato dalle mappe di pericolosit  sismica SLV - $P_{VR}=10\%$

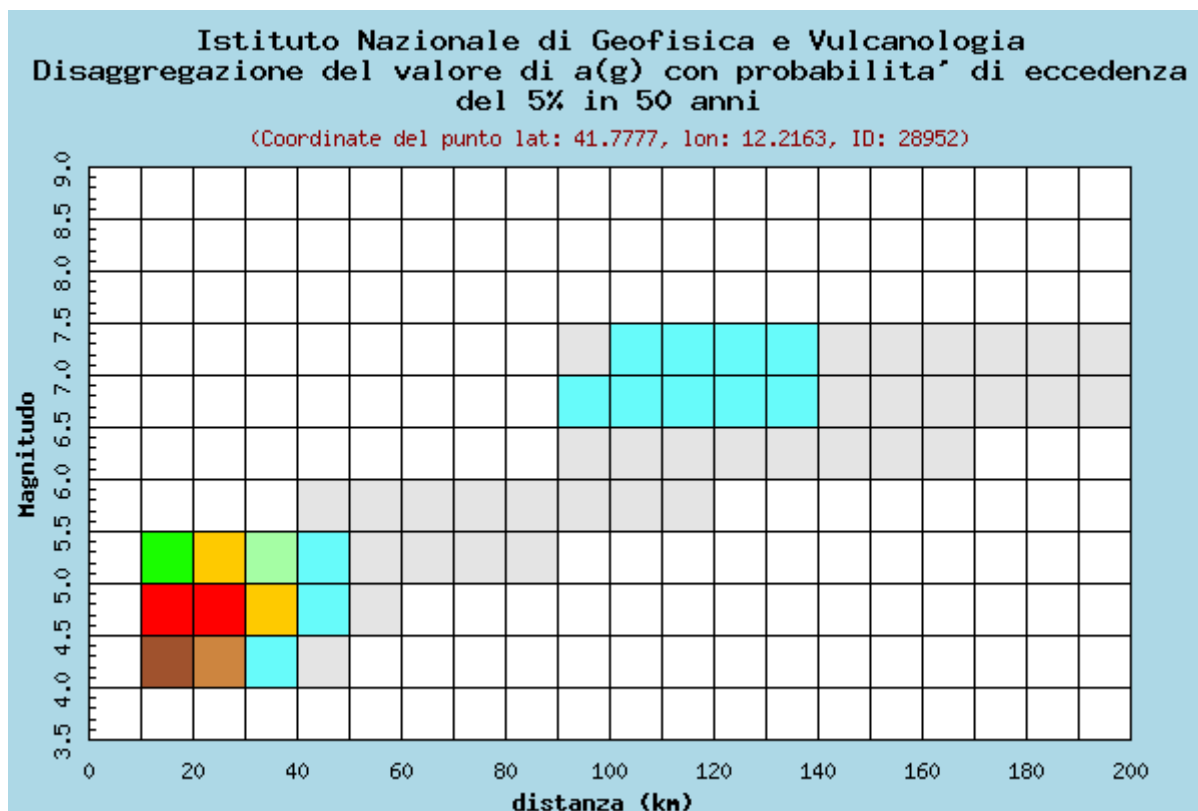


Figura 15.4 – Grafico di disaggregazione ricavato dalle mappe di pericolosità sismica SLC - $P_{VR}=5\%$

15.3 VERIFICHE A LIQUEFAZIONE

Le verifiche a liquefazione sono state condotte con metodi di tipo empirico – semplificato basati principalmente sui risultati di prove in sito nella fattispecie prove SPT, CPTu e sismiche oltre che chiaramente su parametri relativi l'input sismico di progetto così come caratterizzato ai punti precedenti.

Metodo
Youd e Perkins (1978)
Andrus e Stokoe (1997)
Iwasaki at al.
Tokimatsu e Yoshimi (1983)
Seed e Idriss (1985) - Modificato
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR1
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR2
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR3
EC8 - Seed e Idriss (1982) - NSPT
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW1s
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW2
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW3
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW4

Criterio di Youd e Perkins (1978)

Tipo deposito	Età del deposito			
	<500 anni	Olocene	Pleistocene	Pre-Pleistocene
Depositi continentali				
Canali fluviali	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Pianure di esondazione	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Pianure e conoidi alluvionali	Moderata	Bassa	Bassa	Molto bassa
Spianate e terrazzi marini	-----	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Deltaici	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lacustri	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Colluvioni	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Scarpate	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Dune	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Loess	Alta	Alta	Alta	Molto bassa
Glaciali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tuff	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Tephra	Alta	Alta	?	?
Terreni residuali	Bassa	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Sebkha	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Zone costiere				
Deltaici	Molto alta	Alta	Bassa	Molto bassa
Di estuario	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Di spiaggia con elevata energia delle onde	Moderata	Bassa	Molto bassa	Molto bassa
Di spiaggia con bassa energia delle onde	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Lagunari	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Litorali	Alta	Moderata	Bassa	Molto bassa
Riempimenti artificiali				
Non compattati	Molto alta	-----	-----	-----
Compattati	Bassa	-----	-----	-----

Metodo di Andrus e Stokoe (1997)

Profondità [m]	γ [kg/m ³]	Nspt [colpi/piede]	σ_{VO} [kg/cm ²]	σ'_{VO} [kg/cm ²]	d_{50} [mm]	R	T	FS
3	2000	25	0.60	0.30	0.102	0.1555	0.0071	21.88
6	2100	15	1.26	0.66	0.1	0.0938	0.0066	14.16
9	2100	27	1.89	0.99	0.085	0.2385	0.0065	36.89
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00
			0.00	0.00		0.0000	0.0000	0.00

Zona 3	a_{max}	0.15
--------	-----------	------

M	5.53
MSF	2.7334

Falda	0.00	[m]
-------	------	-----

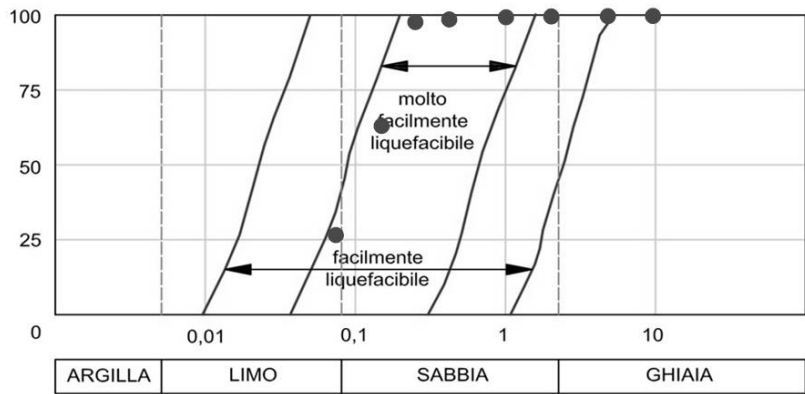
- γ Peso di volume terreno
 d_{50} Particelle corrispondente al 50% di passante
T sforzo tagliante indotto dal sisma
R resistenza al taglio mobilabile nello strato
M Magnitudo del sisma di riferimento
MSF Coefficiente correttivo
 σ_V Tensione verticale
 σ'_{VO} Tensione verticale efficace

Il deposito è considerato non liquefacibile se $F_s > 1$.

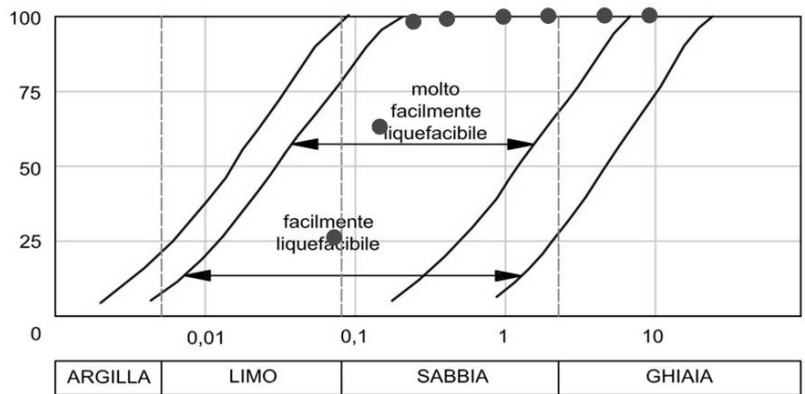
Metodo di Tokimatsu e Yoshimi (1983)

Passante [%]	Diametro [mm]
26.32	0.074
63.04	0.149
97.93	0.25
98.84	0.42
99.59	1
99.86	2
99.94	4.76
100	9.51

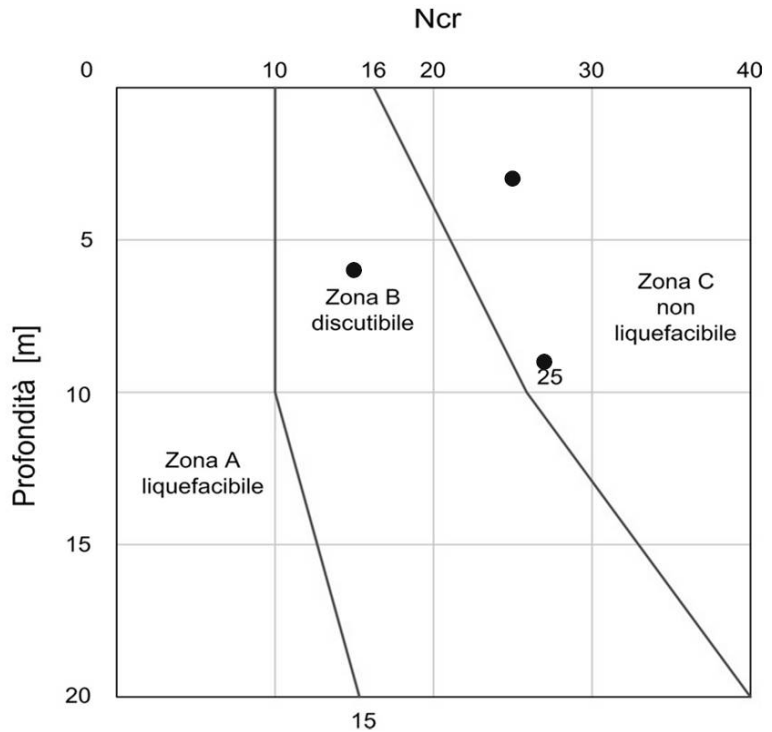
GRANULOMETRIA UNIFORME



GRANULOMETRIA ESTESA



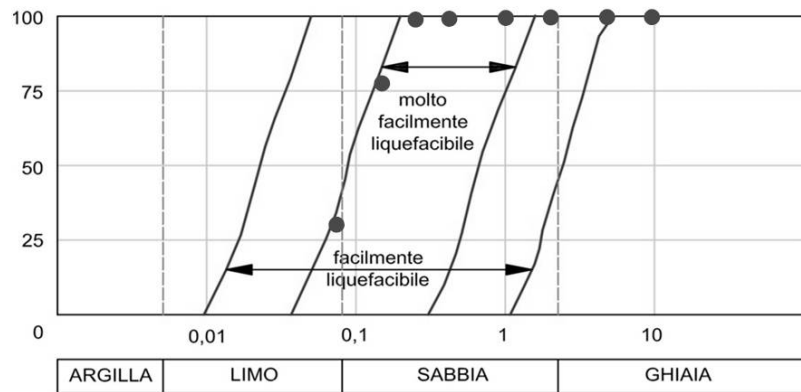
Profondità [m]	Ncr [colpi/piedi]
3	25
6	15
9	27



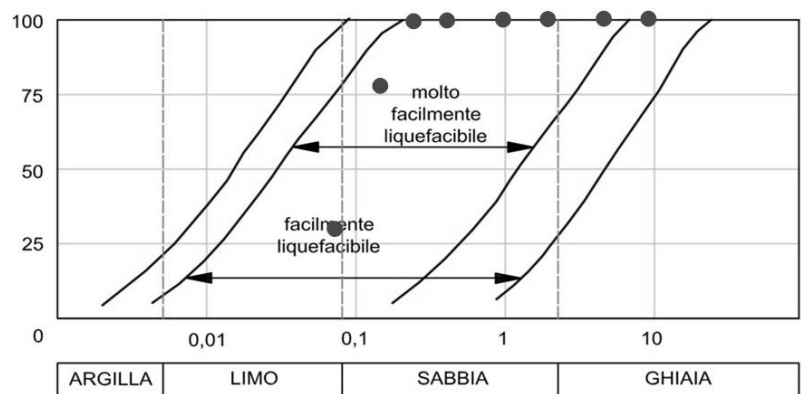
Metodo di Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR2 - Unità B - z = -11.6m

Passante [%]	Diametro [mm]
29.96	0.074
77.62	0.149
99.18	0.25
99.47	0.42
99.72	1
99.91	2
100	4.76
100	9.51

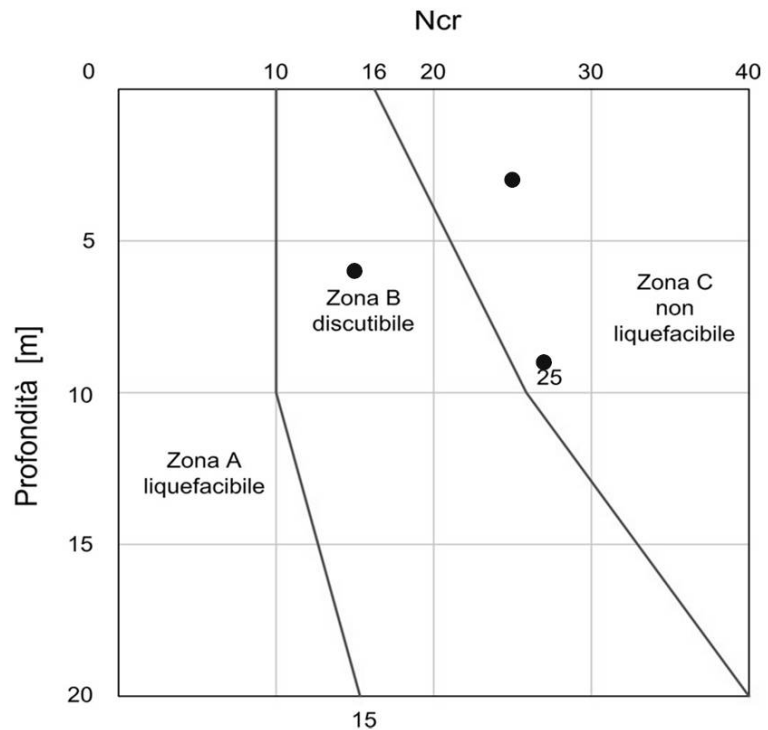
GRANULOMETRIA UNIFORME



GRANULOMETRIA ESTESA



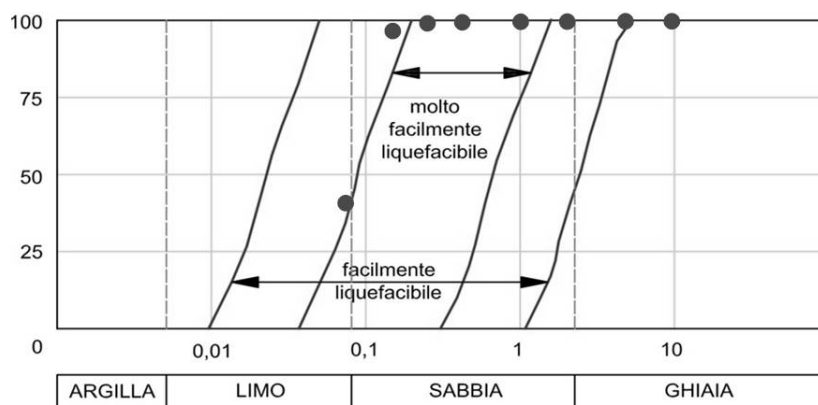
Profondità [m]	Ncr [colpi/piedi]
3	25
6	15
9	27



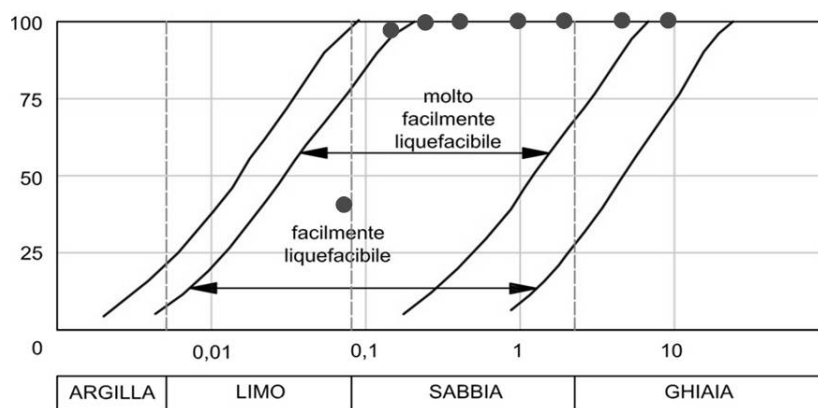
Metodo di Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR3 - Unità B - z = -11.6m

Passante [%]	Diametro [mm]
40.57	0.074
96.85	0.149
99.36	0.25
99.68	0.42
99.84	1
99.92	2
100	4.76
100	9.51

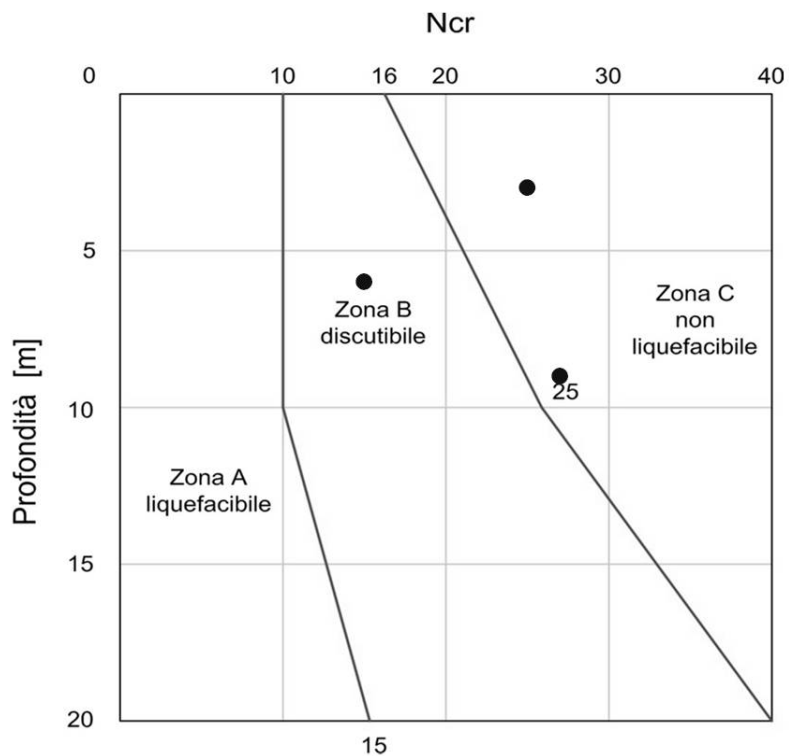
GRANULOMETRIA UNIFORME



GRANULOMETRIA ESTESA



Profondità [m]	Ncr [colpi/piedi]
3	25
6	15
9	27



EC8 – SPT e CPTu – (Seed e Idriss, 1982)

Tale metodo è basato sul concetto di rapporto il tensionale ciclico (CSR), che esprime il carico sismico, e di rapporto di resistenza ciclica (CRR), che esprime la capacità del terreno di resistere alla liquefazione. Il rapporto tra le due variabili, da stimare alle diverse profondità del deposito, costituisce il coefficiente di sicurezza rispetto alla liquefazione, consentendo pertanto di stabilire il verificarsi o meno del fenomeno. I valori di CSR dipendono essenzialmente dall'entità dell'azione sismica in termini di A_{max} mentre il calcolo della capacità resistente in termini di CRR viene basato su dati di prove in sito tipo SPT e CPTu.

1. Soil layers data

?thickness (m) ? (kN/m³)

No	H	gamma
1	3.00	20.00
2	6.00	21.00
3	9.00	21.00

2. Test points data

Depth (m) ?spt % FC

No	Depth	Nspt	FC
1	3.00	25	19.40
2	6.00	15	21.00
3	9.00	27	21.00

3. Calculation parameters

G.W.T. (m, -1 no water)

P.G.A. (g)

Earthquake Magn. (Richter)

Subsoil class

Global factor of safety

Calculate Cn according to

Liao & Whitman (1986)

Seed & Idriss (1982)

Ks calc. according to Youd et al., 2001

Borehole diameter

Hammer Energy Ratio, Ce

Calculate rd according to ...

Liao and Whitman (1986)

Blake (1996)

Idriss & Golesorkhi (1997) *

* MSF is calculated according to Idriss (1999)

4. Calculation results

No	Depth	Bulk ?	% FC	u (kPa)	sv (kPa)	s'v (kPa)	Nspt	N1(60)	??1	CSR	CRRm	F.S.
1	3.00	20.00	-	29.43	60.00	30.57	45	45.2	-	0.18	2.00	5.00
2	6.00	21.00	-	58.86	123.00	64.14	19	18.7	-	0.18	0.58	3.24
3	9.00	21.00	-	88.29	186.00	97.71	27	27.3	-	0.18	0.94	5.00

Figura 15.5 – Implementazione metodo Seed e Idriss 1982 basato su dati SPT e CPTu

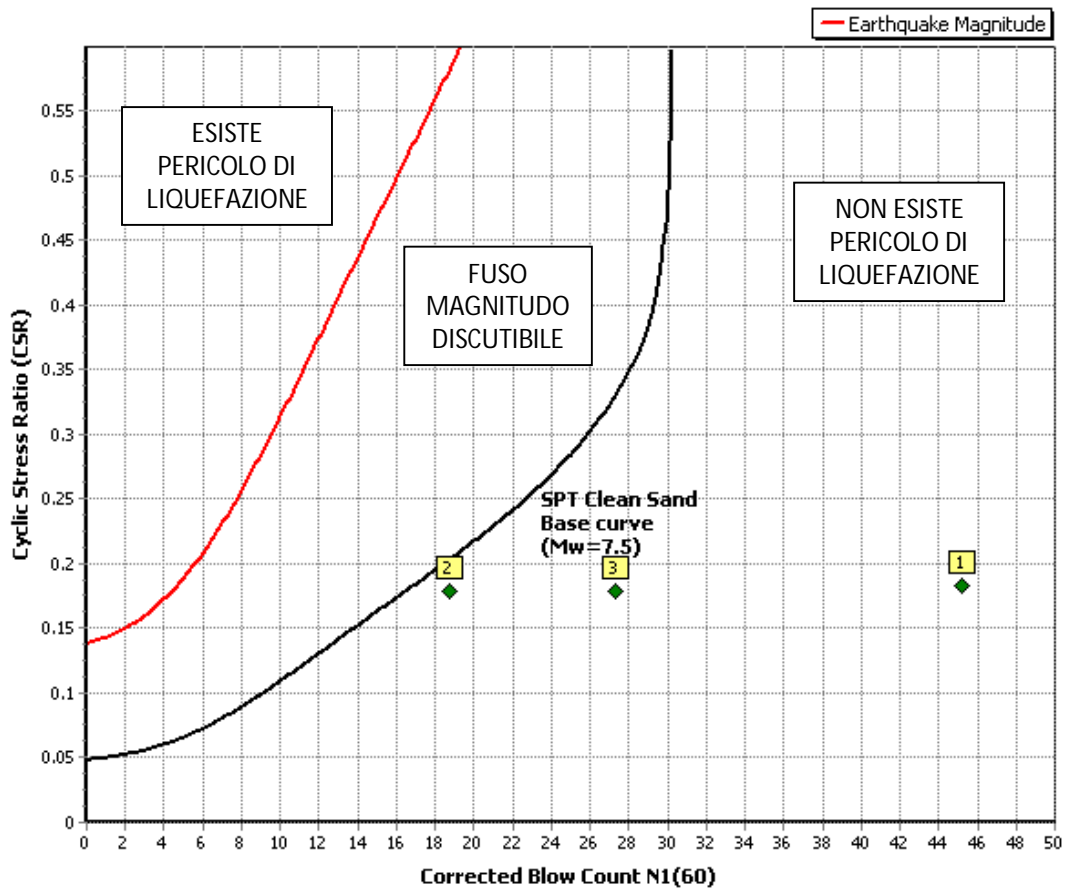


Figura 15.6 – Dominio di potenziale liquefazione secondo (Seed e Idriss, 1982), basato su SPT

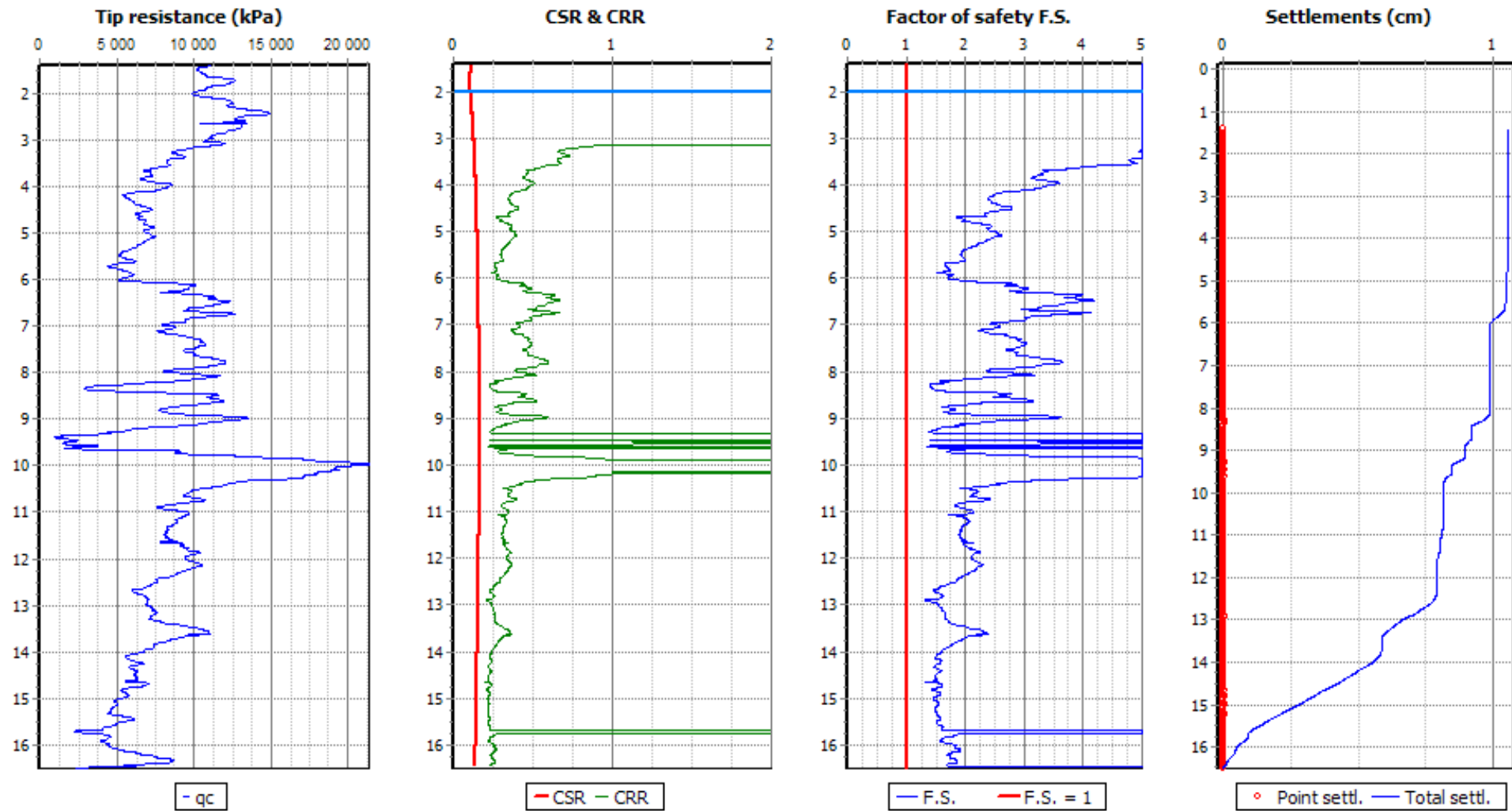


Figura 15.7 – Diagrafie prova sCPTu – PW1s e profilo del FS alla liquefazione

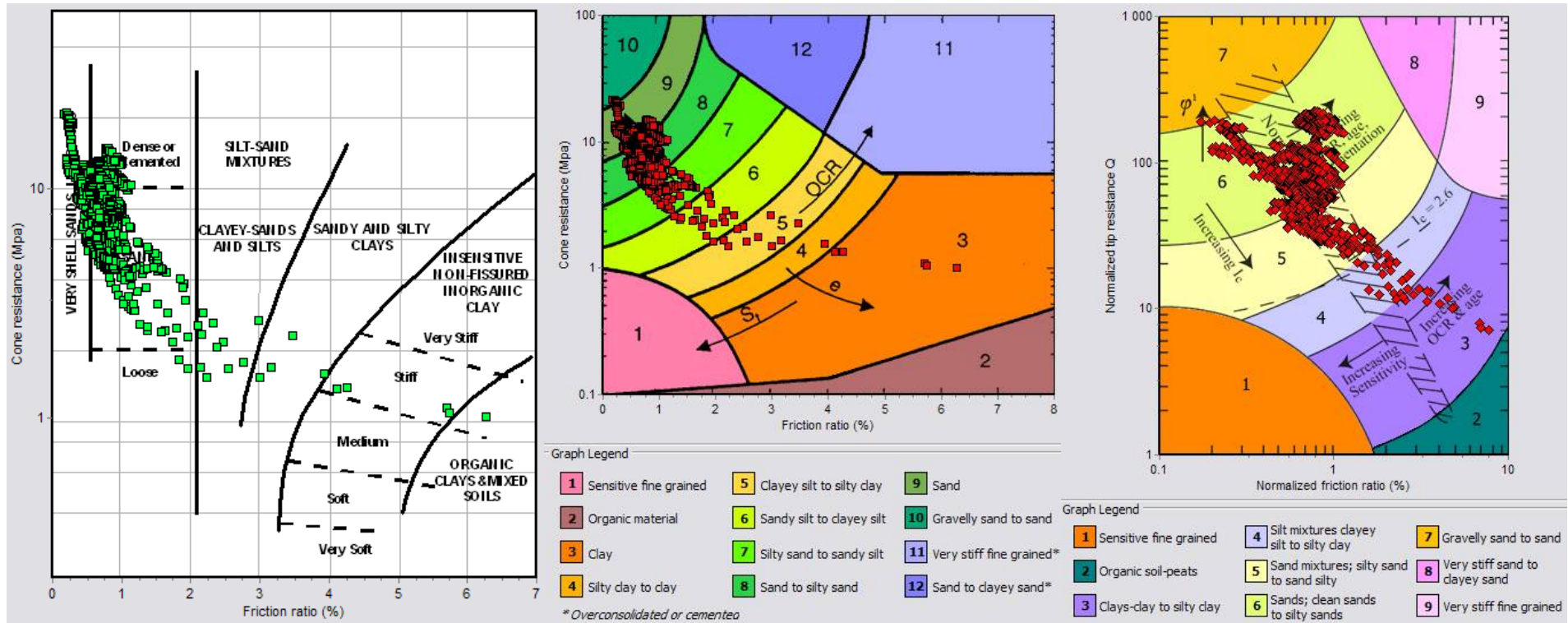


Figura 15.8 – Classificazione litotipi potenzialmente liquefacibili (Unità A-B Prova SCPTu PW1s) Schmertmann 1978 - Robertson 1986 - Robertson 1990

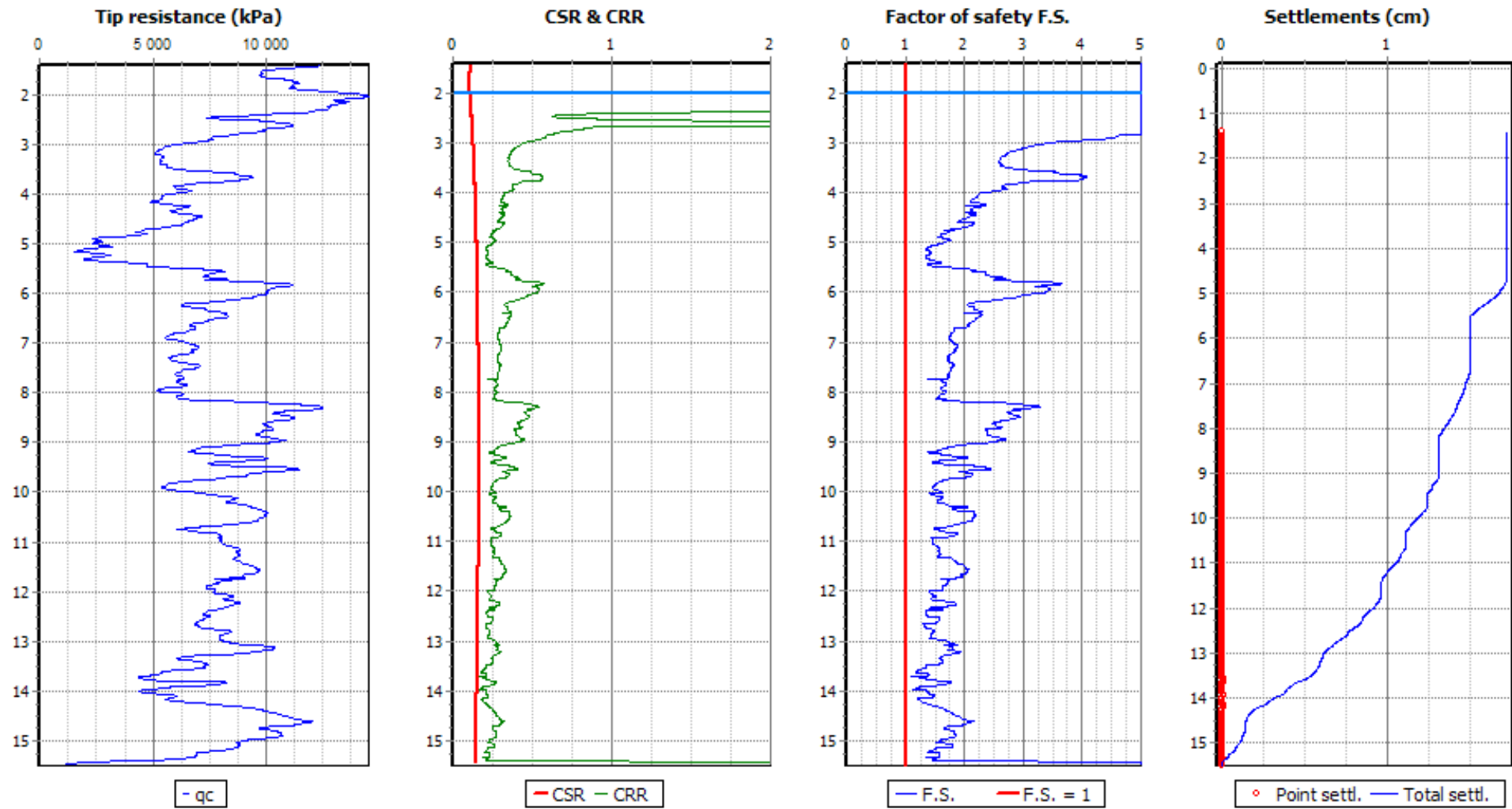


Figura 15.9 – Diagrafie prova CPTu – PW2 e profilo del FS alla liquefazione

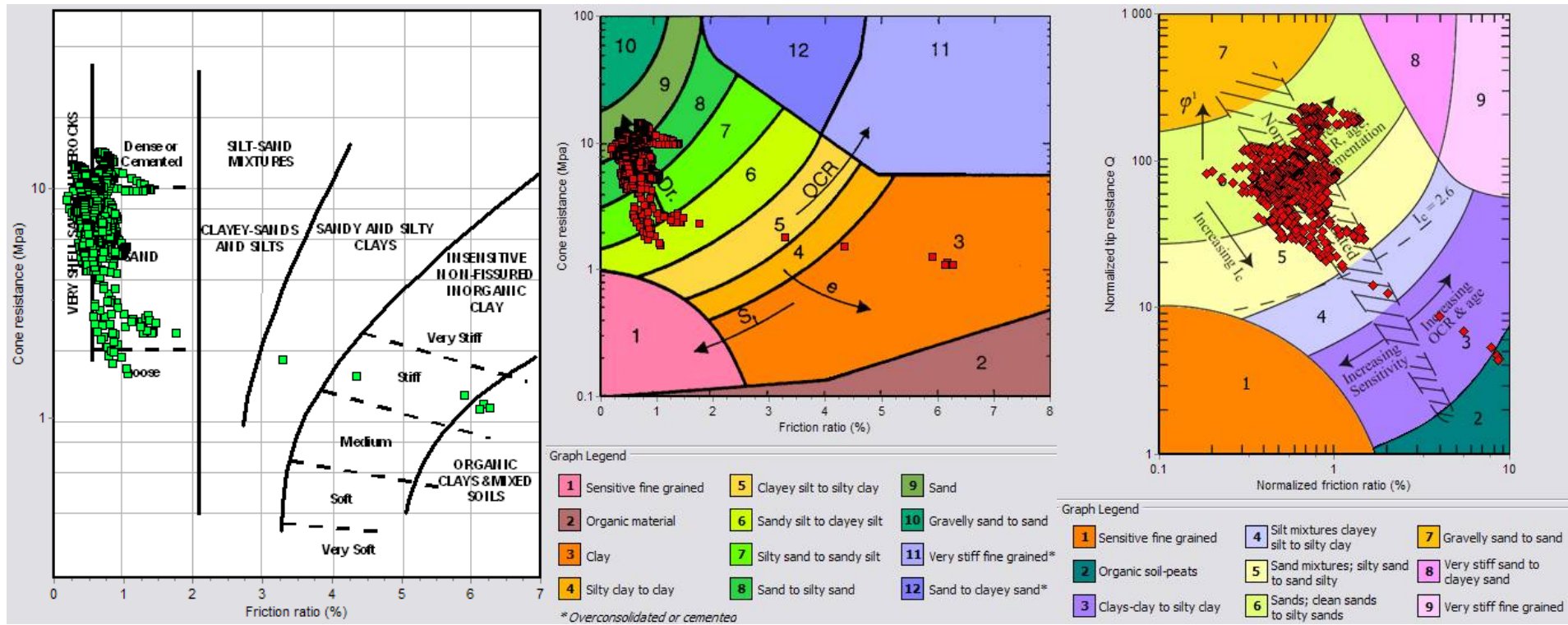


Figura 15.10 – Classificazione litotipi potenzialmente liquefacibili (Unità A-B – Prova CPTu – PW2) Schmertmann 1978 - Robertson 1986 - Robertson 1990

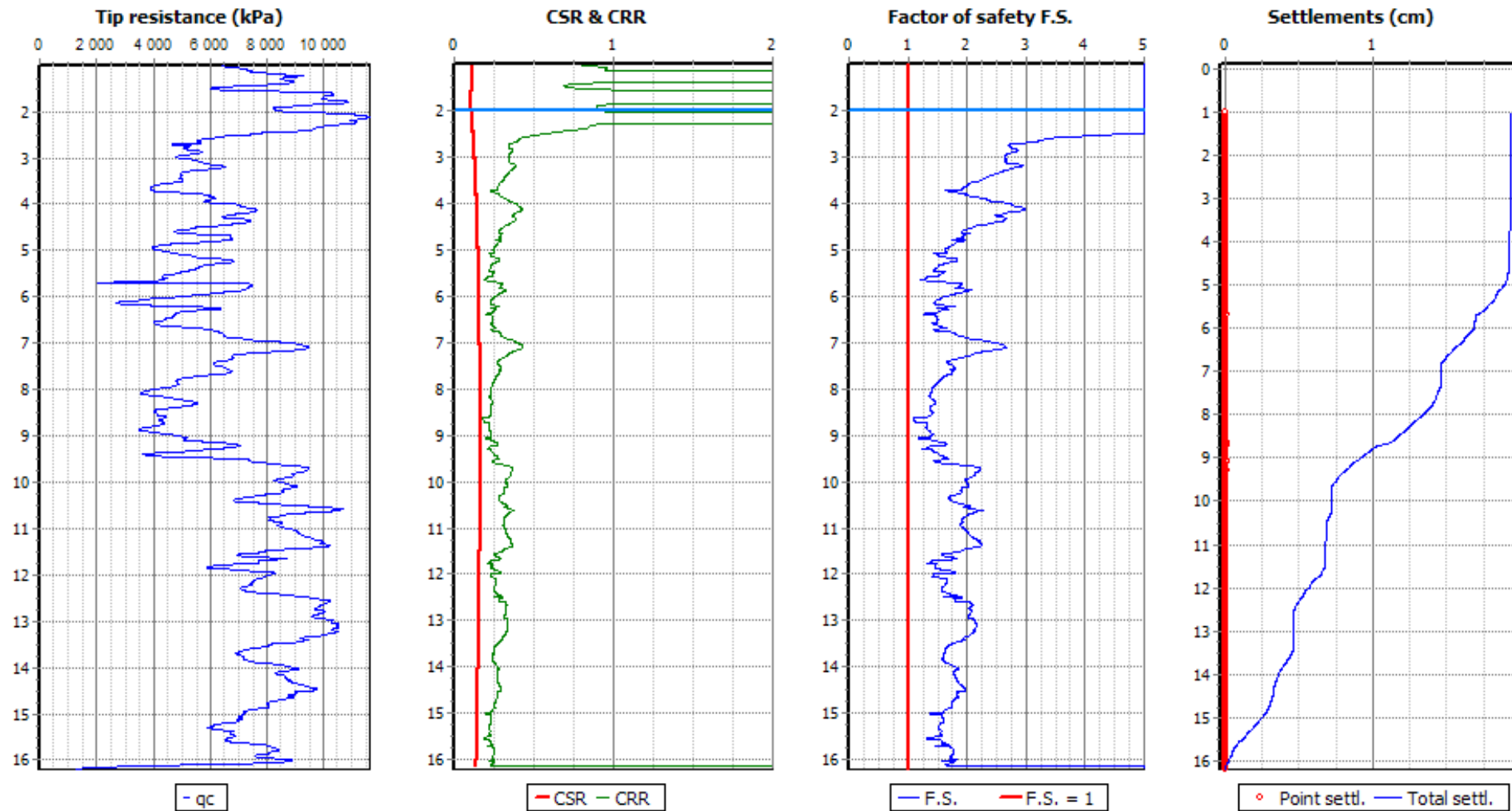


Figura 15.11 – Diagrafie prova CPTu – PW3 e profilo del FS alla liquefazione

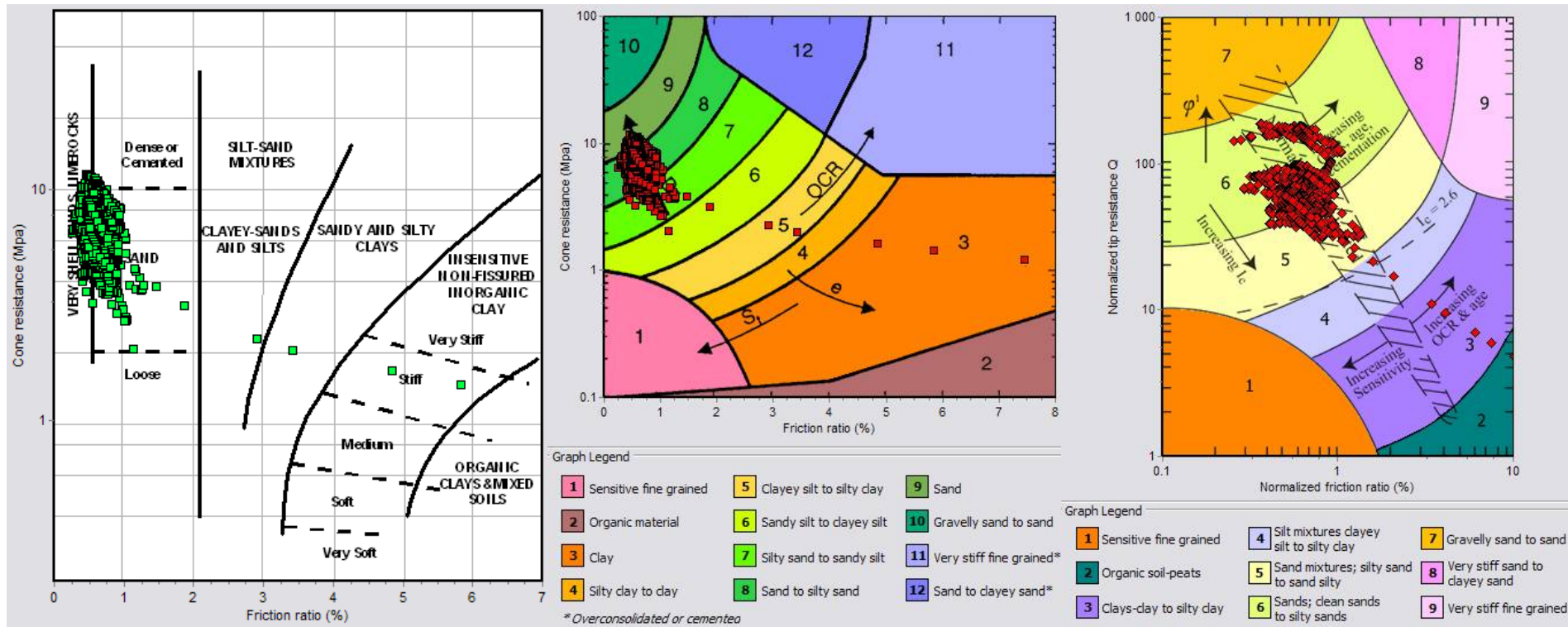


Figura 15.12 – Classificazione litotipi potenzialmente liquefacibili (Unità A-B – Prova CPTu – PW3) Schmertmann 1978 - Robertson 1986 - Robertson 1990

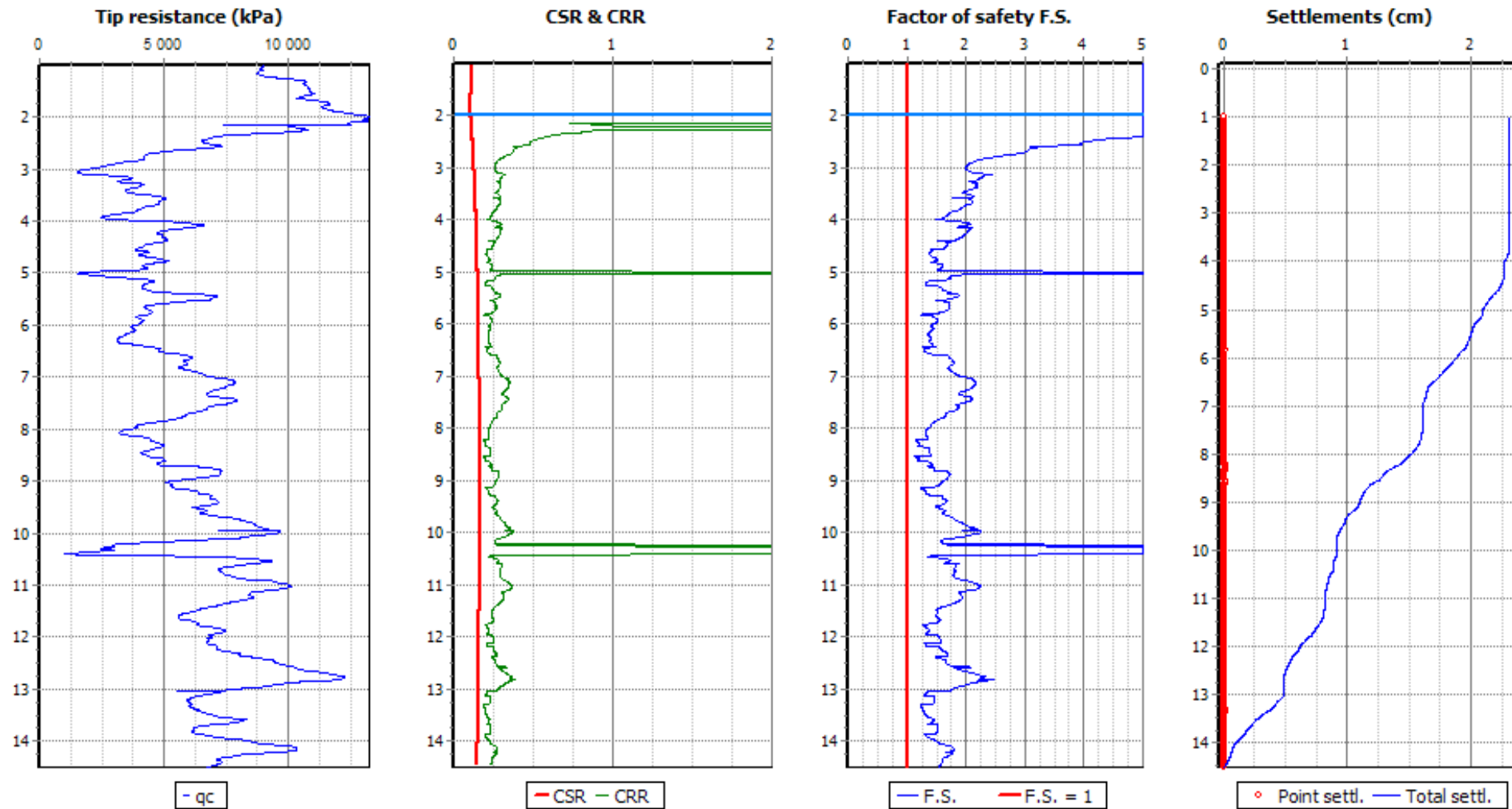


Figura 15.13 – Diagrafie prova CPTu – PW4 e profilo del FS alla liquefazione

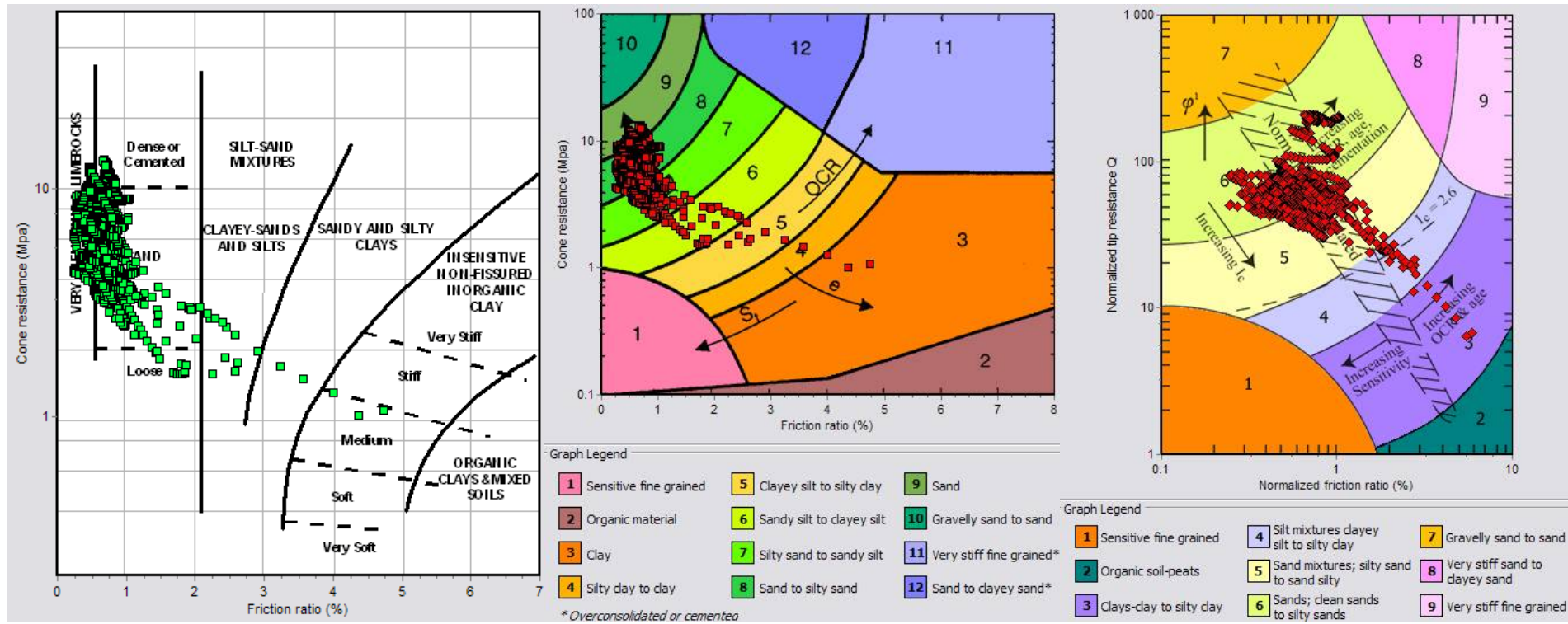




Figura 15.14 – Classificazione litotipi potenzialmente liquefacibili (Unità A-B – Prova CPTu – PW4) Schmertmann 1978 - Robertson 1986 - Robertson 1990

Si riporta di seguito la sintesi dei risultati ottenuti in termini di fattori di sicurezza nei confronti del fenomeno della liquefazione. Come si può notare dai risultati i coefficienti di sicurezza ottenuti, pur abbastanza variabili rispetto ai metodi utilizzati, risultano sempre significativamente maggiori dell'unità, pertanto sono da escludersi per il sito di studio potenziali fenomeni di liquefazione.

Metodo	FS
Youd e Perkins (1978)	Bassa
Andrus e Stokoe (1997)	20.6
Iwasaki at al.	14.1
Tokimatsu e Yoshimi (1983)	10.4
Seed e Idriss (1985) - Modificato	15.2
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR1	*liquefacibile per granulometria **non liquefacibile/discutibile per SPT
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR2	*liquefacibile per granulometria **non liquefacibile/discutibile per SPT
Sherif e Ishibashi - (1978) - Campione CR3	*liquefacibile per granulometria **non liquefacibile/discutibile per SPT
EC8 - Seed e Idriss (1982) - NSPT	3.24
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW1s	1.5
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW2	1.2
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW3	1.2
EC8 - Seed e Idriss (1982) - CPTu - PW4	1.2

16 ALLEGATI

16.1 TABELLE VALORI CBR DA DCP

 RICERCHE & LABORATORI S.r.l. <small>Laboratorio autorizzato con Decreto Ministero LL.PP. N° 45751 del 03.02.2000 ad effettuare prove ai sensi dell'art. 20 Legge n 1086 del 05.11.71</small> 								
VALORI CBR OTTENUTI DA DCP								
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
1/T1	0,5	0	2/T1	0,5	0	3/T1	0,5	0
	1,0	7		1,0	4		1,0	9
	1,5	11		1,5	7		1,5	16
	2,0	11		2,0	22		2,0	28
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
4/T1	0,5	0	5/T1	0,5	0	6/T1	0,5	0
	1,0	10		1,0	39		1,0	22
	1,5	22		1,5	28		1,5	13
	2,0	48		2,0	28		2,0	10
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
7/T1	0,5	0	8/T1	0,5	0	9/T1	0,5	0
	1,0	22		1,0	10		1,0	9
	1,5	18		1,5	16		1,5	22
	2,0	28		2,0	22		2,0	28
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
10/T1	0,5	0	11/T1	0,5	0	12/T1	0,5	0
	1,0	10		1,0	16		1,0	13
	1,5	22		1,5	16		1,5	13
	2,0	18		2,0	22		2,0	22

POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
13/T1	0,5	0	14/T1	0,5	0	15/T1	0,5	0
	1,0	7		1,0	16		1,0	27
	1,5	7		1,5	22		1,5	18
	2,0	10		2,0	6		2,0	28
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
16/T1	0,5	0	17/T1	0,5	0	18/T1	0,5	0
	1,0	13		1,0	18		1,0	9
	1,5	22		1,5	15		1,5	13
	2,0	39		2,0	15		2,0	22
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
19/T1	0,5	0	20/T1	0,5	0	22/T1	0,5	0
	1,0	35		1,0	22		1,0	22
	1,5	28		1,5	25		1,5	11
	2,0	33		2,0	25		2,0	15
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
23/T1	0,5	0	24/T1	0,5	0	25/T1	0,5	0
	1,0	10		1,0	13		1,0	13
	1,5	16		1,5	13		1,5	85
	2,0	-		2,0	16		2,0	25

POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
27/T1	0,5	0	28/T1	0,5	0	29/T1	0,5	0
	1,0	4		1,0	9		1,0	6
	1,5	16		1,5	13		1,5	5
	2,0	13		2,0	7		2,0	35
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
30/T1	0,5	0	31/T1	0,5	0	32/T1	0,5	0
	1,0	13		1,0	7		1,0	9
	1,5	16		1,5	5		1,5	35
	2,0	16		2,0	16		2,0	28
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
33/T1	0,5	0	34/T1	0,5	0	35/T1	0,5	0
	1,0	13		1,0	9		1,0	10
	1,5	28		1,5	13		1,5	10
	2,0	22		2,0	16		2,0	39
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
36/T1	0,5	0	37/T1	0,5	0	38/T1	0,5	0
	1,0	35		1,0	10		1,0	9
	1,5	28		1,5	13		1,5	9
	2,0	28		2,0	22		2,0	22

POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
39/T1	0,5	0	40/T1	0,5	0	41/T1	0,5	0
	1,0	7		1,0	9		1,0	16
	1,5	22		1,5	22		1,5	22
	2,0	16		2,0	28		2,0	28
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
42/T1	0,5	0	43/T2	0,5	0	44/T2	0,5	0
	1,0	10		1,0	9		1,0	10
	1,5	28		1,5	22		1,5	22
	2,0	28		2,0	22		2,0	22
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
45/T2	0,5	0	46/T2	0,5	0	47/T2	0,5	0
	1,0	9		1,0	9		1,0	7
	1,5	10		1,5	18		1,5	13
	2,0	28		2,0	22		2,0	16
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
48/T2	0,5	0	49/T2	0,5	0	50/T2	0,5	0
	1,0	10		1,0	7		1,0	16
	1,5	18		1,5	18		1,5	15
	2,0	28		2,0	39		2,0	11

POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP	POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP
51/T2	0,5	0	52/T2	0,5	0	53/T2	0,5	0
	1,0	13		1,0	16		1,0	3
	1,5	22		1,5	18		1,5	13
	2,0	22		2,0	18		2,0	6
POZZETTO N°	PROF.	CBR ottenuta da DCP						
54/T2	0,5	0						
	1,0	13						
	1,5	22						
	2,0	22						

16.2 TABULATO DI LABORATORIO

Sond	z _i [m]	z _f [m]	Litologia	z [m]	z _w [m]	CI	G	S	L	A	D ₆₀ [mm]	D ₁₀ [mm]	U _C	D ₅₀ [mm]	w _{nat} [%]	e -	S _r [%]	w _L [%]	w _P [%]	I _P [%]	I _C [%]	γ _{nat} [kN/m ³]	PL -	c _u [kPa]	E _{U,30} [kPa]	E _{U,30,med} [kPa]	E _{U,(I_p,c_u)} [kPa]	z _{Lefr} [m]	k _{Lefr} [m/s]						
							[%]	[%]	[%]	[%]																									
SW1	0,0	-0,7	Unità s - Terreni di riporto sabbioso-limosi																																
	-0,7	-4,8	Unità A - Sabbie da fini a medio-fini, di colore avana o marrone avana, da mediamente addensate a addensate, debolmente limose		-2,0																														
				-7,5	CR1	0,1	80,4	19,4		0,104	0,04	2,6	0,102																		-3,75	1,35E-05			
	-4,8	-16,5	Unità B - Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, grigie, da med. addensate ad addensate	-11,6		CR2	0,1	78,9	21,0		0,102	0,03	3,4	0,100																					
				-17,6		CR3	0,1	69,9	30,0		0,095	0,02	4,8	0,085																					
	-16,5	-35,0	Unità C - Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio, con gusci di bivalvi, con materia organica, a luoghi sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti	-21,0		CI1		18,7	59,6	21,7						36,6	0,999	99,97	36,8	21,0	15,8	0,01	18,3	TRX UU	35,2	649,13	907,6	28160,0							
				-27,0		CI2	0,1	5,7	64,2	30,0							37	1,013	99,31	54,2	28,2	26	0,66	18,2	TRX UU	50,3	1080,40	1270,6	40240,0						
							-30,0		CI3		5,7	67,0	27,3					33,5	0,927	98,69	40,5	22,0	18,5	0,38	18,6	TRX UU	52,1	1313,29	1276,2	41680,0					

16.3 PROVE EDOMETRICHE

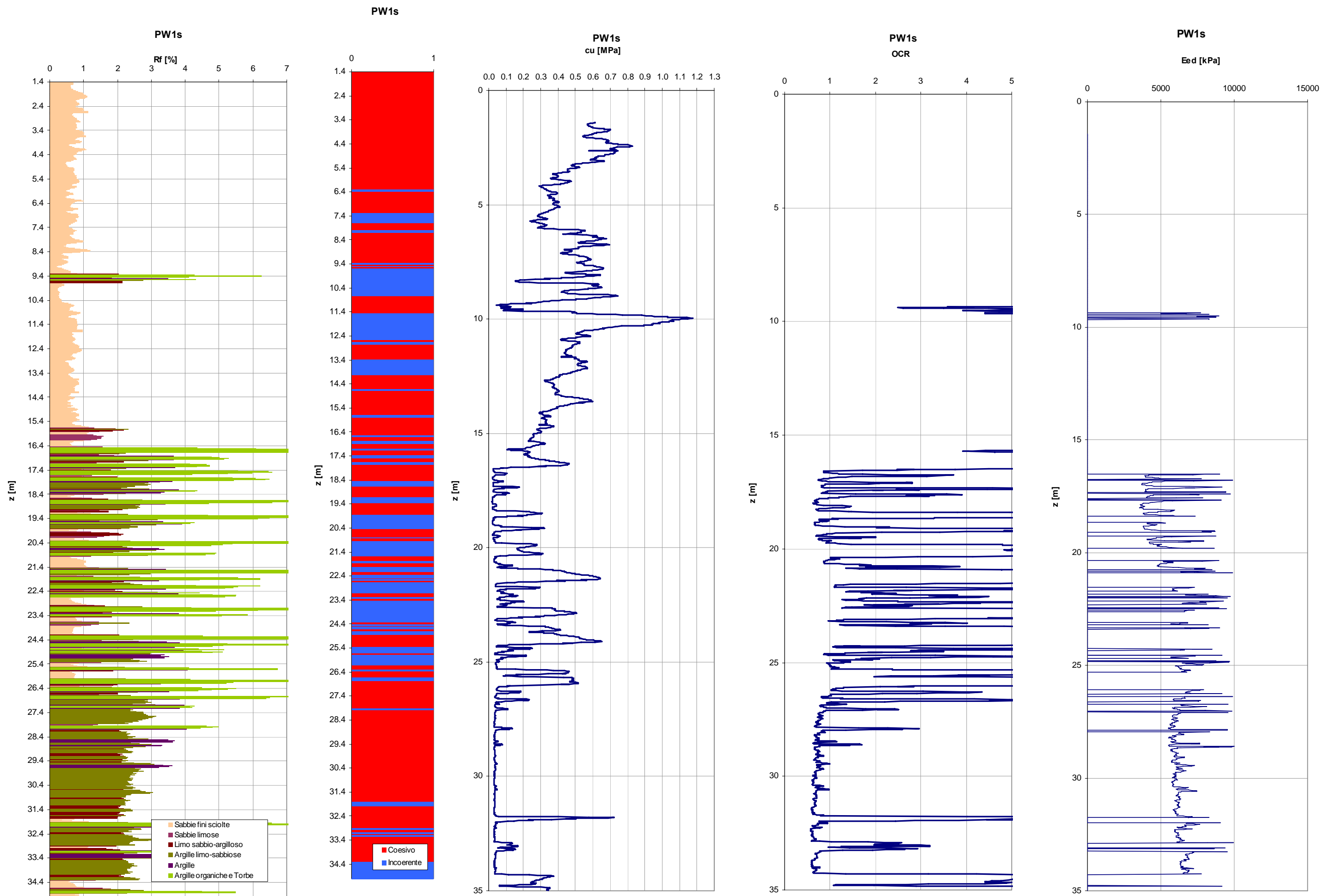
Generale

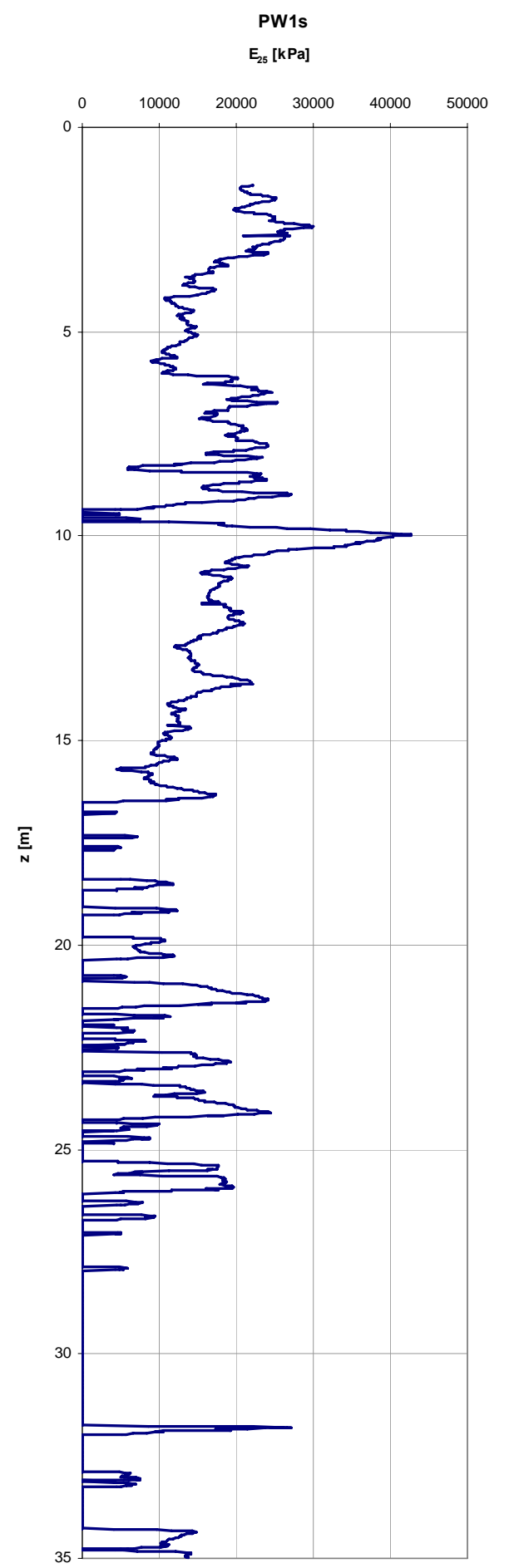
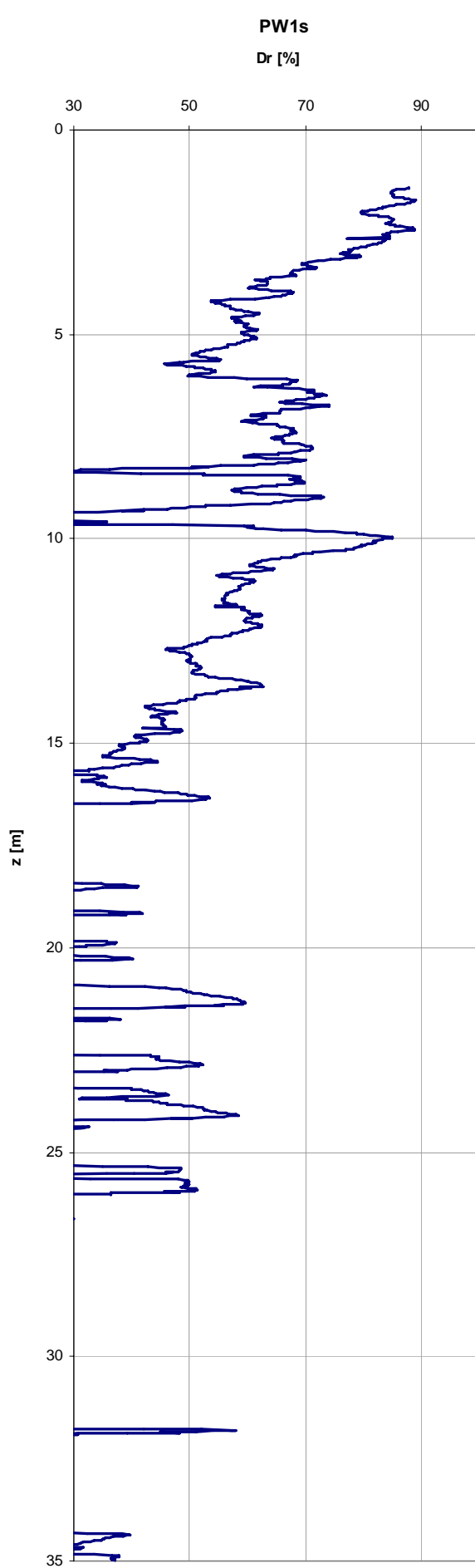
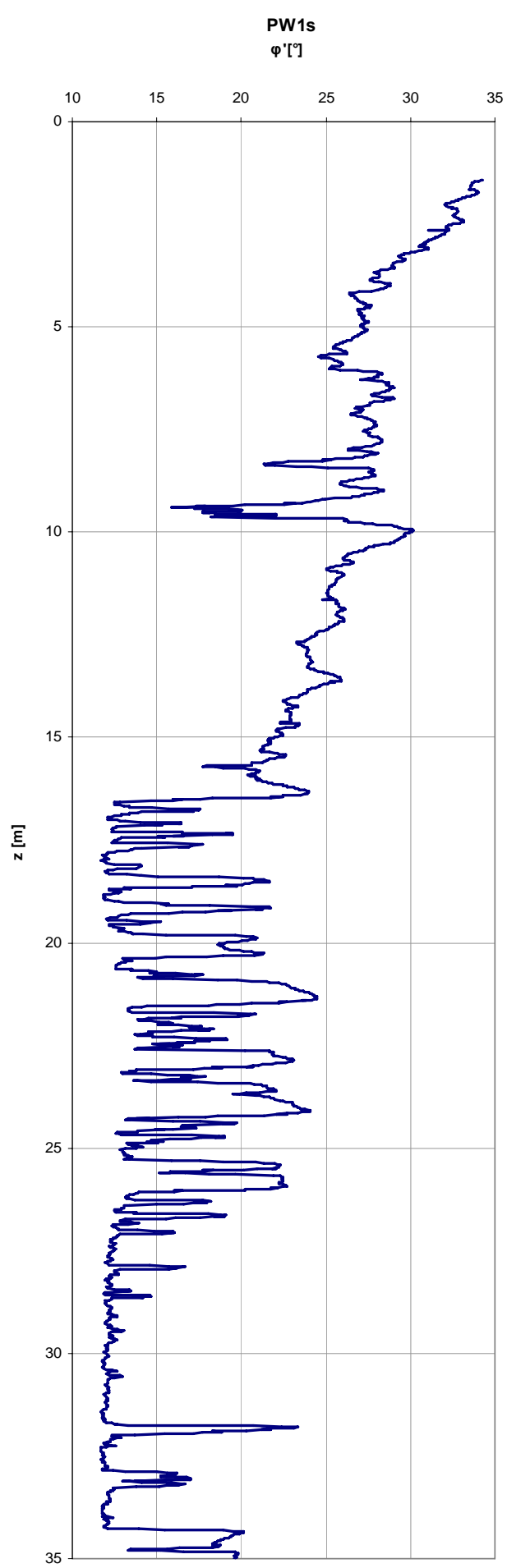
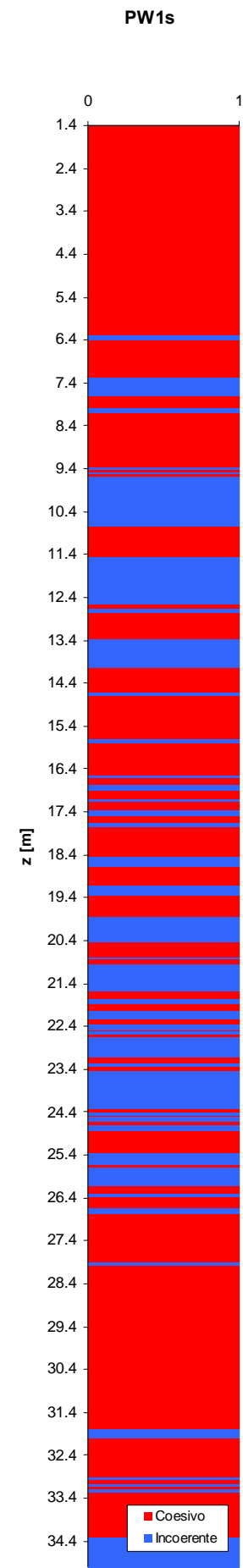
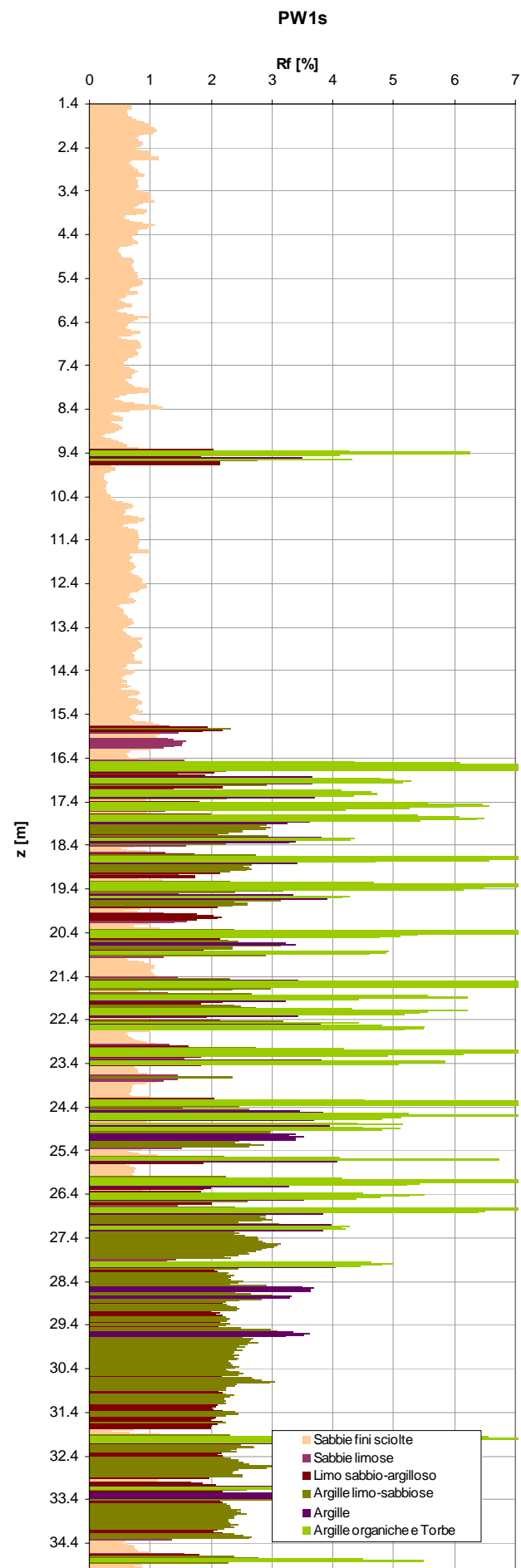
Sond	Litologia	Cl	z _i [m]	z _f [m]	z _m [m]	z _w [m]	γ [kN/m ³]	p' _c [kPa]	e ₀ [-]	σ _v [kPa]	u [kPa]	σ' _v [kPa]	OCR [-]	σ' _{vi} [kPa]	σ' _{vf} [kPa]	e _i [-]	e _f [-]	E _{ed} [kPa]	C _c [-]	CR [-]	C _s [-]	SR [-]	c _α [-]	c _v [cm ² /s]	k [m/s]
SW1	Unità C - Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio, con gusci di bivalvi, con materia organica, a luoghi sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti	CI1	-21,00	-21,60	-21,30	-2,00	18,29	100	1,104	389,6	193,0	196,6	0,51	196,13	392,27	0,875	0,792	4790	-0,276	-0,131	-	-	4,1E-03	2,0E-03	3,2E-10
														392,27	784,53	0,792	0,707	9263	-0,282	-0,134	-	-	4,2E-03	2,2E-03	1,8E-10
														784,53	1569,06	0,707	0,618	17938	-0,296	-0,141	-	-	4,6E-03	2,8E-03	1,2E-10
														1569,06	3138,13	0,618	0,529	35232	-0,296	-0,141	-	-	3,5E-03	3,0E-03	6,9E-11
														3138,13	784,53	0,529	0,541	-	-	-	-0,020	-0,009	-	-	-
														784,53	392,27	0,541	0,556	-	-	-	-0,050	-0,024	-	-	-
														392,27	98,07	0,556	0,575	-	-	-	-0,032	-0,015	-	-	-
														98,07	9,81	0,575	0,615	-	-	-	-0,040	-0,019	-	-	-
		CI2	-27,00	-27,60	-27,30	-2,00	18,15	160	0,998	495,5	253,0	242,5	0,66	98,07	196,13	1,061	1,005	3750	-0,186	-0,093	-	-	2,1E-03	3,1E-04	7,0E-11
														196,13	392,27	1,005	0,898	3864	-0,355	-0,178	-	-	5,4E-03	1,7E-04	3,7E-11
														392,27	784,53	0,898	0,760	6000	-0,458	-0,229	-	-	-	-	-
														784,53	1569,06	0,760	0,632	12913	-0,425	-0,213	-	-	-	-	-
														1569,06	784,53	0,632	0,651	-	-	-	-0,063	-0,032	-	-	-
														784,53	392,27	0,651	0,684	-	-	-	-0,110	-0,055	-	-	-
														392,27	98,07	0,684	0,758	-	-	-	-0,123	-0,062	-	-	-
														98,07	9,81	0,758	0,803	-	-	-	-0,045	-0,023	-	-	-
		CI3	-30,00	-30,60	-30,30	-2,00	18,55	140	0,942	562,1	283,0	279,1	0,50	98,07	196,13	0,959	0,892	2968	-0,223	-0,115	-	-	3,8E-03	3,8E-04	1,0E-10
														196,13	392,27	0,892	0,787	3812	-0,349	-0,180	-	-	3,9E-03	3,1E-04	7,0E-11
														392,27	784,53	0,787	0,667	6607	-0,399	-0,205	-	-	-	-	-
														784,53	1569,06	0,667	0,542	12741	-0,415	-0,214	-	-	-	-	-
														1569,06	784,53	0,542	0,556	-	-	-	-0,047	-0,024	-	-	-
														784,53	392,27	0,556	0,579	-	-	-	-0,076	-0,039	-	-	-
														392,27	98,07	0,579	0,638	-	-	-	-0,098	-0,050	-	-	-
														98,07	9,81	0,638	0,706	-	-	-	-0,068	-0,035	-	-	-

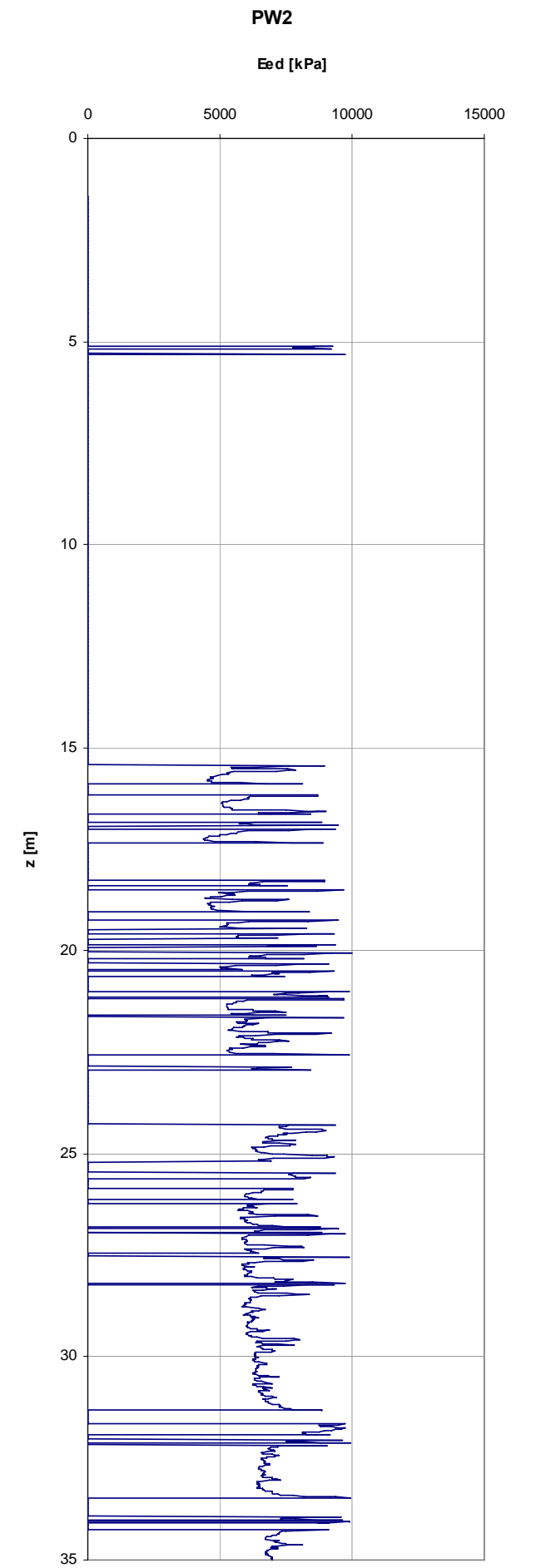
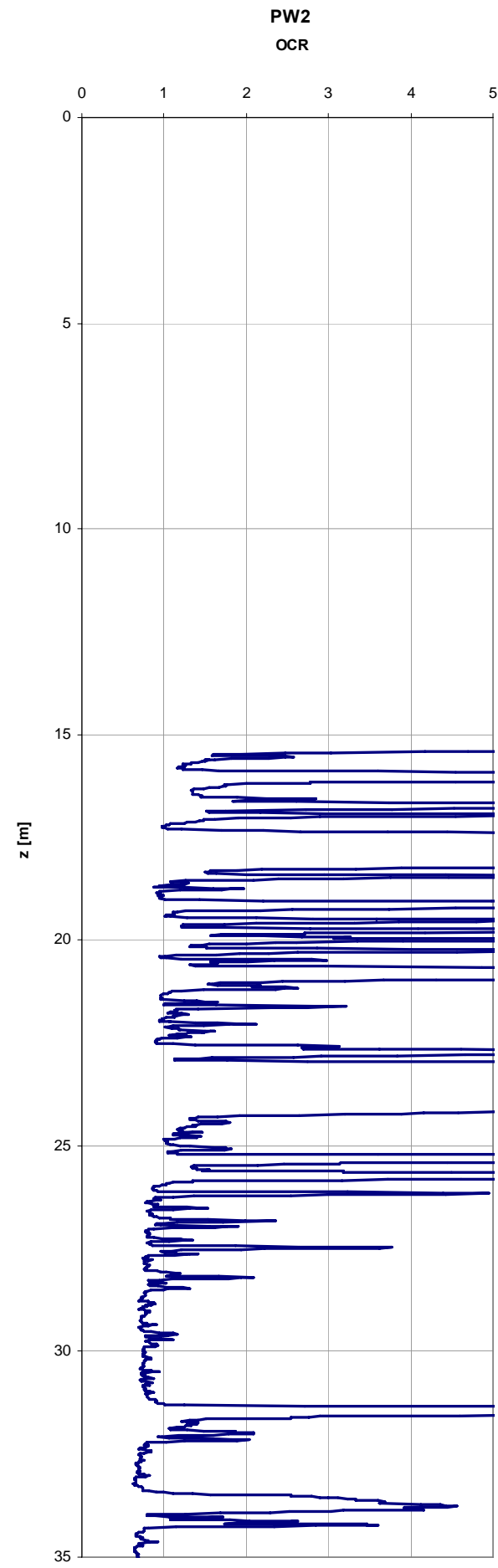
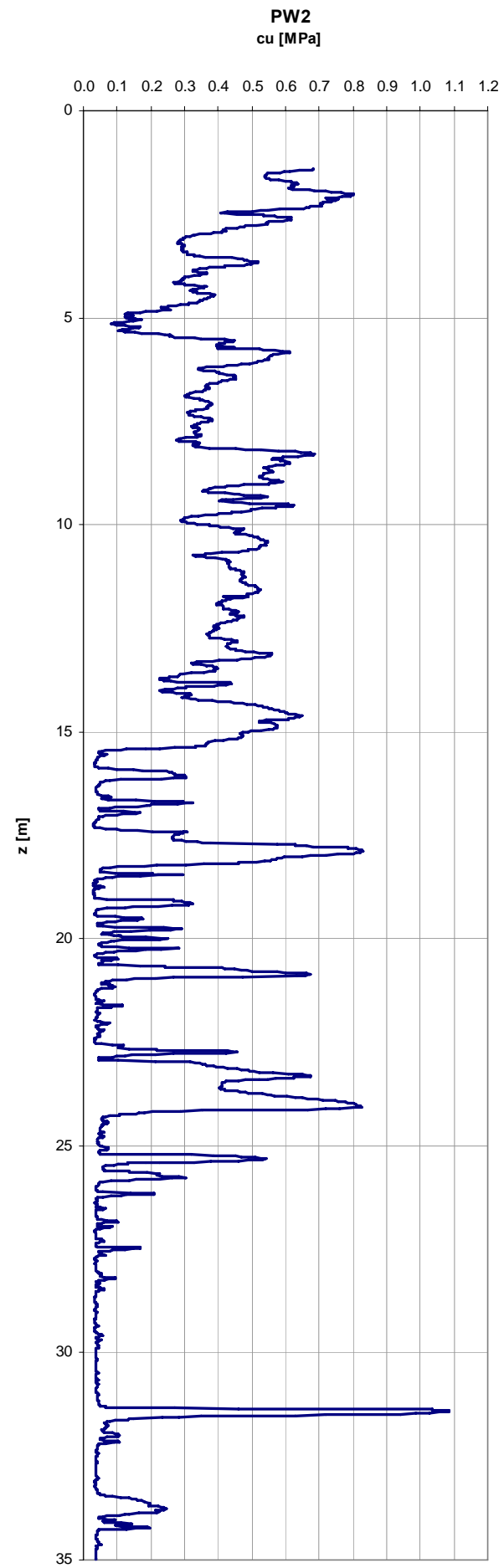
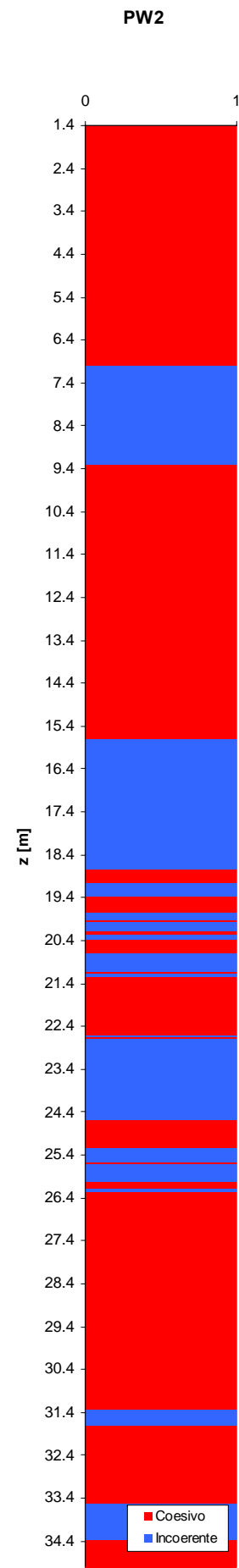
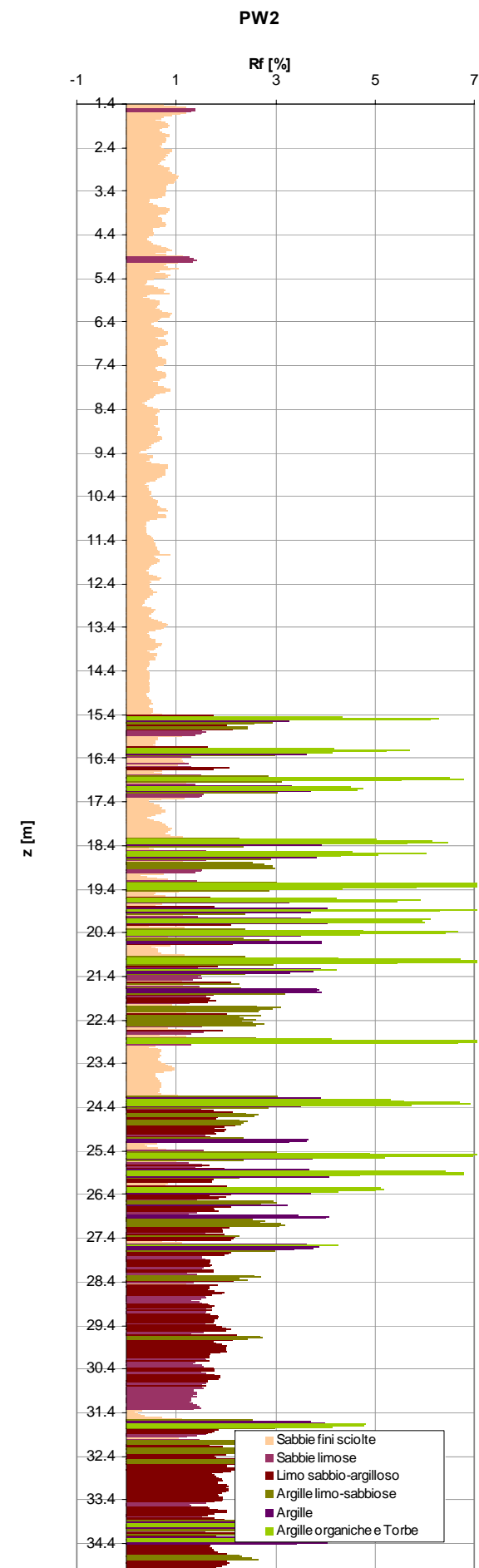
Valori medi

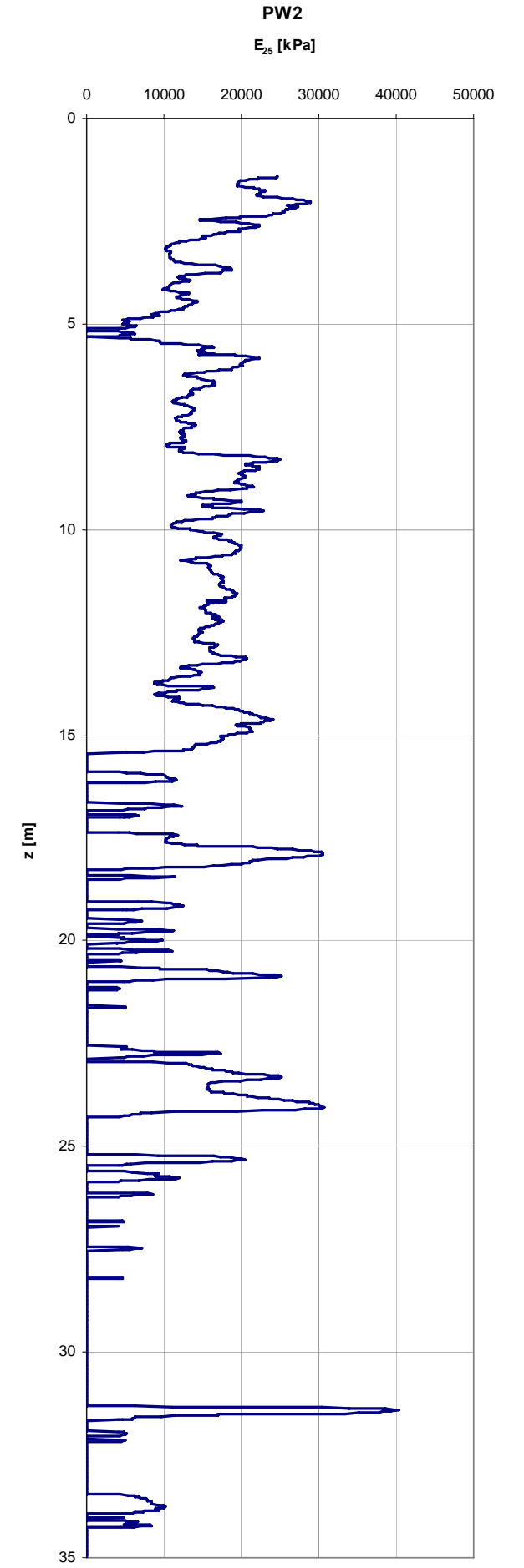
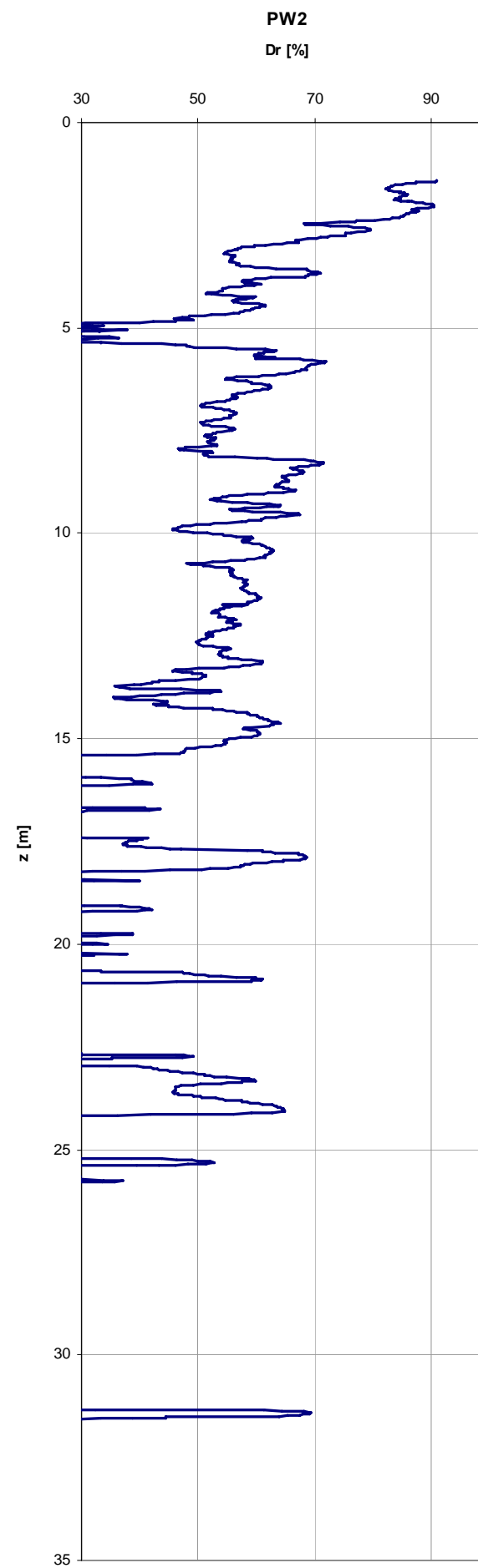
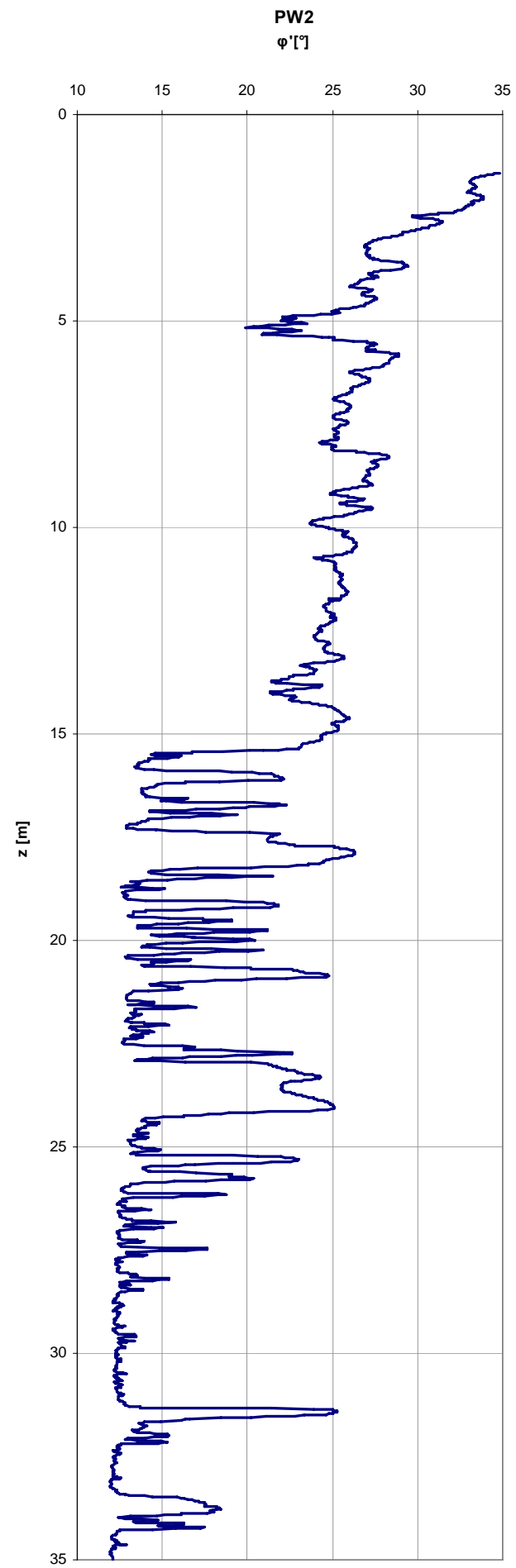
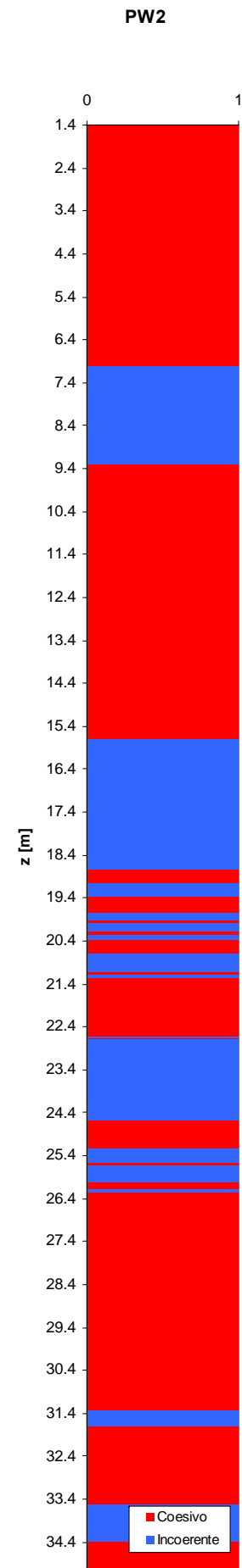
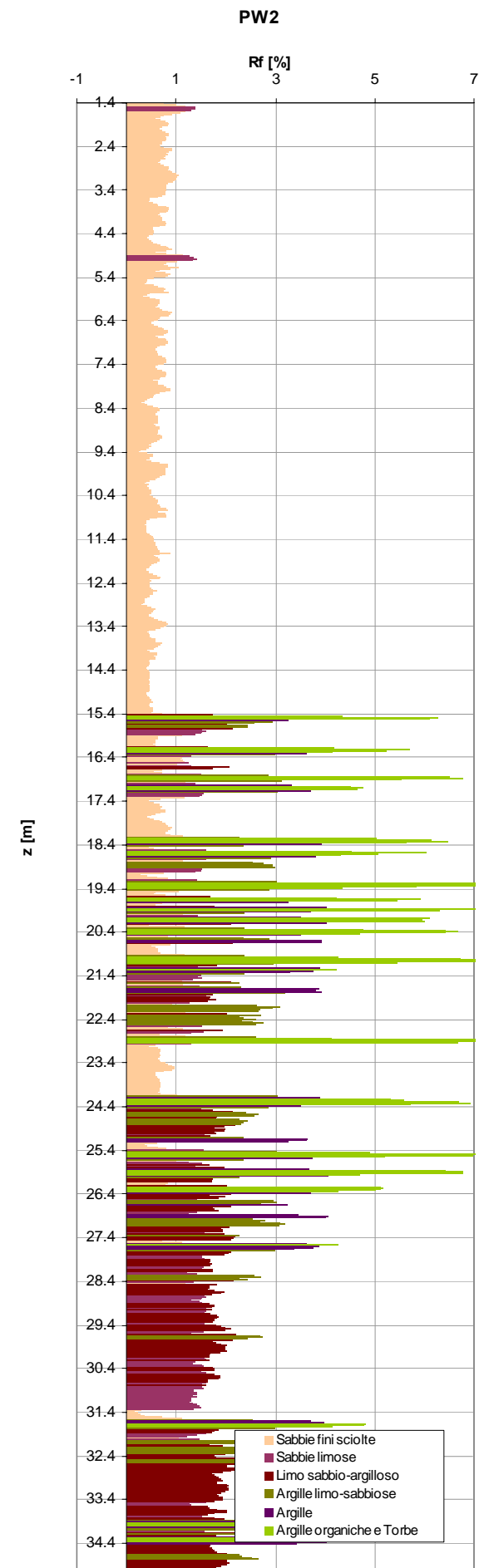
Sond	Litologia	Cl	Z _i [m]	Z _f [m]	Z _m [m]	Z _w [m]	γ [kN/m ³]	p' _c [kPa]	e ₀ [-]	σ _v [kPa]	u [kPa]	σ' _v [kPa]	OCR [-]	E _{ed,m} [kPa]	C _{c,m} [-]	CR _m [-]	C _{s,m} [-]	SR _m [-]	C _{α,m} [-]	C _{v,m} [cm ² /s]	k _m [m/s]
SW1	Unità C - Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio, con gusci di bivalvi, con materia organica, a luoghi sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti	C11	-21,00	-21,60	-21,30	-2,00	18,29	100	1,104	389,6	193,0	196,6	0,51	16806	-0,287	-0,137	-0,035	-0,017	4,1E-03	2,5E-03	1,7E-10
		C12	-27,00	-27,60	-27,30	-2,00	18,15	160	0,998	495,5	253,0	242,5	0,66	6632	-0,356	-0,178	-0,085	-0,043	3,8E-03	2,4E-04	5,4E-11
		C13	-30,00	-30,60	-30,30	-2,00	18,55	140	0,942	562,1	283,0	279,1	0,50	6532	-0,346	-0,178	-0,072	-0,037	3,9E-03	3,5E-04	8,5E-11

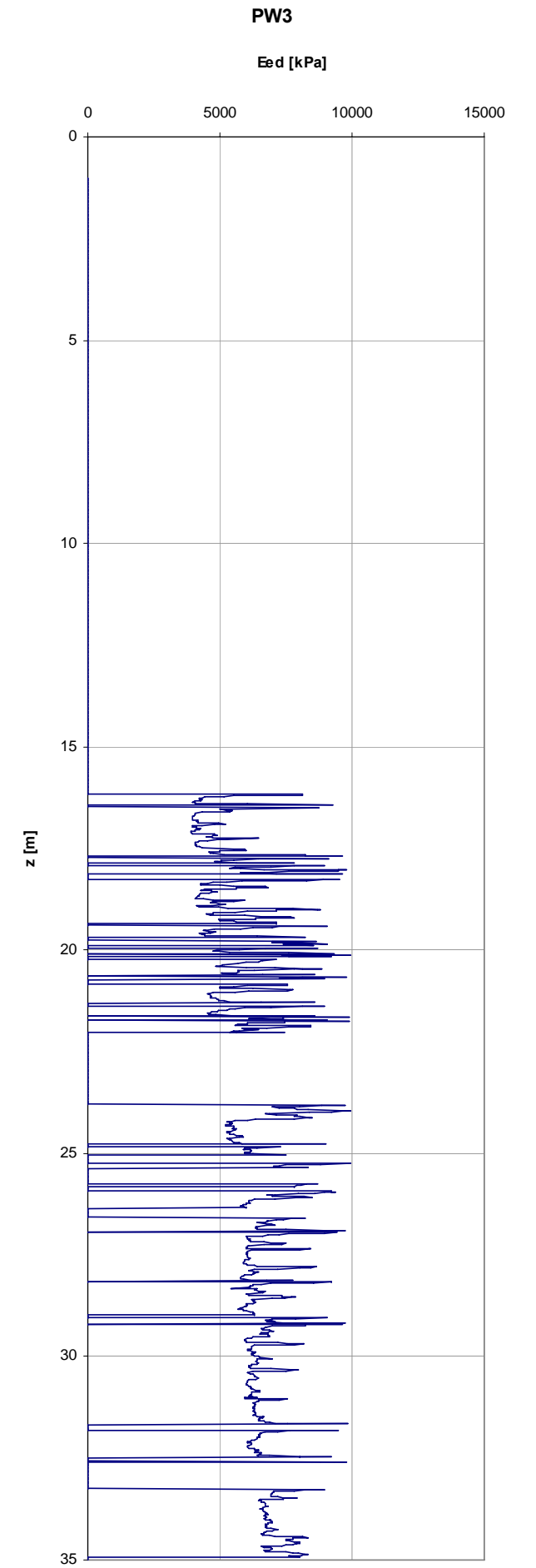
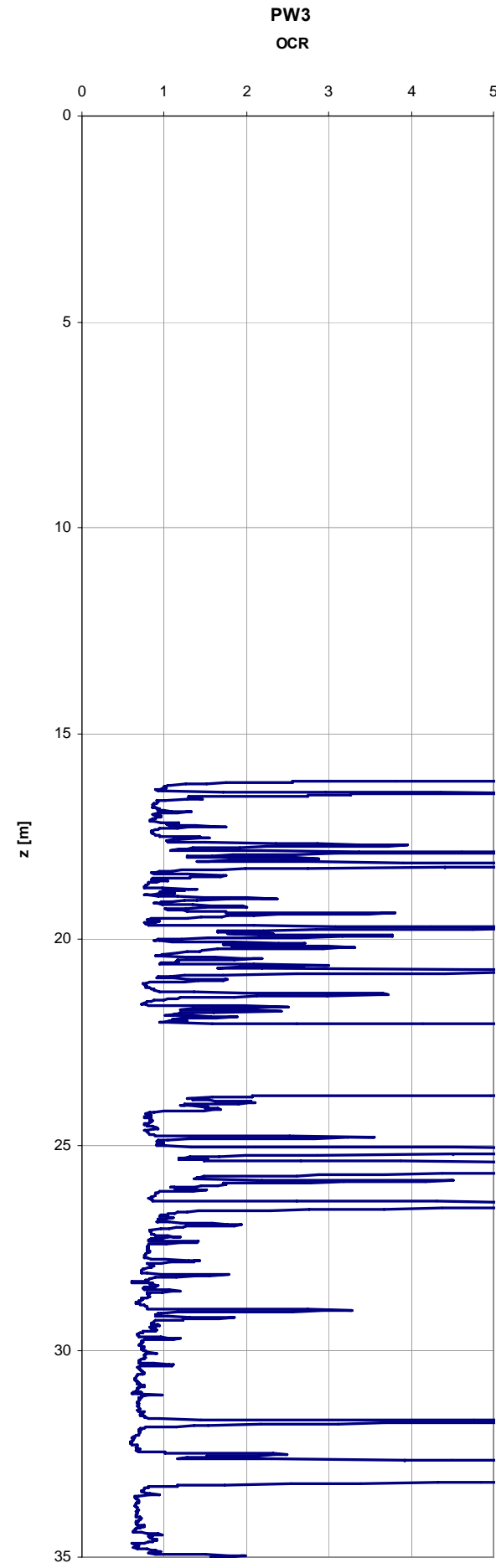
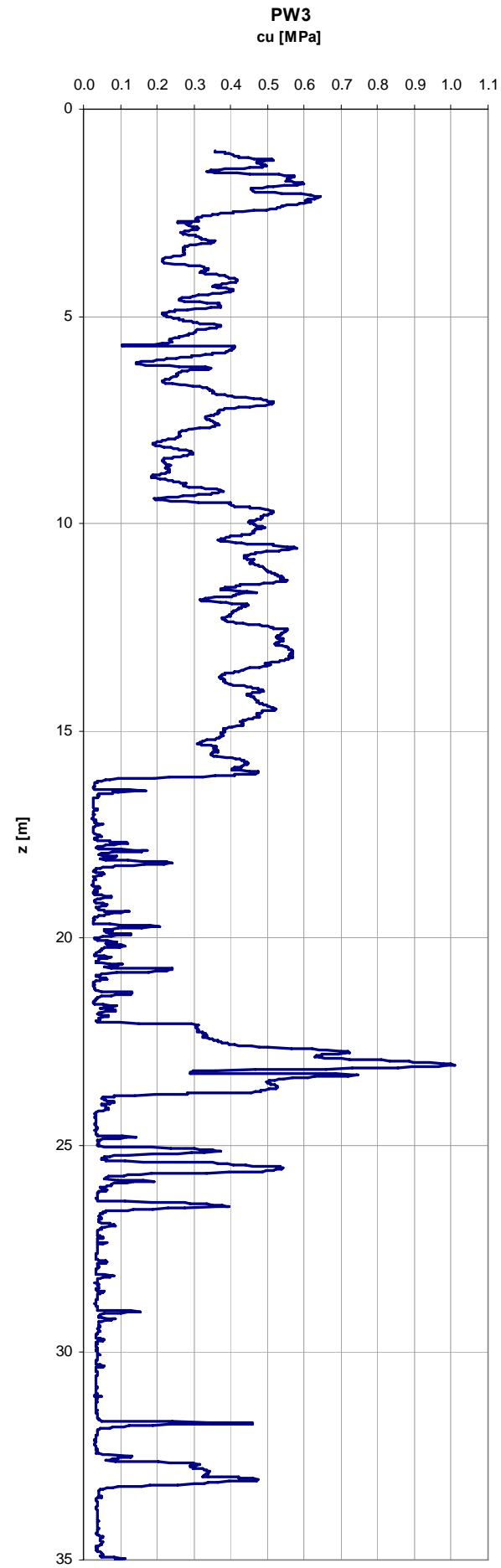
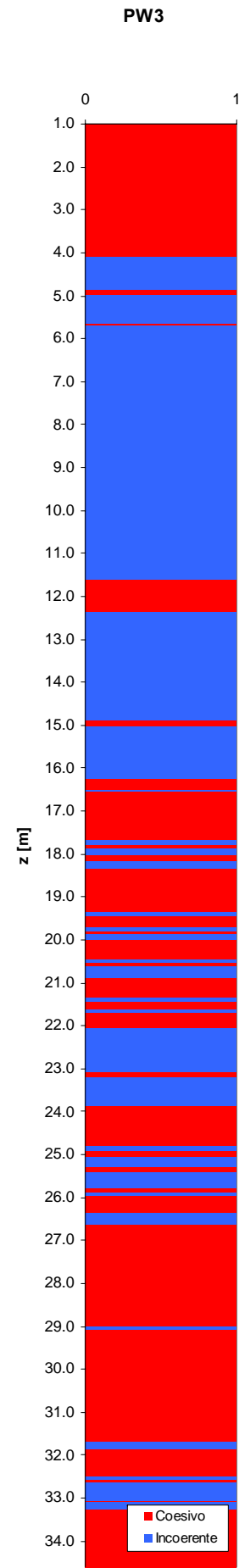
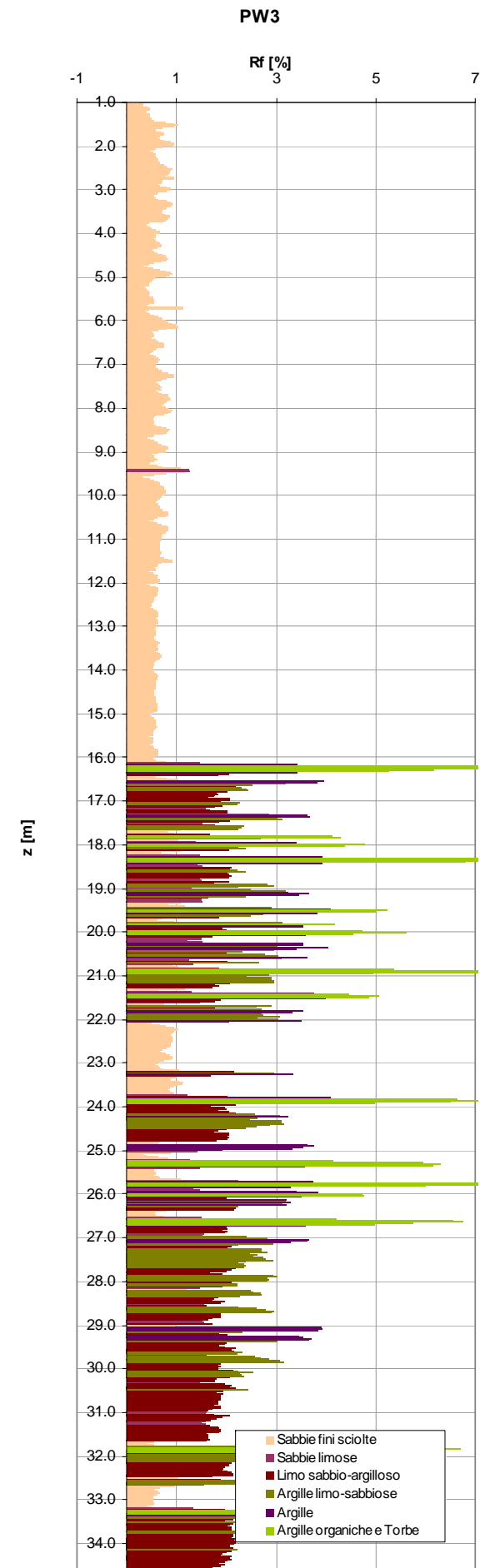
16.4 PROFILI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT-U , PLANIMETRIA E SEZIONI GEOLOGICO-STRATIGRAFICHE

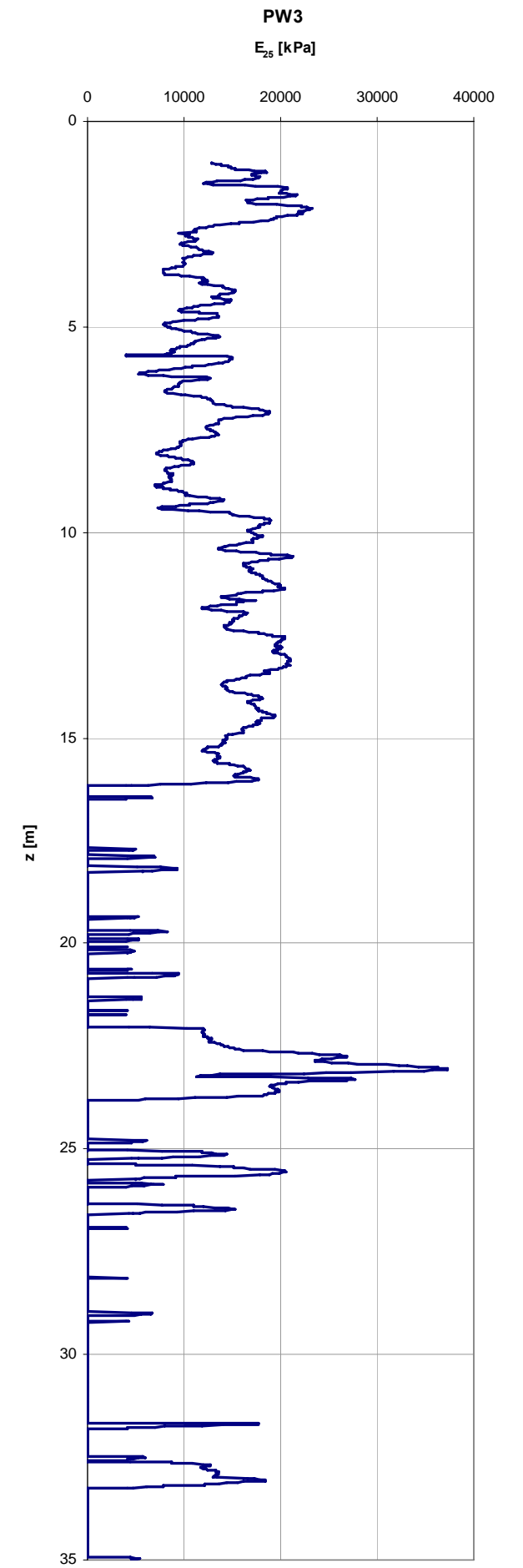
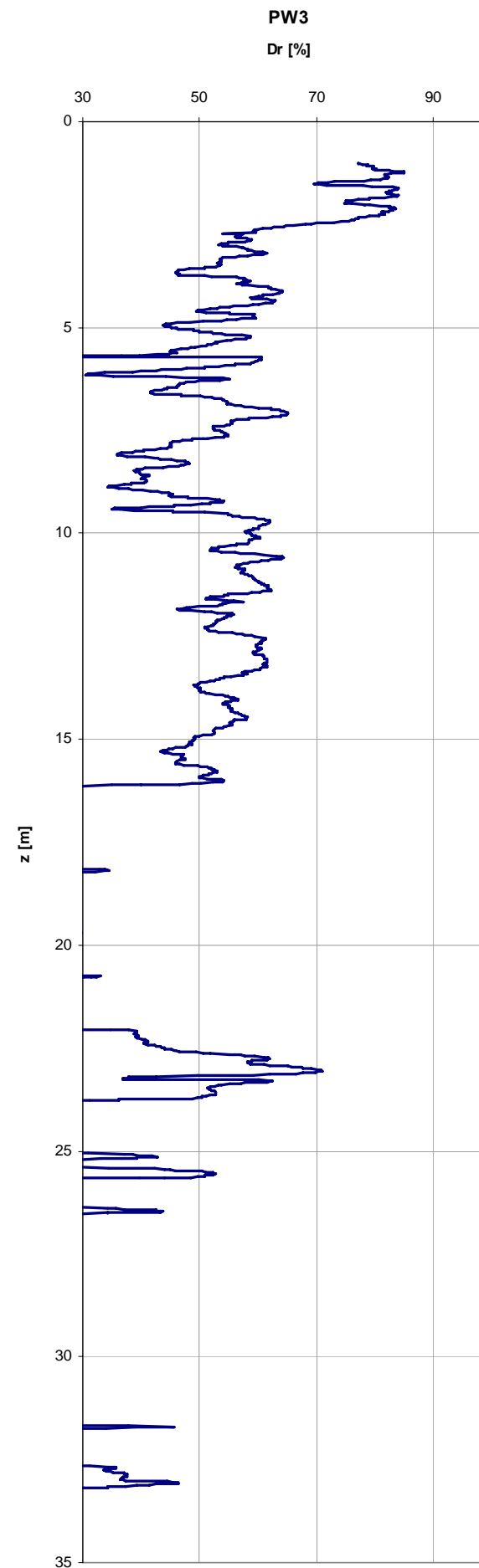
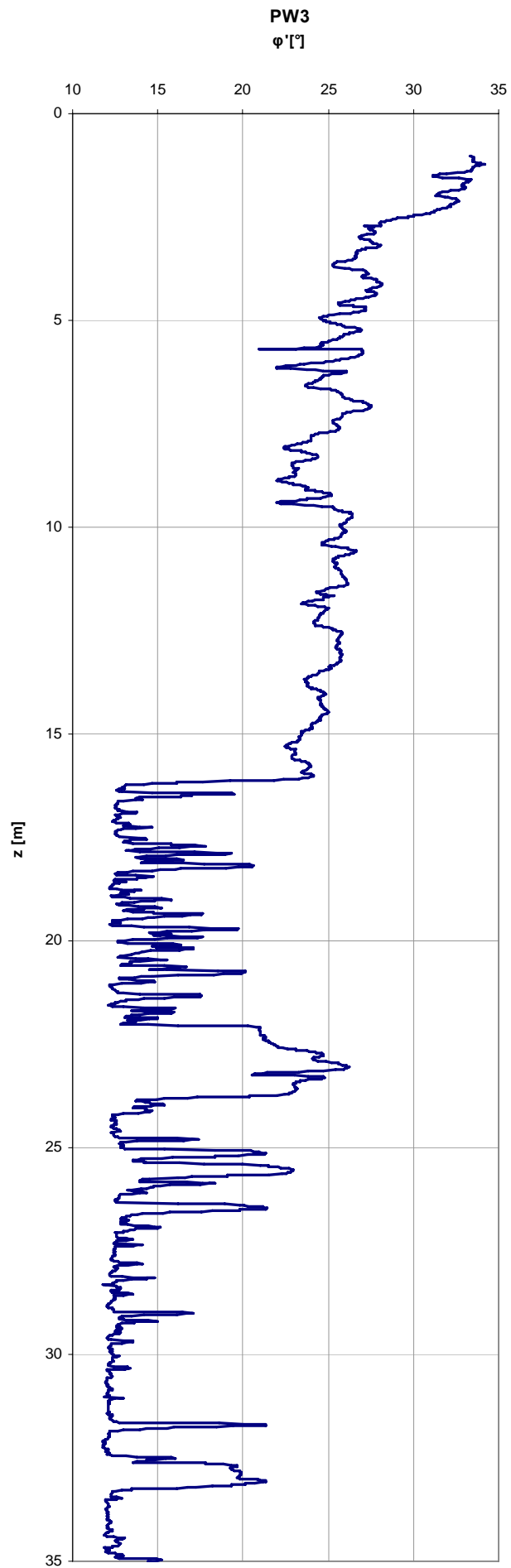
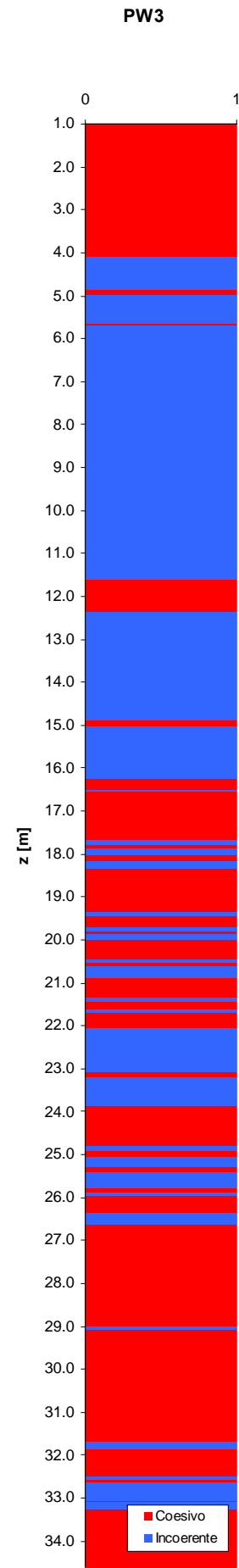
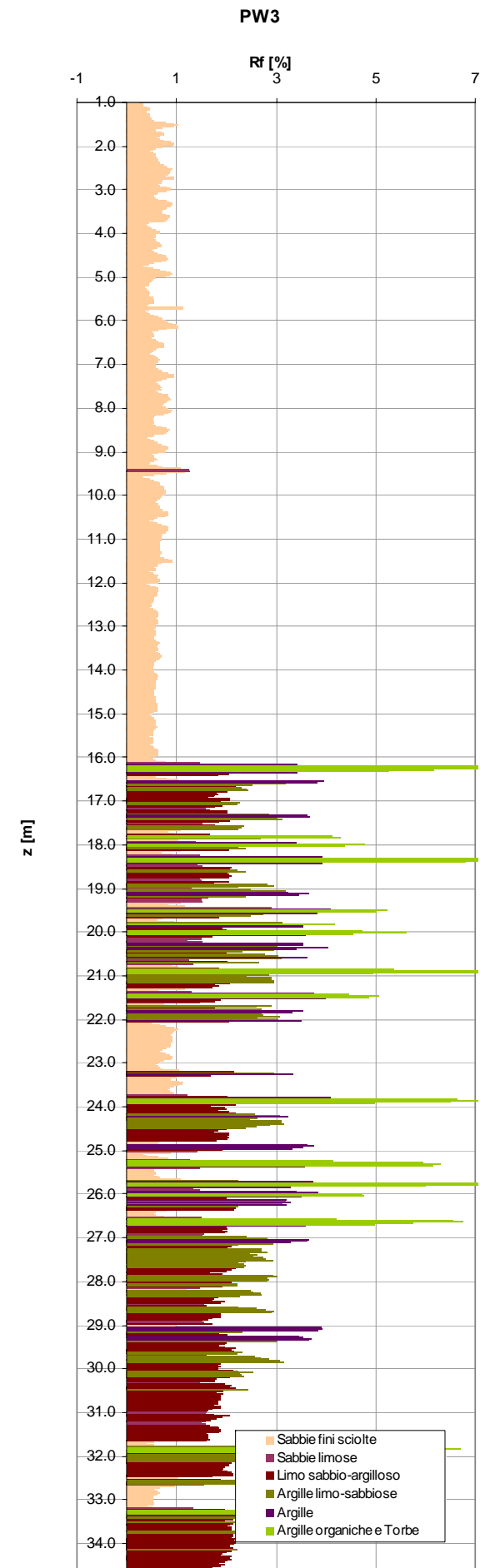


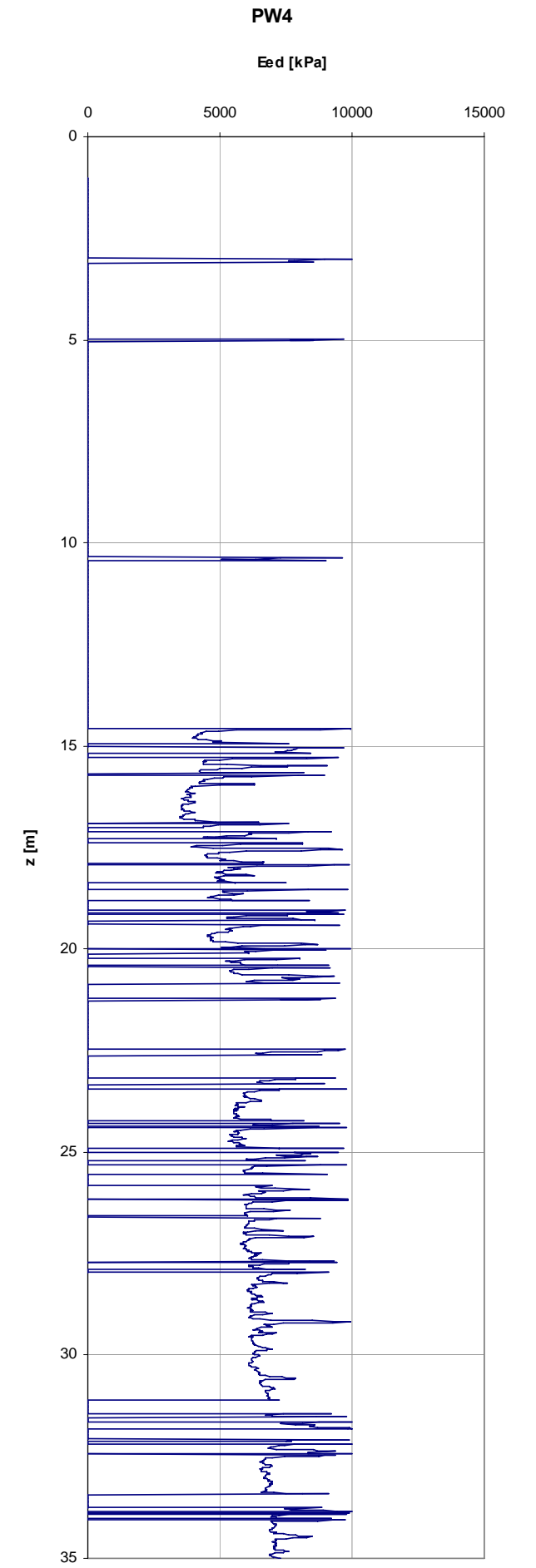
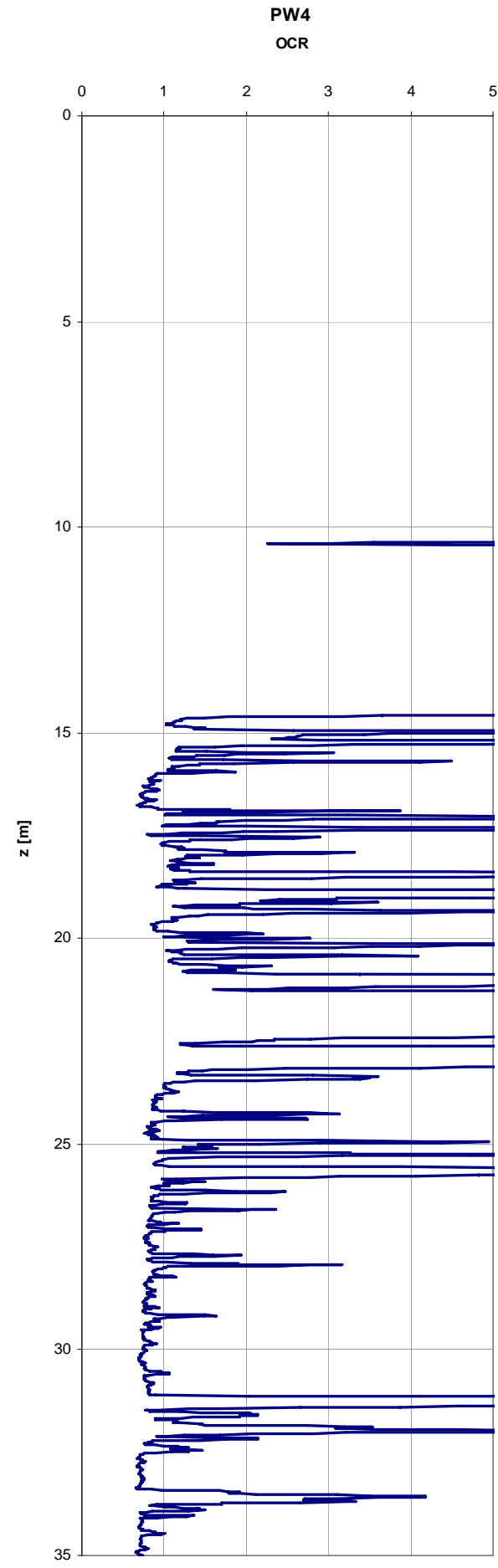
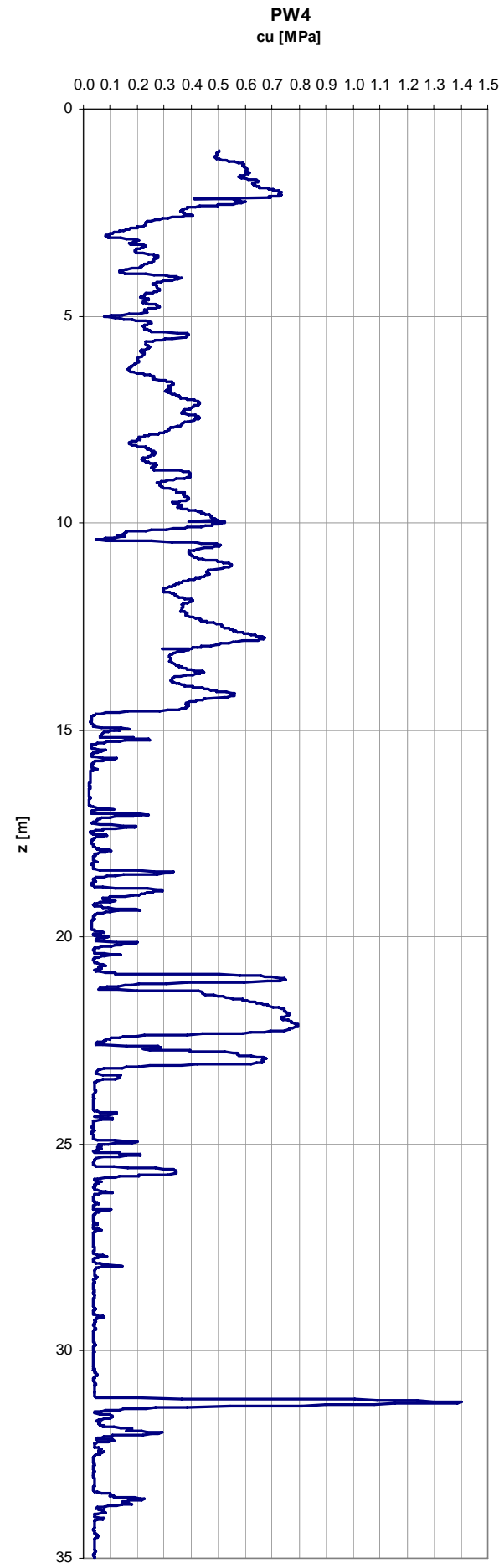
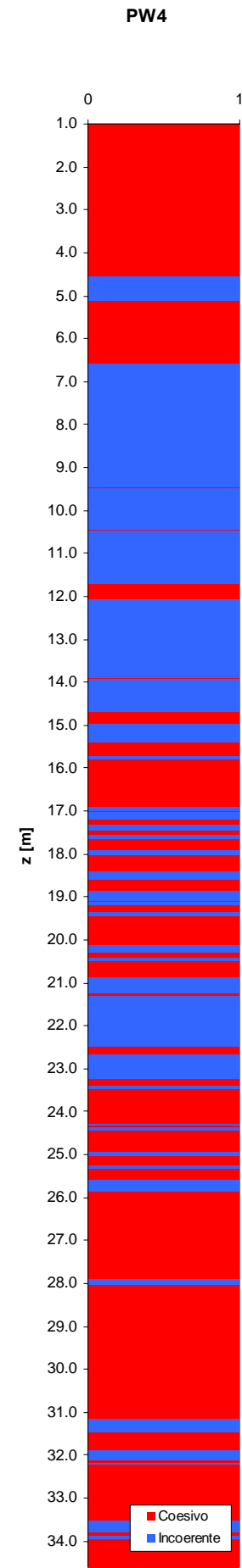
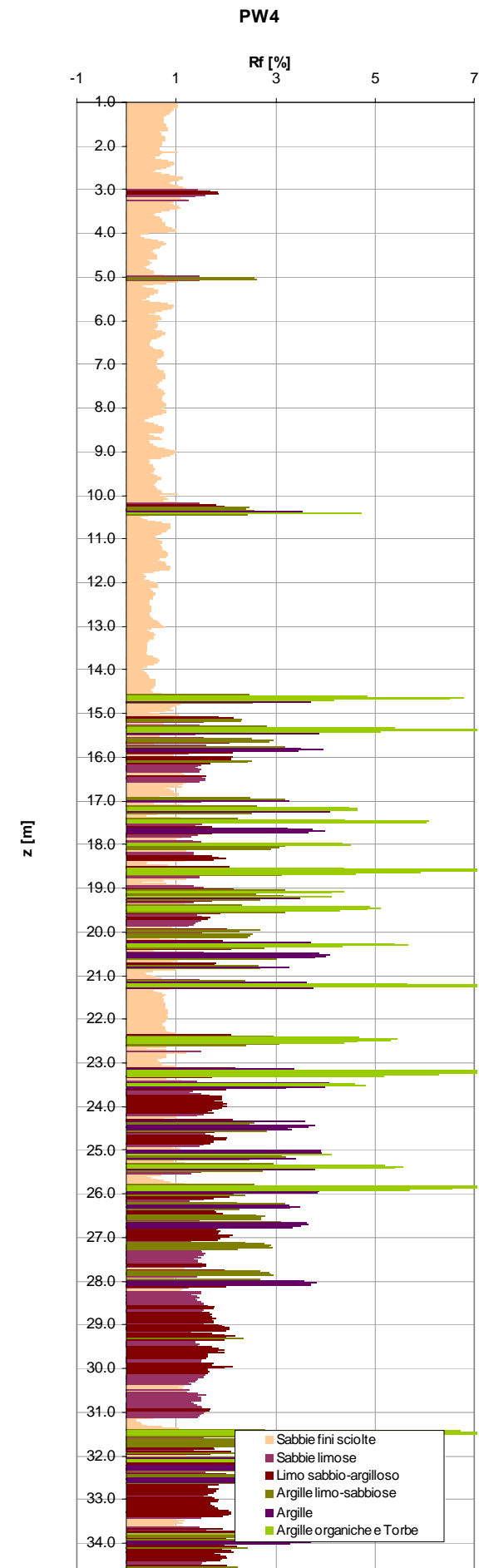


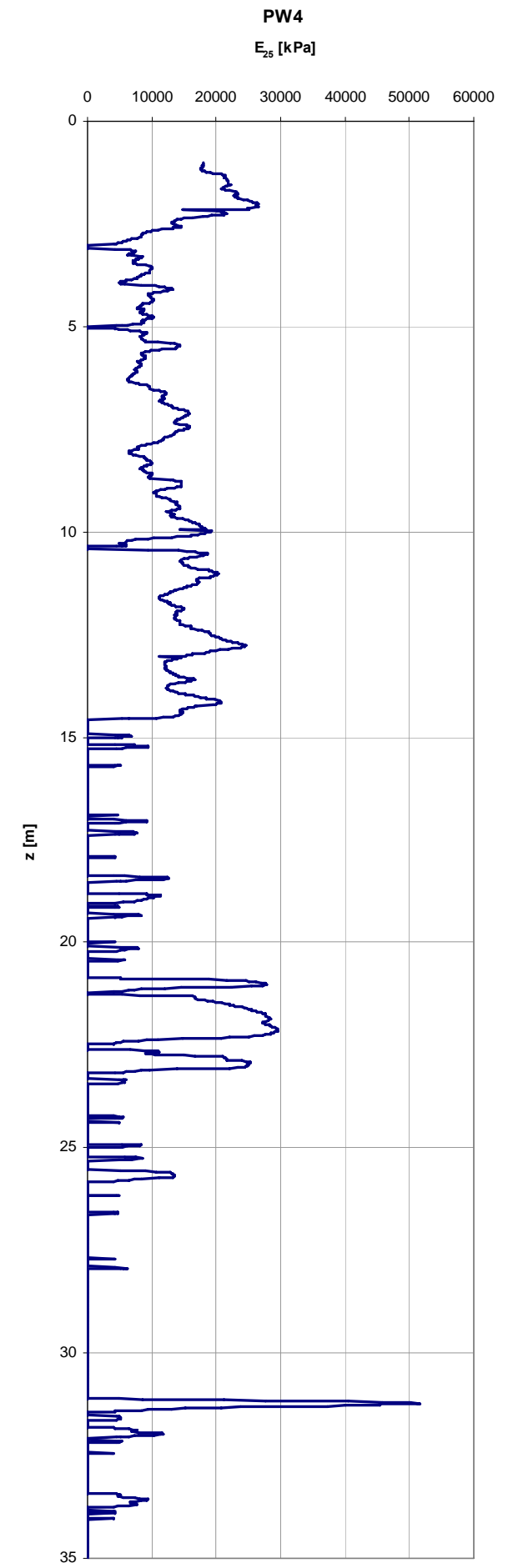
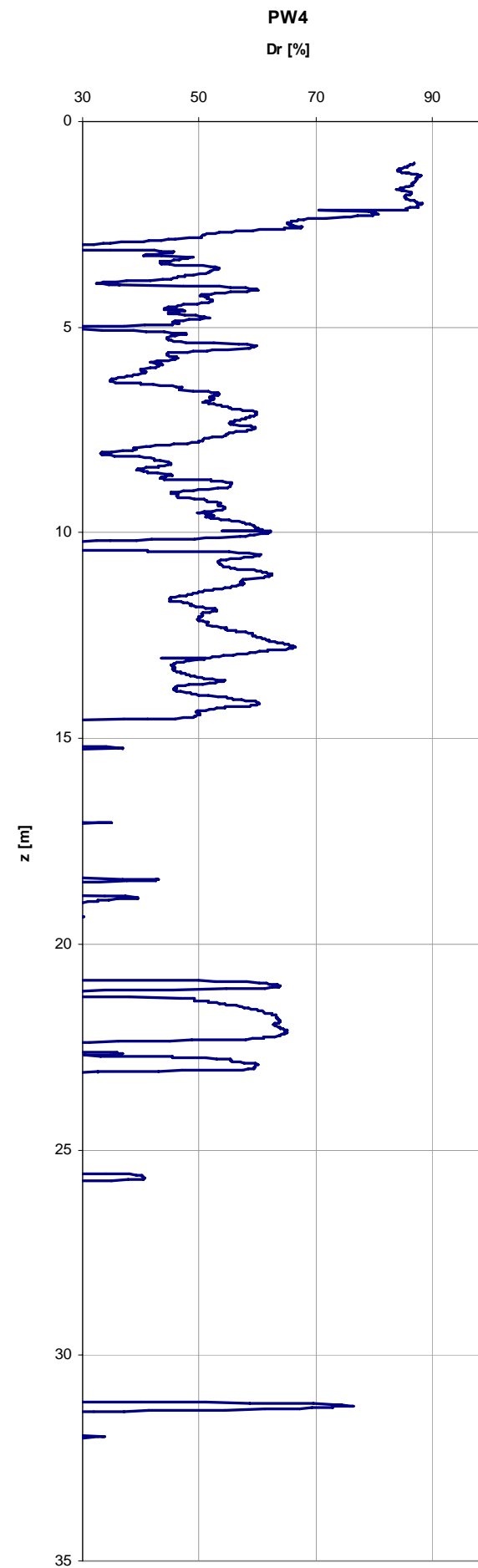
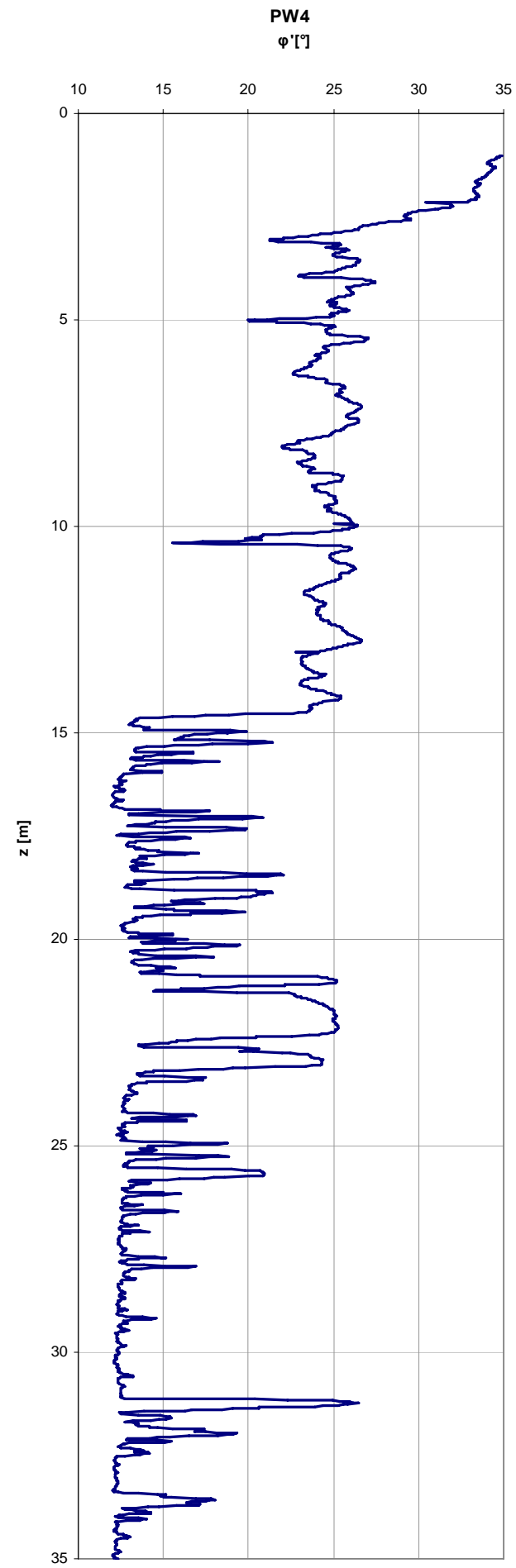
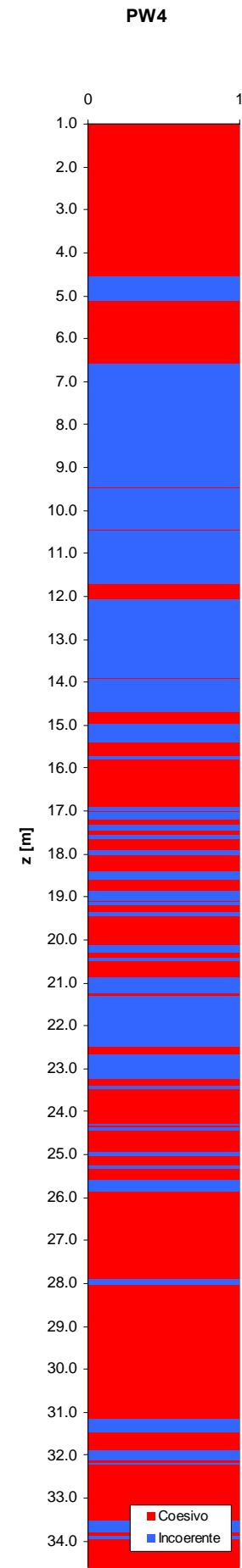
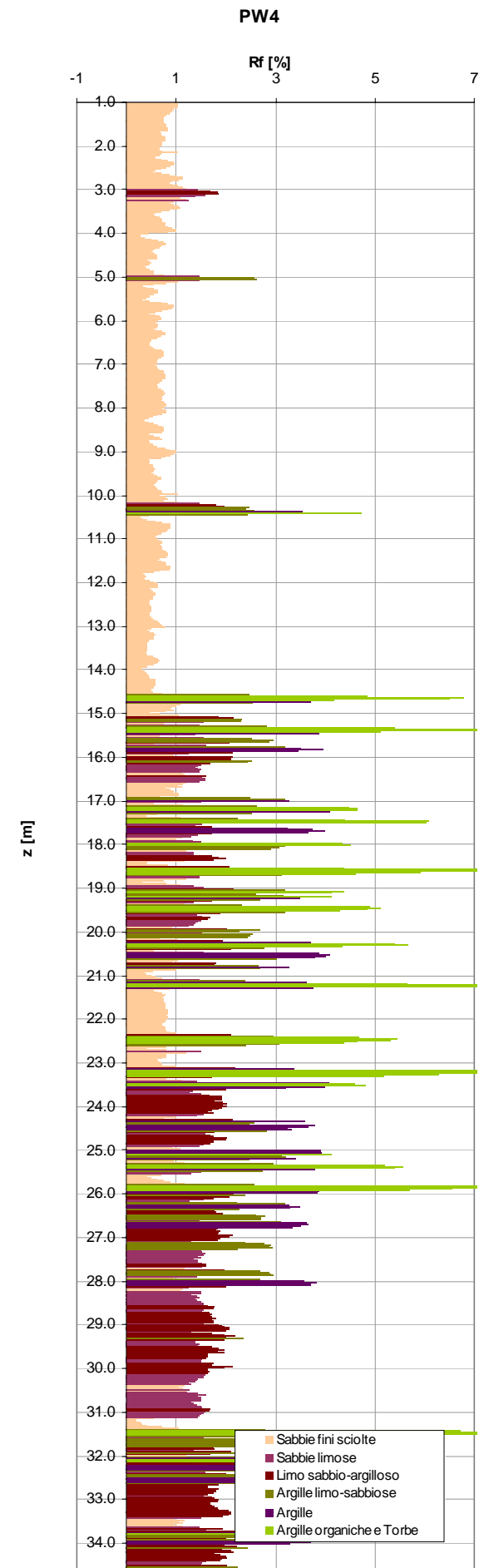












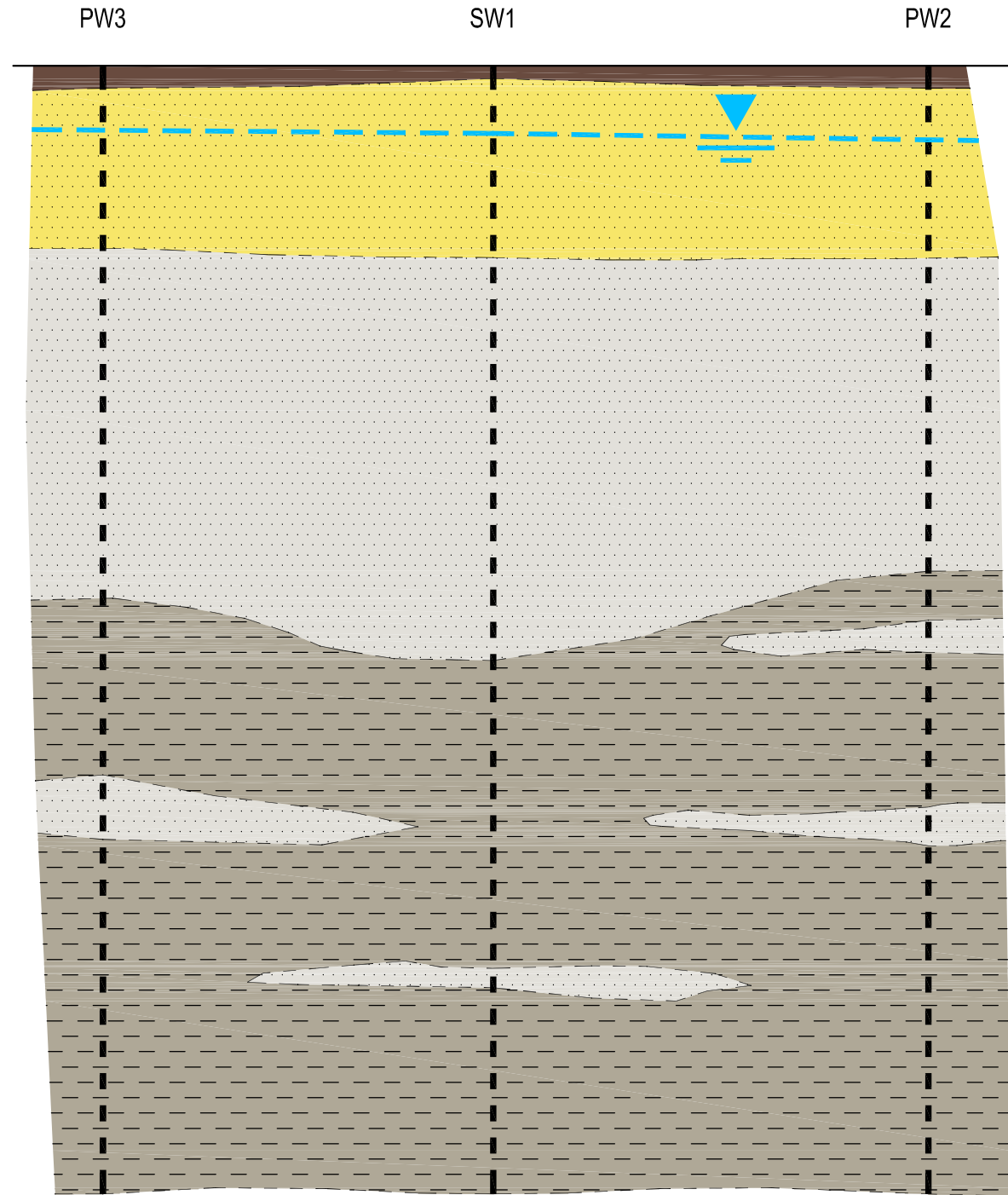
PLANIMETRIA INDAGINI GEOGNOSTICHE

SCALA 1:2000



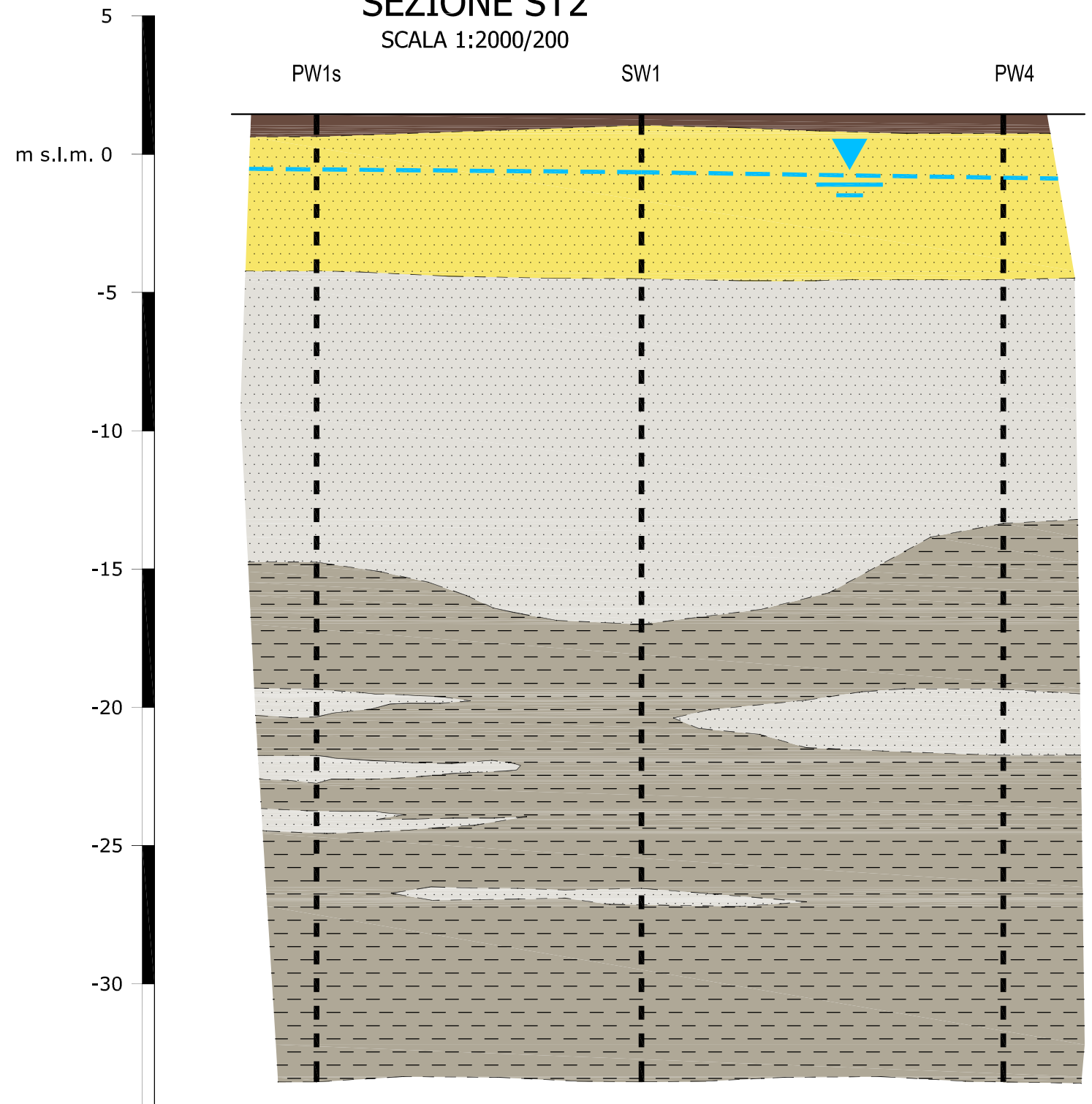
SEZIONE ST1

SCALA 1:2000/200



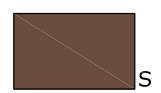
SEZIONE ST2

SCALA 1:2000/200

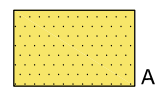


LEGENDA

DEPOSITI CONTINENTALI E MARINI RECENTI E DI ETA' STORICA



Suoli sabbioso-limosi, limo-argilloso-sabbiosi e limo-sabbioso-ghiaiosi con resti vegetali; terreni di riporto
 $\gamma = 17-19 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 30-60 \text{ kPa}$ $E_{ed} = 3000-4000 \text{ kPa}$



Sabbie da fini a medio-fini, di colore avana o marrone avana, da mediamente addensate a addensate, debolmente limose
 $q_c = 6-12 \text{ MPa}$ - $V_s = 180-230 \text{ m/s}$
 $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 25-27^\circ$ $D_r = 55-65\%$ $E_{25} = 15000-25000 \text{ kPa}$

DEPOSITI CONTINENTALI E MARINI DEL PLEISTOCENE-SUP-OLOCENE



Sabbie da fini a medio-fini fino a medio-grossolane, di colore grigio, con gusci di bivalvi, da mediamente addensate
 $q_c = 6-9 \text{ MPa}$ - $V_s = 170-220 \text{ m/s}$
 $\gamma = 19-20 \text{ kN/m}^3$ $\phi' = 24-26^\circ$ $D_r = 45-55\%$ $E_{25} = 12000-22000 \text{ kPa}$



Limi argillosi, argille limose e limo-sabbiose di colore grigio, con gusci di bivalvi, con materia organica, a luoghi sabbiosi, da mediamente consistenti a consistenti
 $q_c = 1-2 \text{ MPa}$ - $V_s = 170-250 \text{ m/s}$
 $\gamma = 18-19 \text{ kN/m}^3$ $c_u = 40-70 \text{ kPa}$ $E_{ed} = 5000-7000 \text{ kPa}$ $OCR = 0.8-1.1$



Livello della falda libera libera contenuta nei depositi sabbiosi (Unita' A - B)