



# REGIONE DEL VENETO

AREA TUTELA E SVILUPPO DEL TERRITORIO - DIREZIONE INFRASTRUTTURE TRASPORTI E LOGISTICA

UO INFRASTRUTTURE STRADE E CONCESSIONI

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
Ing. Marco d'Elia

SISTEMA FERROVIARIO METROPOLITANO REGIONALE

**S. F. M. R.**

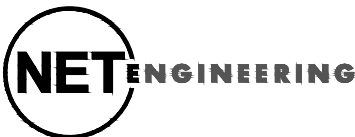


(Atto del 06/12/2016)

LINEE VENEZIA-QUARTO D'ALTINO e MESTRE-TREVISO

ELIMINAZIONE DEI P.L. AL km 1+337 e km 1+445

**VENEZIA - Via Gazzera Alta**

PROGETTO ESECUTIVO

INTERVENTO 1.09bis				N° ELABORATO	
GEOLOGIA E GEOTECNICA				04.01.00.00	
Relazione geotecnica				SCALA	
				-	
				NOME FILE	
				0409E02-04010000-NRT001_E00	
E00	Emissione	08/2019	C. Giomo	R. Zanon	L. Loregiola
Revisione	Descrizione	Data	Redatto	Verificato	Approvato
COMMESSA	DOCUMENTO	REV.	TAVOLA		
0409E02	N RT 001	E00	1 di 1		
Il Direttore Tecnico Ing. Stefano Susani		Il Responsabile dell'integrazione fra le prestazioni specialistiche Ing. Michele Fioratti		Il Progettista Ing. Roberto Zanon	
 Via Squero, 12 - 35043 Monselice (PD)					

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSE.....</b>	<b>3</b>
1.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
1.2	SISMICITA' DELL'AREA .....	4
1.3	PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO.....	7
<b>2</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA.....</b>	<b>9</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>11</b>
3.1	PREMESSA.....	11
3.2	GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA .....	12
<b>4</b>	<b>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA.....</b>	<b>14</b>
4.1	CAMPAGNE DI INDAGINE .....	14
4.1.1	Campagna 1998 .....	14
4.1.2	Campagna 2006 .....	15
4.1.3	Campagna 2010 – Indagini ambientali .....	16
4.1.4	Campagna 2015 – Indagini ambientali .....	16
4.1.5	Campagna 2017 .....	17
4.2	QUOTA FALDA .....	19
4.3	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S1_1.09 .....	20
4.4	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S2_1.09 .....	21
4.5	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S4_1.09 .....	22
4.6	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S_1(2017) .....	26
4.7	COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S_2(2017) .....	27
4.8	INDAGINI DI LABORATORIO .....	29
4.9	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT.....	41
4.9.1	Densità relativa .....	48
4.9.2	Parametri di resistenza .....	48
4.9.3	Parametri di deformabilità.....	64
4.10	DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT.....	76
4.10.1	Densità relativa .....	77
4.10.2	Parametri di resistenza nei terreni incoerenti .....	80
4.10.3	Parametri di deformabilità nei terreni incoerenti .....	81
4.11	PROVE DILATOMETRICHE (DMT).....	85



4.12	PROVE DI CARICO SU PIASTRA .....	87
4.13	STABILIZZAZIONE DEI SOTTOFONDI MEDIANTE TRATTAMENTO A CALCE E CEMENTO.....	88
4.14	SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE .....	89
4.14.1	Introduzione al fenomeno .....	89
4.14.2	Esclusione della verifica a liquefazione .....	90
4.14.3	Verifica a liquefazione.....	92
4.14.4	Metodi semplificati .....	92
4.14.5	Risultati delle analisi .....	96
<b>5</b>	<b>MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO .....</b>	<b>103</b>
5.1.1	Modello in vicinanza dell'opera 4 e delle coperture dei canali 1-2-3-5-6-7 .....	103
5.1.2	Modello in vicinanza al canale Marzenego – Zona spalla nord, spalla sud e coperture 8-9 .....	105

## **1      PREMESSE**

Nella presente relazione, sono state esaminate ed affrontate le problematiche di carattere geotecnico relative alle opere correlate al presente progetto esecutivo, cui la suddetta è parte integrante, inerenti all'intervento 1.09bis che prevede il completamento delle opere viarie denominate "Raccordo Via Brendole – Castellana, necessarie per l'eliminazione dei PL posti alle progressive km 1+337 della linea Venezia – Quarto d'Altino e km 1+445 della linea Mestre - Treviso ricadenti nel territorio del comune di Venezia.

## 1.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le normative di riferimento per la redazione della presente relazione sono costituite da:

- “*Norme Tecniche per le Costruzioni – DM 14 gennaio 2008*”;
- “*Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni*”.

Per quanto ivi non contenuto verranno utilizzati gli Eurocodici recepiti dall’UNI.

La progettazione delle opere è stata redatta secondo il Decreto Ministeriale delle Infrastrutture del 14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e non secondo il nuovo D.M. delle Infrastrutture del 17/01/2018 "Norme tecniche per le costruzioni" essendo l’affidamento alla progettazione antecedente a tale data come espressamente indicato all’Art.2 del D.M. 17/01/2018.

## 1.2 SISMICITA’ DELL’AREA

Per la definizione delle azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, è necessario conoscere la “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente  $S_e(T)$ , con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ .

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

È conveniente utilizzare, come parametro caratterizzante la pericolosità sismica, il

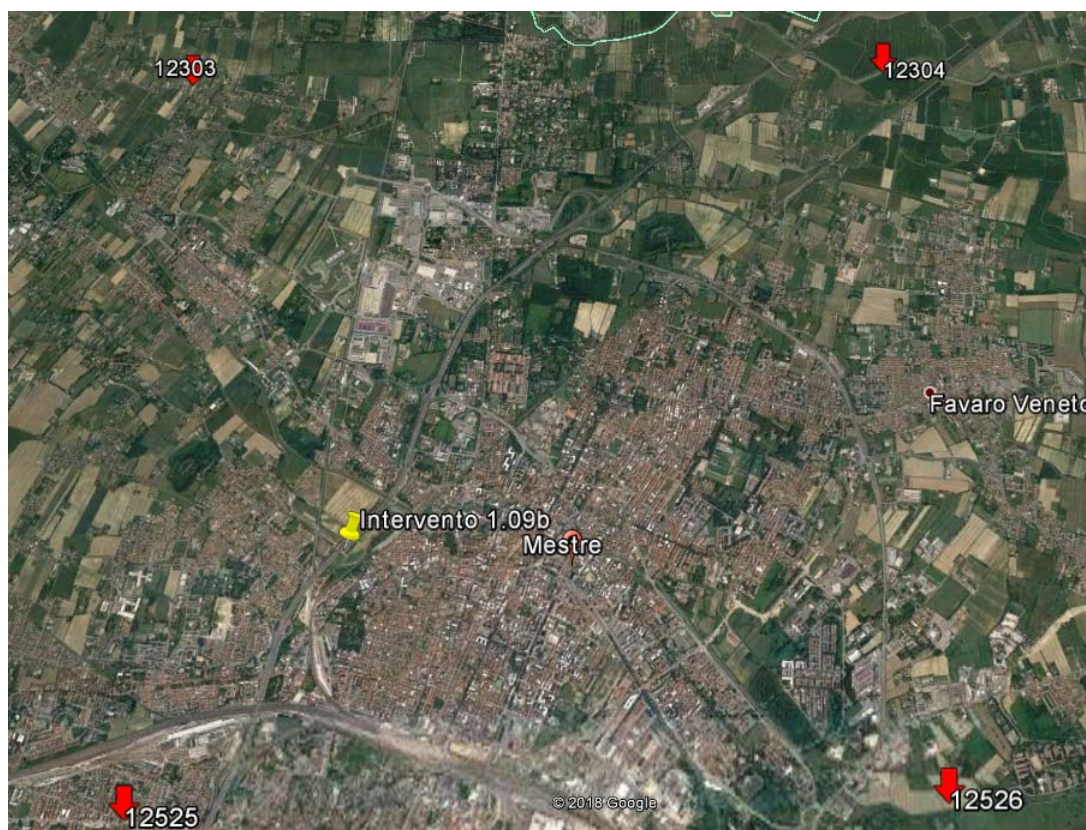
periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$ , espresso in anni. Fissata la vita di riferimento si può ricavare il tempo di ritorno del sisma che serve per le verifiche ai quattro stati limite previsti:

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

$P_{V_R}$  = Probabilità di superamento nel periodo di riferimento

Le NTC, per ciascun nodo del reticolo di riferimento, forniscono i tre parametri necessari a determinare l'input sismico; per poterli determinare si deve definire la posizione del sito d'interesse.

Saranno eseguite interpolazioni geometriche correlate alle distanze tra il sito d'interesse e i quattro punti del reticolo fondamentale.



**Figura 1: Area d'intervento e nodi del reticolo sismico fondamentale**

Considerando la vita nominale delle strutture e la classe d'uso è possibile definire per ogni opera e per ogni stato limite i fattori  $a_g$  (accelerazione orizzontale massima al sito),  $F_0$  (valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale) e  $T_c^*$  (periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale).

Per inquadrare la zona dal punto di vista della microzonazione sismica, a riguardo dell'amplificazione stratigrafica, si sono presi in esame, in prima istanza, i valori ottenuti dalle prove SCPTU portate a termine in questa fase progettuale. Il valore della  $V_{s,30}$  ottenuti dalla prova penetrometrica SCPTU1 è un valore medio di 206 m/s. Mentre per la prova penetrometrica SCPTU2 è un valore medio di 193 m/s.

Considerando la classificazione dei terreni secondo la  $V_{s,30}$ , rappresentata nella seguente tabella si può concludere che i terreni interessati dalle opere in progetto, appartengono alla categoria "C" (cfr. **Tabella I**).

Categoria	Descrizione
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di <math>V_{s,30}</math> superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.</i>
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &gt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &gt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>C</b>	<i>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 <math>V_{s,30}</math> compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero <math>15 &lt; N_{SPT,30} &lt; 50</math> nei terreni a grana grossa e <math>70 &lt; c_{u,30} &lt; 250</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>N_{SPT,30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>

**Tabella I** – Categorie di sottosuolo

Per maggiori dettagli si rimanda alla Relazione geologica idrogeologica e sismica.

### 1.3 PARAMETRI SISMICI PER LE OPERE IN PROGETTO

Sulla base dei valori precedentemente riportati è possibile determinare i parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$  in funzione dello stato limite considerato, della vita nominale e classe d'uso dell'opera.

Vita nominale:  $V_N = 75$  anni

Classe d'uso: II → Coefficiente d'uso:  $C_U = 1.0$

Periodo di riferimento azione sismica:  $V_R = V_N \times C_U = 75$  anni

Valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_C^*$ :

Struttura	Vita nominale	Classe d'uso	Coeff. $C_U$	Periodo di riferimento ( $V_R$ )
<b>Struttura</b>	<b>75</b>	<b>2</b>	1	75

	Tr								
	30	50	72	101	140	201	475	975	2475
$a_g$	0.0299	0.0363	0.0413	0.0477	0.0540	0.0618	0.0862	0.1114	0.1541
$F_0$	2.5282	2.5582	2.5537	2.5004	2.5528	2.6031	2.6141	2.6040	2.6059
$T_C^*$	0.2100	0.2439	0.2739	0.2977	0.3120	0.3261	0.3500	0.3737	0.3978

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	$a_g$ inf	Tr inf	$a_g$ sup	Tr sup	$a_g$
Stati limite di esercizio	SLO	81%	<b>45</b>	0.029873	<b>30</b>	0.036317	<b>50</b>	<b>0.035</b>
	SLD	63%	<b>75</b>	0.041314	<b>72</b>	0.047672	<b>101</b>	<b>0.042</b>
Stati limite ultimi	SLV	10%	<b>712</b>	0.086195	<b>475</b>	0.111372	<b>975</b>	<b>0.100</b>
	SLC	5%	<b>1462</b>	0.111372	<b>975</b>	0.154072	<b>2475</b>	<b>0.128</b>

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	$F_0$ inf	Tr inf	$F_0$ sup	Tr sup	$F_0$
Stati limite di esercizio	SLO	81%	<b>45</b>	2.528152	30	2.558152	50	<b>2.552</b>
	SLD	63%	<b>75</b>	2.553749	72	2.500397	101	<b>2.546</b>
Stati limite ultimi	SLV	10%	<b>712</b>	2.614078	475	2.604037	975	<b>2.608</b>
	SLC	5%	<b>1462</b>	2.604037	975	2.605885	2475	<b>2.605</b>

Stati limite		Probabilità di superamento	Tempo di ritorno	$T_C^*$ inf	Tr inf	$T_C^*$ sup	Tr sup	$T_C^*$
Stati limite di esercizio	SLO	81%	<b>45</b>	0.21	30	0.243948	50	<b>0.237</b>
	SLD	63%	<b>75</b>	0.273948	72	0.297697	101	<b>0.277</b>
Stati limite ultimi	SLV	10%	<b>712</b>	0.35	475	0.373692	975	<b>0.363</b>
	SLC	5%	<b>1462</b>	0.373692	975	0.397843	2475	<b>0.384</b>

Categoria di sottosuolo **C**  
Condizioni topografiche **T1**

St= 1





Il muro è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Stati limite		$\beta_m$	$a_g$	Ss	St	$a_{max}$	$K_h$	$K_v$	S	Cc
Stati limite di esercizio	SLO	0.18	0.035	1.50	1	0.052	0.0094	0.0047	1.50	1.689
	SLD	0.18	0.042	1.50	1	0.063	0.0114	0.0057	1.50	1.604
Stati limite ultimi	SLV	0.18	0.100	1.50	1	0.149	0.0269	0.0134	1.50	1.467
	SLC	0.24	0.128	1.50	1	0.192	0.0462	0.0231	1.50	1.440

Il muro NON è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno

Stati limite		$\beta_m$	$a_g$	Ss	St	$a_{max}$	$K_h$	$K_v$	S	Cc
Stati limite di esercizio	SLO	1	0.035	1.50	1	0.052	0.0524	0.0262	1.50	1.689
	SLD	1	0.042	1.50	1	0.063	0.0632	0.0316	1.50	1.604
Stati limite ultimi	SLV	1	0.100	1.50	1	0.149	0.1493	0.0747	1.50	1.467
	SLC	1	0.128	1.50	1	0.192	0.1923	0.0962	1.50	1.440

## 2 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'area oggetto dell'intervento è ubicata nella prima cintura urbana di Mestre, in località Gazzera, nel comune di Venezia.

La suddetta area è delimitata a Ovest dalla linea ferroviaria Mestre - Treviso, a Nord dal Canale Marzenego a Est dalla linea ferroviaria Venezia – Quarto d’Altino come indicato nella figura seguente.



### Figura 2

Le opere d'arte dell'intervento 1.09bis aventi rilevanza geotecnica e trattate nel presente progetto esecutivo si possono così brevemente riassumere:

- ✓ l'opera di copertura del collettore di scolo Roviego e dell'Allacciante Ponente in corrispondenza della rotatoria di via Gazzera Bassa, costituita dagli **"impalcati 1, 2 e 3"** e dalle relative fondazioni;
- ✓ l'opera in sottopasso della Tangenziale di Mestre denominata **"opera 4"**;
- ✓ l'opera di copertura del collettore di scolo Roviego e dell'Allacciante di Levante, costituita dagli **"impalcati 5, 6 e 7"** e dalle relative fondazioni;
- ✓ l'opera di copertura dell'Allacciante di Levante in prossimità del sifone sul canale Marzenego, costituita dagli **"impalcati 8 e 9"** e dalle relative fondazioni;
- ✓ il **nuovo Ponte sul canale Marzenego** in sostituzione di quello esistente;
- ✓ il **muro di sostegno** posto tra l'impalcato 9 e il Ponte Marzenego;
- ✓ alcuni tratti di **barriere fonoassorbenti e muri di sostegno minori**.

Per gli approfondimenti delle caratteristiche tecniche delle opere si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo e agli elaborati grafici del presente progetto.

### **3 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA**

#### **3.1 PREMESSA**

Per quel che concerne la caratterizzazione geologica, idrogeologica e litostratigrafica dell'area si è fatto riferimento alla relazione geologica e ai relativi allegati; nel seguito sono riportate, succintamente, alcune indicazioni necessarie alla caratterizzazione fisico-meccanica del suolo.

Ai fini della caratterizzazione geotecnica dei volumi di terreno interferenti con i manufatti in progetto, si è presa visione delle varie campagne di indagini geotecniche, di sito e laboratorio predisposte per la presente, illustrate nelle apposite relazioni allegate al presente progetto, cui si rimanda per i relativi dettagli.

Appare opportuno sottolineare che, attesa l'estrema eterogeneità dei terreni presenti in tale area, i modelli di sottosuolo connessi alle suddette opere saranno, coerentemente con quanto espresso, differenti a seconda del sito. In particolare, come sarà possibile evincere nel seguito, le indagini in sito sono state eseguite sia in prossimità dello scavalco fluviale, sia in adiacenza alla zona di realizzazione del sottopasso a completamento dell'attuale viabilità.

Saranno pertanto predisposti gli opportuni modelli di sottosuolo per i due siti, tarati sui sondaggi e sulle risultanze delle prove di laboratorio, in virtù, sostanzialmente, dei differenti volumi "significativi" di terreno interessati dalle opere in progetto.

### 3.2 GEOLOGIA, LITOSTRATIGRAFIA ED IDROGEOLOGIA DELL'AREA

L'area oggetto di studio è situata nella bassa pianura ed è caratterizzata da una morfologia pianeggiante e degradante verso la laguna di Venezia. Le quote del terreno, dal rilievo topografico, sono approssimativamente comprese tra 2 e 5 m s.l.m.. La zona è pianeggiante e le alluvioni sono prevalentemente limoso argillose, visibile nello stralcio della carta geologica d'Italia e in Figura 3 riportata nel seguente capitolo.

Il sottosuolo è formato da un materasso alluvionale della potenza stimata superiore ai 1.000 m costituito principalmente dalle alluvioni del fiume Brenta (Megafan del Brenta). Nell'area di pian alluvionale si riscontrano numerose tracce di antichi alvei fluviali, caratterizzati da depositi di canale attivo prevalentemente costituiti da sabbie, sabbie limose e/o argille e limi sabbiosi. I depositi di piana inondabile, invece, sono caratterizzati da litologie più fini: limose ed argillose (P.A.T. Comune di Venezia, Analisi geologica, 2014).

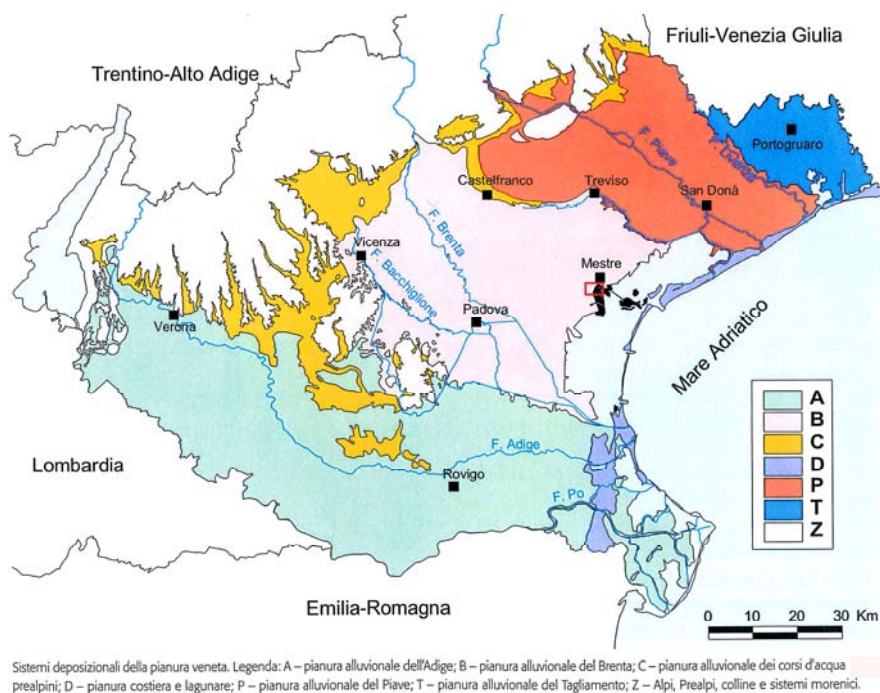


Figura 3

In generale l'idrografia è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica e di varie falde confinate in pressione, che approssimativamente diminuiscono di spessore, potenzialità e numero procedendo verso sud. Le falde in pressione, alloggiate nei termini più permeabili (sabbie), sono separate da letti di materiali argillosi praticamente impermeabili. Inoltre, vi è la presenza di piccole falde freatiche superficiali poste appena al di sotto del piano campagna in comunicazione idraulica tra loro. La falda freatica, in generale, è ad una profondità tra i -0,50 m (aree morfologicamente depresse) e i -2,5 m (aree più rilevate) dal piano campagna (P.A.T. Comune di Venezia, Analisi geologica, 2014). I dati relativi alla carta idrogeologica del comune di Venezia affermano che l'area oggetto in studio non è soggetta ad inondazioni periodiche (vedasi relazione geologica).

In generale l'idrogeologia dell'area è caratterizzata dalla presenza di una falda freatica, dalla quale si prevedono delle oscillazioni del livello piezometrico tra stagione secca e piovosa dell'ordine di 0,50 m, rilevata tra gli anni 2000 e 2008 da un piezometro censito dall'ARPA Veneto sito a sud dell'intervento in oggetto nel comune Venezia.

## 4 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 4.1 CAMPAGNE DI INDAGINE

Le indagini geognostiche afferenti al presente progetto risultano far parte di diverse campagne d'indagine, successivamente se ne riporta un elenco. Tutte le indagini ambientali e geognostiche in sito e di laboratorio di progetto e di repertorio sono state raccolte in appositi elaborati a cui si rimanda per maggiori dettagli.

#### 4.1.1 *Campagna 1998*

Le indagini in sito sono:

- n. 2 sondaggi (S1-1.09; S2-1.09) spinti fino alla profondità di -20 m dal piano campagna;
- n. 2 prove penetrometriche statiche (P1-1.09; P2-1.09) spinte fino alla profondità di -20 m dal piano campagna.

Nel corso del sondaggio S1-1.09 sono prelevati n.4 campioni indisturbati di terreno (contrassegnati con le lettere A, B, C e D) e n.5 campioni rimaneggiati (contrassegnati con i numeri 1, 2, 3, 4 e 5). Sono state inoltre eseguite n.5 prove SPT. Infine un piezometro, costituito da un tubo microfessurato (tra -9.00 e -12.00 m dal piano campagna) e dotato di prefiltro di sabbia, è stato installato all'interno del foro di sondaggio.

Nel corso del sondaggio S2-1.09 sono prelevati n.1 campione indisturbato di terreno (contrassegnato con la lettera A) e n.6 campioni rimaneggiati (contrassegnati con i numeri 1, 2, 3, 4, 5 e 6). Sono state inoltre eseguite n.6 prove SPT. Infine un piezometro, costituito da un tubo microfessurato (tra -9.00 e -12.00 m dal piano campagna) e dotato di prefiltro di sabbia, è stato installato all'interno del foro di sondaggio.

#### **4.1.2 Campagna 2006**

Le indagini in sito sono:

- n. 1 perforazione di sondaggio a distruzione, contrassegnata con l'identificativo S3-1.09, spinta alla profondità di 20 m dal piano campagna;
- n. 4 prove BAT per la misura della permeabilità in sito in corrispondenza del sondaggio S3-1.09;
- n. 1 perforazione di sondaggio a carotaggio continuo, contrassegnata con l'identificativo S4-1.09, spinta alla profondità di 30 m dal piano campagna;
- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU3-1.09) spinta alla profondità di 30 m dal piano campagna.
- n. 2 prove dilatometriche (DMT1-1.09 e DMT2-1.09) spinte alla profondità di 10 m dal piano campagna;
- n. 1 prova dilatometrica (DMT3-1.09) spinta alla profondità di 15 m dal piano campagna.

Al termine dell'esecuzione del sondaggio S3 a distruzione è stato installato un piezometro per la misura della falda freatica.

Le misure piezometriche, eseguite in periodo secco, hanno evidenziato che la falda è posta a circa – 2.25 (sondaggio S2 intervento 1.08) dal p.c..

Nella successiva immagine è riportata la dislocazione planimetrica dei sondaggi.



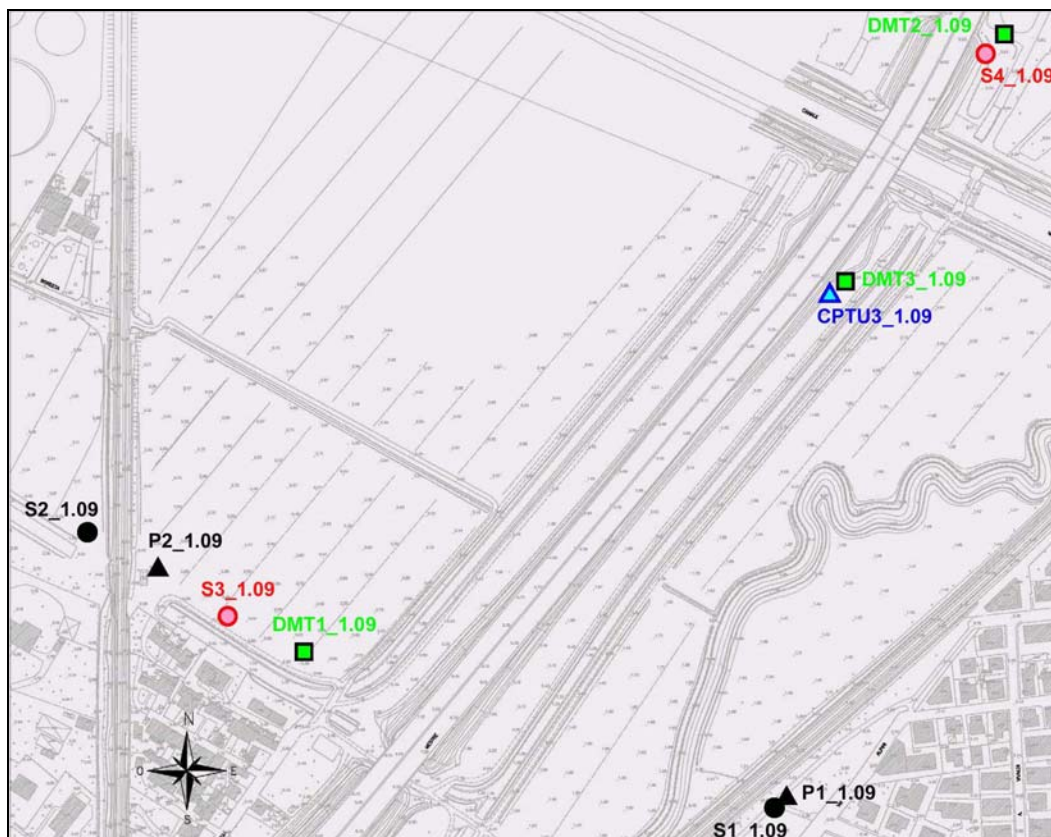


Figura 4 – Ubicazione indagini campagne 1998-2006

#### 4.1.3 Campagna 2010 – Indagini ambientali

Nell'aprile del 2010 sono state svolte indagini di caratterizzazione ambientale consistenti complessivamente nell'esecuzione di n. 6 sondaggi con trivella manuale, spinti ad una profondità di circa 6 m da piano campagna. Le carote di terreno, realizzate come specificato, sono state campionate secondo le specifiche previste dalla DGRV 2922/03. Per maggiori dettagli vedasi relazione geologica.

#### 4.1.4 Campagna 2015 – Indagini ambientali

Nel periodo di maggio-luglio del 2015, l'impresa Kostruttiva, appaltatore dell'appalto D3, dopo aver eseguiti alcuni sopralluoghi per stimare i costi di ripristino di un fondo agricolo nell'ambito di un contenzioso sulla presunta occupazione abusiva del terreno privato e sull'ipotesi di scarico di materiali inquinati, ha deciso di procedere ad un campionamento esteso a tutto il terreno, al

fine di procedere ad eseguire le analisi chimiche per verificare la presenza di inquinanti. Il materiale venne messo a disposizione della Regione nel corso delle attività della Consulenza Tecnica d'Ufficio esperita durante l'Accertamento Tecnico Preventivo chiesto dal privato.

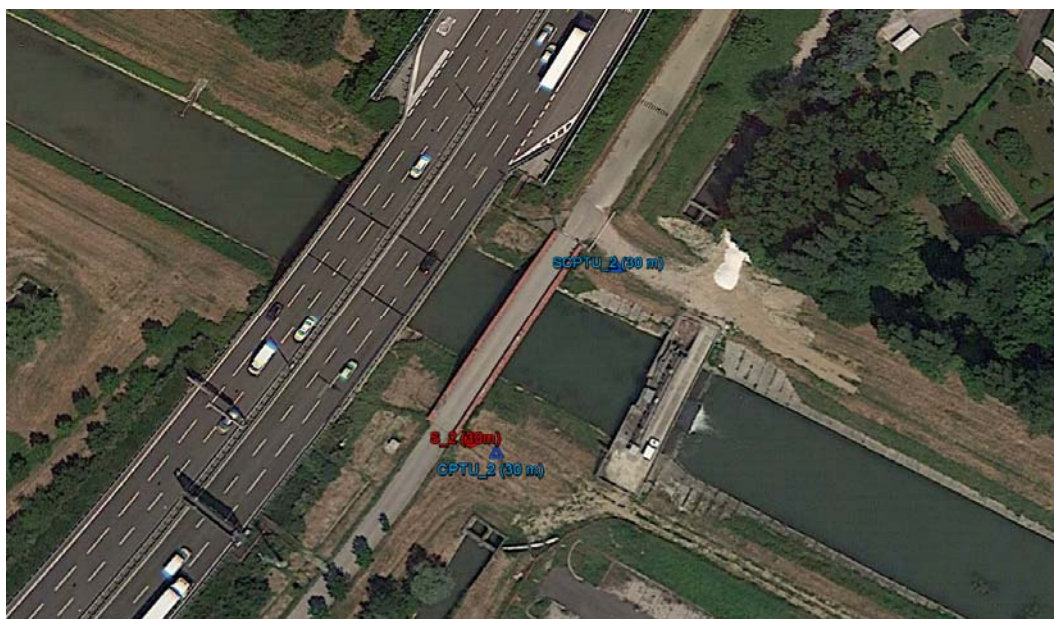
Si tratta nella sostanza d'indagini effettuate su 5 campioni areali di terreno derivanti da 4 prelievi ciascuno; 4 campioni di scavi eseguiti a partire dal piano campagna per 1 m di profondità e un campione prelevato dai cumuli esistenti. Per maggiori dettagli vedasi relazione geologica.

#### **4.1.5 Campagna 2017**

Le indagini in sito sono:

- n. 1 perforazione di sondaggio carotaggio continuo, contrassegnata con l'identificativo S\_1, spinta alla profondità di 15 m dal piano campagna;
- n. 1 perforazione di sondaggio carotaggio continuo, contrassegnata con l'identificativo S\_2, spinta alla profondità di 30 m dal piano campagna;
- n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTU\_1 e CPTU\_2) spinte alla profondità di 30 m dal piano campagna;
- n. 1 prova penetrometrica statica con piezocono (CPTU\_3) spinta alla profondità di 20 m dal piano campagna;
- n. 2 prove penetrometriche statiche con piezocono e modulo sismico (SCPTU\_1 e SCPTU\_2) spinte alla profondità di 30 m dal piano campagna;
- n° 1 pozzetto esplorativo e 1° prova di carico su piastra;
- n° 1 pozzetto su cui è stato prelevato un campione ambientale;

Nelle seguenti figure si riporta l'ubicazione delle indagini.



**Figura 5 – Ubicazione indagini 2017 1/2**



**Figura 6 – Ubicazione indagini 2017 2/2**

## 4.2 QUOTA FALDA

In data 23/01/18, sono state effettuate due misure della quota di falda nel piezometro del sondaggio S\_1, posizionato in prossimità della tangenziale lato nord, e nel piezometro del sondaggio S\_2 posto sull'argine del Marzenego.


Le misure rilevate sono le seguenti:

S\_1 = -2,24 m dal piano campagna (quota sommità +2,60 m s.l.m.), quota assoluta di falda +0,36 m s.l.m.

S\_2 = -3,83m dal piano campagna (quota sommità +5,00 m s.l.m.), quota assoluta di falda +1,17 m s.l.m.

Si evidenzia, alla data del rilievo, il livello in alveo del Marzenego era sostenuto dalle paratie dello sgrigliatore, di conseguenza la quota misurata nel piezometro S\_2 è certamente influenzata da tale livello. Inoltre, la presenza dei collettorie di Allacciante di Ponente e Levante, sicuramente influenzano il livello della falda in corrispondenza del Marzenego. Tenendo conto che la sommità dei muri di rivestimento dei canali ha una quota assoluta di circa +1.4 m s.l.m. è stato scelto, a favore di sicurezza, di utilizzare per il calcolo di progetto la medesima quota di falda.

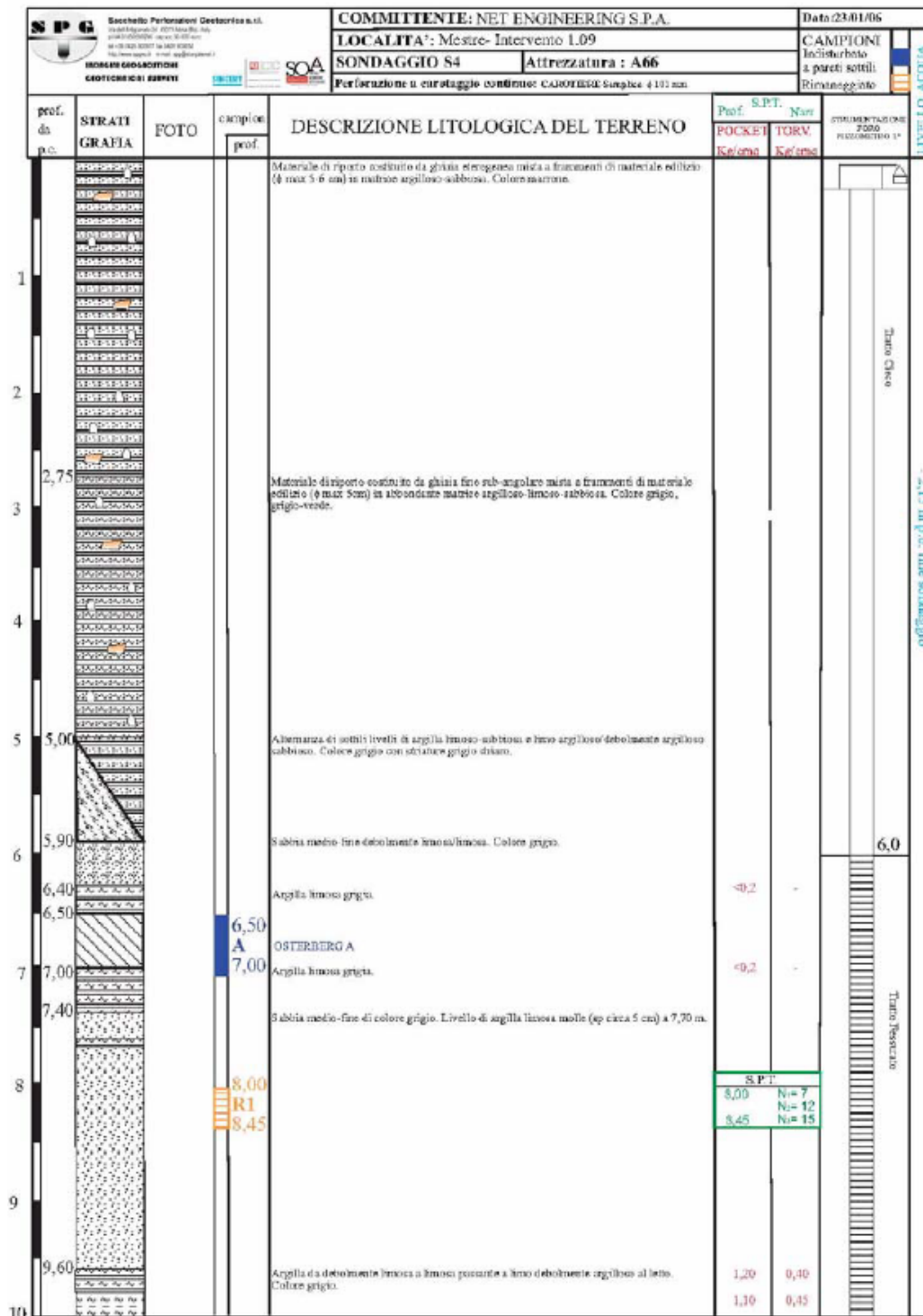
### 4.3 COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S1\_1.09

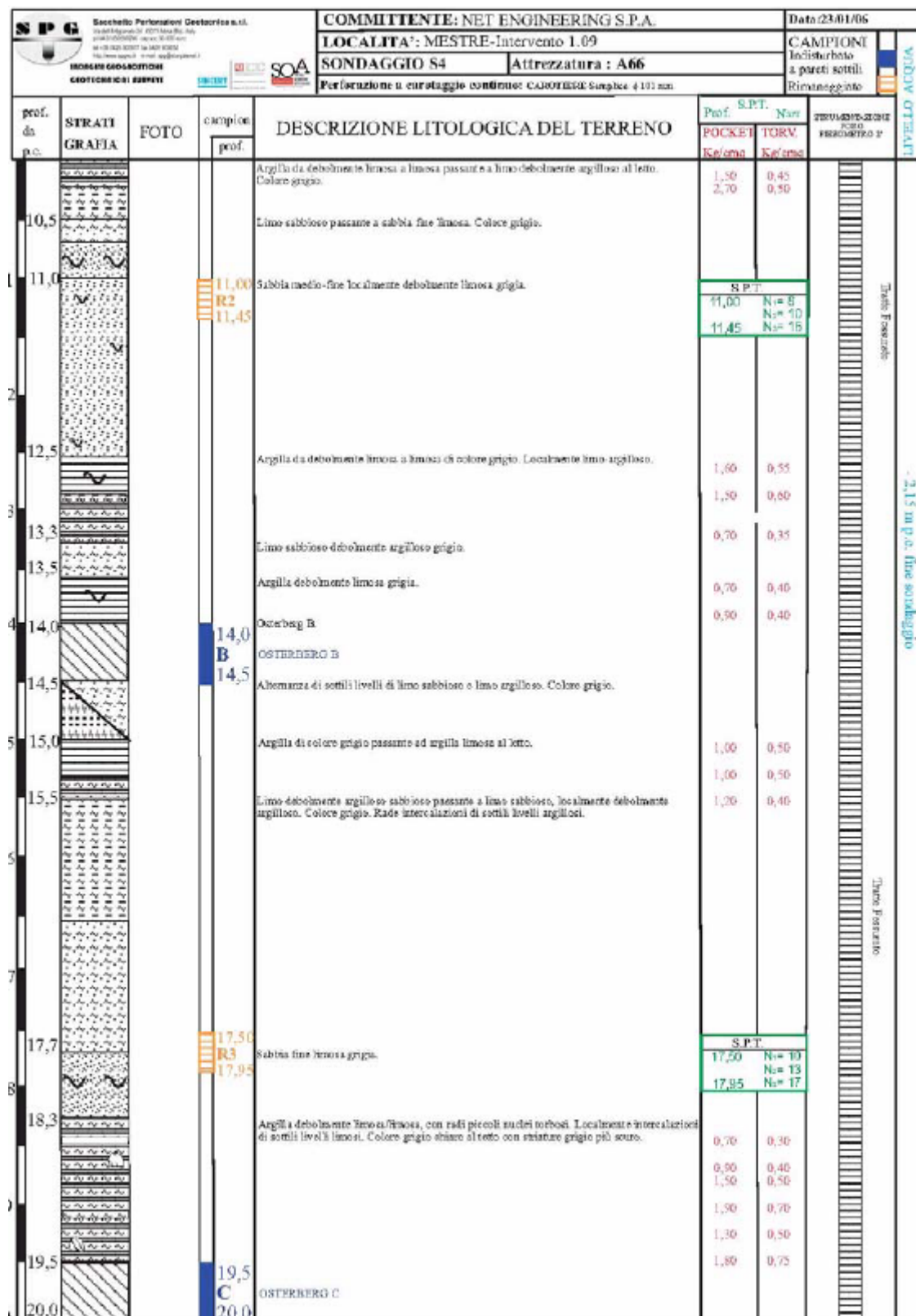
IMP. PREVEDELLO ISIDORO S.R.L.			COMMITTENTE: Consorzio NET Engineering			CANTIERE: S.F.M.R. - MESTRE VIA GALUPPI				
Via Muriolo, 4 31047 PONTE DI PIAVE (TV)			ESECUZIONE DAL 21/12/98 AL 21/12/98			QUOTA INIZIO: 1.73 m s.l.m.m.				
TEL 0422-857660			SONDAGGIO			ASSISTENTE: DOTT. GEOL. C. GALLI				
OPERATORE: SIG. R. GIARETTA			1-1.09			CAMPIONI INDISTURBATI				
PERFORATRICE: ATLAS COPCO A 65 R			S.F.M.R. - MESTRE VIA GALUPPI			CAMPIONI RIMANEGLIATI				
						<input type="checkbox"/> da carotiere semplice <input checked="" type="checkbox"/> da S.P.T.				
						<input type="checkbox"/> con Shelby Tube <input checked="" type="checkbox"/> con Osterberg				
						OSSERVAZIONI:				
						Materiale riposto in n. 4 cassette catalogatrici in legno e fotografato.				
QUOTE DA P.C. (m)	STRATI GRAFIA	DESCRIZIONE	CAMPIONI		P.P.TOR.		VANE TEST		STRUMENTAZIONE	Osservazioni del livello di falda
			prof.	t. n°	(kg/cm²)	H	N	prof. (kg/cm²)		
1.50		TERRENO DI RIPIRTO: LIMO SABBIGLIO CON QUANTITATIVE DI ARGILLA E SABBIA.	1.90	A	1.4	0.70				CAROTIERE SEMPLICE - Diametro: 101 mm RIVESTIMENTO METALLICO - Diametro: 127 mm
1.30		1.10 TERRENO DI RIPIRTO: LIMO CON SABBIA GRIGIOLO, SODILTO, GRIGIO SCURO, ALLA BASE.	2.70							
2.50		1.35 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	3.00	B	0.4	0.20			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
3.40		2.20 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	3.90		0.4	0.20				
4.00		3.40 SABBIA DA FINE A MEDIA, DA LUNGA A DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA	4.50	1	4.50	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
4.80		4.80 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	4.80		4.80	11				
5.00		5.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	5.00	2	5.00	15			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
5.40		5.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	5.40		5.40	21				
6.00		6.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	6.00	3	6.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
6.40		6.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	6.40		6.40	17				
7.00		7.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	7.00	4	7.00	7			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
7.40		7.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	7.40		7.40	12				
8.00		8.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	8.00	5	8.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
8.40		8.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	8.40		8.40	15				
9.00		9.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	9.00	6	9.00	15			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
9.40		9.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	9.40		9.40	15				
10.00		10.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	10.00	7	10.00	7			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
10.40		10.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	10.40		10.40	12				
11.00		11.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	11.00	8	11.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
11.40		11.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	11.40		11.40	12				
12.00		12.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	12.00	9	12.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
12.40		12.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	12.40		12.40	12				
13.00		13.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	13.00	10	13.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
13.40		13.40 ARGILLA LOCALMENTE DESODILATA, LOCALMENTE DESODILATA, GRIGIO SCURO, A	13.40		13.40	12				
14.00		14.00 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, LOCALMENTE DESODILATO, SODILTO, GRIGIO SCURO	14.00	11	14.00	10			PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
14.20		14.20 LIMO DA DESODILATO SABBIGLIO A DESODILATO ARGILLOLO, CONSISTENTE, GRIGIO SCURO.	14.10	C	1.3	0.65				
14.20		14.20 ARGILLA DESODILATA LUNGA, CONSISTENTE, GRIGIO SCURO.	14.00		1.2	0.60	15.20	10	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
14.20		14.20 LIMO DESODILATO SABBIGLIO, MODERATAMENTE DESODILATO, GRIGIO.	15.40	D	0.6	0.30	15.15	12		
15.00		15.00 LIMO ARGILLOLO, MODERATAMENTE CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	10	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
15.00		15.00 LIMO ARGILLOLO, LOCALMENTE CON SABBIA FINE, MODERATAMENTE DESODILATO, GRIGIO.					15.15	15		
16.00		16.00 LIMO ARGILLOLO, LOCALMENTE CON SABBIA FINE, MODERATAMENTE DESODILATO, GRIGIO.					15.15	15	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
16.00		16.00 LIMO ARGILLOLO, LOCALMENTE CON SABBIA FINE, MODERATAMENTE DESODILATO, GRIGIO.					15.15	15		
17.00		17.00 LIMO CON ARGILLA, DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
17.00		17.00 ARGILLA DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15		
18.00		18.00 ARGILLA DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
18.00		18.00 ARGILLA DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15		
19.00		19.00 ARGILLA DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
19.00		19.00 ARGILLA DA MODERATAMENTE CONSISTENTE A CONSISTENTE, GRIGIO.					15.15	15		
20.00		20.00 FINE SONDAGGIO ANT. 20.00	15.50				15.50	15	PIEZOMETRO A TUBO APERTO - Diametro: 2 pollici LUNGHEZZA: 12.0 m - Montato da 9.0 a 12.0 m	DATA 16.00 - 2.02
20.00		20.00 FINE SONDAGGIO ANT. 20.00					15.50	15		





#### 4.5 COLONNA STRATIGRAFICA DI SONDAGGIO S4\_1.09









<b>SPG</b> Società Perforazioni Geotecniche s.r.l. <small>Via del Legname 24 40131 Bologna (BO) Italy          Tel. 051/2600000 - Fax 051/2600001          Web: www.spg.it - e-mail: info@spg.it</small> <b>INCISIONE GEOLOGICA</b> <small>Geotecniche e Ambientali</small>				<b>COMMITTENTE: NET ENGINEERING S.P.A.</b> <b>LOCALITA': MESTRE- Intervento 1.09</b> <b>SONDAGGIO S4</b> <b>Attrezzatura : A66</b> <small>Perforazione a carotaggio continuo: CAROTEST Simplex 4 103 mm</small>		<b>Data: 23/01/06</b> <b>CAMPIONI:</b> Incisibile a pareti sottili Rinvio: niente		<b>PROFONDITÀ</b> (m)
prof. da p.c.	STRATI GRAFIA	FOTO	descrizione prof.	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO		Prof. S.P.T. (kg/cm²)	Navi (TORV)	
21				Argilla di colore grigio, localmente debolmente limosa, con radi livelli di colore grigio scuro.		1,30 0,60		Tutto Perforato - 21,5 m p.c. fine sondaggio
						1,20 0,50		
						1,00 0,45		
						0,90 0,40		
						0,80 0,40		
21,1				Limo argilloso/debolmente argilloso di colore grigio-verde. Livello di torba (spessore circa 3 cm).		0,60 0,35		
						1,80 0,45		
21,6				Argilla debolmente limosa/limosa, localmente limo-argillosa, colore grigio. Livello centimetrico di torba a 22,10 m.		3,00 0,70		
						1,30 0,50		
22						1,70 0,45		
						0,50 0,25		Tutto Perforato - 21,5 m p.c. fine sondaggio
						1,20 0,40		
						1,10 0,40		
						1,20 0,40		
22,9				Sabbia fine limosa/debolmente limosa grigia. Livello di limo argilloso/debolmente sabbioso (spessore circa 5 cm) a 23,50 m.				
24				Argilla limosa debolmente limosa, localmente torbosa, di colore grigio. Livello di torba (spessore circa 5 cm) a 24,40 m.		1,70 0,75		
						1,70 0,80		
24,5				OSTERBERG D		1,90 0,80		
25				Limo debolmente argilloso, da debolmente sabbioso a sabbioso, colore grigio.		1,40 0,25		
						1,10 0,30		
25,5				Limo sabbioso localmente debolmente argilloso, grigio.		1,00 0,40		Tutto Perforato - 21,5 m p.c. fine sondaggio
26				Limo debolmente argilloso, debolmente sabbioso di colore grigio.		0,70 0,25		
						1,00 0,25		
26,4				Argilla grigia debolmente limosa passante ad argilla torbosa. Livello di torba (spessore circa 10 cm) a 26,70 m.		0,90 0,40		
						1,10 0,50		
27				Sabbia fine limosa grigia, al netto limo sabbioso		1,80 0,60		
28				Limo sabbioso debolmente argilloso grigio.				Tutto Perforato - 21,5 m p.c. fine sondaggio
				Argilla grigia passante ad argilla torbosa grigio scuro. Livello di torba nera (spessore circa 10 cm) a 28,20 m.		1,40 0,65		
						1,80 0,85		
						1,50 0,70		
28,6				Limo sabbioso, localmente debolmente argilloso, di colore grigio.				
29				Argilla da debolmente limosa a limosa, debolmente sabbiosa, di colore grigio.		1,80 1,75		
						1,70 0,70		
						1,90 0,60		
						1,80 0,60		
30						1,60 0,55		

<b>SPG</b> Sachello Perforazioni Geotecniche s.r.l. <small>Via dell'Industria 30 - 40131 Bologna (BO) Italy          phone: 051/260020 - fax: 051/260021          M +39 051 260021 - E-mail: info@spg.it</small> <b>INGEGNERIA GEOLOGICA</b> <b>CERTIFICAZIONE ISO 9001</b>				<b>COMMITTENTE: NET ENGINEERING S.P.A.</b> <b>LOCALITA': MESTRE- Intervento 1.09</b> <b>SONDAGGIO S4</b> <b>Attrezzatura : A66</b> <b>Perforazione a carotaggio continuo: CAROTIERE Simplex 4 101 mm</b>				<b>Data: 23/01/06</b> <b>CAMPIONI:</b> Indisturbato a pareti sottili Rimanegegnito	
prof. da p.c.	STRATI GRAFIA	FOTO	campioni prof.	DESCRIZIONE LITOLOGICA DEL TERRENO	Prof. S.P.T. POCKET Kg/cm²	Navi TORV. Kg/cm²	STRUTTURAZIONE FUGO FUGO 1/2" 1/2" 2"	LIVELLO ACQUA	
30,1 30,3				Argilla da estremamente limosa a limosa, estremamente sabbiosa, di colore grigio. Limo sabbioso, estremamente argilloso grigio. Fine sondaggio.	1,90	0,55	30,3		

[illegible][illegible]

[illegible][illegible]

Geolavori		SCHEDE DI SONDAGGIO				COMAL - cm11917			
Rev.0 Data: 31/12/2008		CERTIFICATO		PAG. 2		DI 2		DI 2	
Rev.0 Data: 31/12/2008		CERTIFICATO		PAG. 2		DI 2		DI 2	
<b>COMMITTENTE</b> NET Engineering Spa <b>CANTIERE</b> SFMR - 1.09615 - Mestre VE <b>COORDINATE</b> N. 32 DATA INIZIO 19/10/2017 <b>RESPONSABILE</b> Ing. Splendore OPERATORE Sfo, Molit		<b>DESCRIZIONE STRATIGRAFICA</b> Argilla limosa grigia.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 24,80		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 24,80		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 24,80	
Argilla da acciottamento limosa a limosa grigia. Tracce organiche da <2,50 m a <4,00 m da p.c.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 25,70		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 25,70		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 25,70		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 25,70	
Alternanza di limo sabbioso e sabbia molto fine limosa, colore grigio.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 27,50		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 27,50		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 27,50		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 27,50	
Limo argilloso alternato da livelli di argilla limosa e limi sabbiosi.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 28,60		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 28,60		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 28,60		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 28,60	
Argilla limosa grigia. Alternato livello di torba da <28,15 m a <29,40 m da p.c.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00	
Limi argillosi debolmente sabbiosi passando gradualmente a sabbia fine limosa, colore grigio.		<b>PROFONDITÀ</b> m da fondo 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00		<b>PROFONDITÀ</b> m da p.c. 30,00	
FINE SONDAGGIO									

## **4.8 INDAGINI DI LABORATORIO**

Di seguito è riportato, nella Tabella II, Tabella III, Tabella IV e Tabella V, l'elenco dei provini prelevati durante le perforazioni di sondaggio e quelli estratti a seguito dell'esecuzione delle prove SPT, ove sono specificati: i codici identificativi (relativi alla parte del campione esaminata: (p.a.): parte alta; (p.m.) parte mediana; (p.b.): parte bassa), le quote di prelievo, la tipologia di campionamento ((I.): indisturbato; (R.) rimaneggiato) ed una descrizione sommaria del provino, tracciata dopo l'estrusione dal campionatore.

**Tabella II - Sondaggio S1-1.09**

Camp.	Tipo	Profondità	Descrizione
A p.a.	I	1.50-1.64	Limo sabbio-argilloso grigio scuro con molti elementi di ghiaia
A p.m.	I	1.64-1.71	Argilla limo torbosa grigio nerastra con molti elementi di ghiaia
A p.b.	I	1.71-2.01	Argilla grigia con punti limosi e con punti scuri torbosi diffusi
B p.a.	I	3.00-3.08	Limo sabbioso grigio scuro
B p.m.	I	3.08-3.17	Sabbia limosa grigia con zone di limo sabbioso
B p.b.	I	3.17-3.52	Sabbia fine, limosa e media grigia con zone di sabbia limosa e limo sabbioso
1	R	4.50-4.95	Sabbia media, fine e limosa grigia
2	R	6.00-6.45	Sabbia media, fine e limosa grigia
3	R	9.00-9.45	Sabbia media e fine grigia
4	R	12.00-12.45	Sabbia media e fine grigia
C	I	13.50-14.10	Argilla grigia con punti limosi
5	R	15.00-15.45	Limo sabbioso ed argilloso grigio
D	I	19.50-20.05	Argilla limosa grigia con numerose venature di limo argillo-sabbioso

**Tabella III - Sondaggio S2-1.09**

Camp.	Tipo	Profondità	Descrizione
A p.a.	I	2.00-2.38	Argilla limosa marron giallastra con punti diffusi color ruggine; presenza di noduli calcarei
A p.m.	I	2.38-2.49	Limo argilloso grigio giallastro (9 cm); argilla limosa grigia (2 cm)
A p.b.	I	2.49-2.53	Sabbia fine e media grigio giallastra
1	R	3.50-3.95	Sabbia media e fine grigia
2	R	4.50-4.95	Sabbia fine e media grigia
3	R	7.50-7.95	Sabbia fine e limosa grigia
4	R	10.50-10.95	Sabbia media e fine grigia
5	R	13.50-13.95	Sabbia media e fine grigia con noduli di limo e ghiaia
6	R	16.50-16.95	Sabbia media e grossa grigia

**Tabella IV - Sondaggio S4-1.09**

Camp.	Tipo	Profondità	Descrizione
A p.a.	I	6.50-6.80	Sabbia
A p.b.	I	6.80-7.00	Argilla debolmente limosa
1	R	8.00-8.45	Sabbia media
2	R	11.00-11.45	Sabbia medio fine
B p.a.	I	14.00-14.30	Limo con argilla
B p.b.	I	14.30-14.50	Sabbia limosa
3	R	17.50-17.95	Sabbia fine limosa
C	I	19.50-20.00	Argilla
D p.a.	I	24.50-24.90	Argilla debolmente limosa
D p.b.	I	24.90-25.00	Limo debolmente sabbioso
4	R	27.00-27.45	Sabbia fine limosa

**Tabella V - Indagini 2017**



1.09bis Mestre																					
SONDAGGIO / POZZETTO	CAMPIONE	TIPO	PROF.		Apertura ind.	Apertura rim.	w	Y	Y <sub>s</sub>	LL	LP	Setacciatura	Sedimentazione	ELL	EDO	TX-CD	TX-CU	TX-UU	TD	Ricostruzione per TD	CIC
			DA m	A m																	
S1	CR1	RIM. DA SPT	3.00	3.45		X			X			X							X		X
	CR2	RIM. DA SPT	4.50	4.95		X			X			X							X		X
	CR3	RIM. DA SPT	6.00	6.45		X			X			X							X		X
	CR4	RIM. DA SPT	9.00	9.45		X			X			X							X		X
	CR5	RIM. DA SPT	12.00	12.45		X			X			X							X		X
	CR6	RIM. DA SPT	15.00	15.45		X			X			X							X		X
S2	CR1	RIM. DA SPT	6.00	6.45		X			X			X	X						X		X
	CR2	RIM. DA SPT	9.00	9.45		X			X			X							X		X
	CR3	RIM. DA SPT	12.00	12.45		X			X			X							X		X
	CR4	RIM. DA SPT	18.00	18.45		X			X			X	X						X		X
	CR5	RIMANEGGIATO	24.80	25.00		X			X			X									
	CR6	RIMANEGGIATO	29.70	30.00		X			X			X	X						X		X
	A	INDISTURBATO	3.00	3.60	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X					
	B	INDISTURBATO	15.00	15.60	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				
	C	INDISTURBATO	21.00	21.60	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X				
	D	INDISTURBATO	27.00	27.60	X		X	X	X	X	X	X	X	X	X						
PE1						X			X	X	X	X	X						X		X
																					X

Nel corso dell'indagine di laboratorio sono state in particolare eseguite:

- prove atte a determinare i valori di alcuni parametri fisici (peso specifico, peso di volume, contenuto d'acqua, granulometria) ed indice sui mezzi coesivi (limiti di Atterberg);
- prove di consistenza con pocket (pen) e torvane (tor);
- prove di espansione laterale libera (ELL);
- prove edometriche (ED);
- prove di taglio diretto (TD);
- prove triassiali non consolidate non drenate (TX- UU);
- prova triassiali consolidate non drenate (TX- CIU).

I risultati delle indagini geotecniche in situ e di laboratorio sono raccolti nelle relazioni consuntive predisposte dalle due Ditte esecutrici delle prove.

I risultati desunti dalle prove di laboratorio, riferite sia ai parametri fisico meccanici, idraulici e di compressibilità, sono riassunti nelle successive Tabelle.

Sono stati utilizzati i seguenti simboli:

- NSPT: numero di colpi Standard Penetration Test
- G: gravità specifica della frazione solida
- $\gamma$ : peso dell'unità di volume al contenuto d'acqua naturale
- $w_n$ : contenuto naturale d'acqua
- $w_l$ : limite di liquidità
- $w_p$ : limite di plasticità
- $I_p$ : indice di plasticità
- pen: resistenza al taglio non drenata rilevata con il penetrometro tascabile
- tor: resistenza al taglio non drenata rilevata con lo scissometro tascabile
- $q_u$  (1,2): resistenza al taglio non drenata derivante da prova di espansione laterale libera
- cu: coesione non drenata
- $c'$ : intercetta della retta di rottura a sforzo normale nullo in tensioni efficaci
- $\phi'$ : angolo di attrito interno



- k: coefficiente di permeabilità
- cc: indice di compressione
- cv: coefficiente di consolidazione
- Eed: modulo edometrico stimato in curva vergine, corrispondente alla tensione efficace verticale di sito.

**Tabella VI – S1-1.09- Risultati prove di laboratorio**

	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	G	γ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w <sub>n</sub> (%)	Wl (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	Pen (kPa)	Tor (kPa)	qu <sub>(1,2)</sub> (kPa)	cu (kPa)	φ' (°)	c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	K (cm/s)	E <sub>ed</sub> (kPa)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	OCR
A p.b.	1.71-2.01			18.4		40	76	34	42	0.857	130/140/170	58/59	81/84								
B p.b.	3.17-3.52																				
1	4.50-4.95	29																			
2	6.00-6.45	56		18.7		16									35						
3	9.00-9.45	34																			
4	12.00-12.45	20																			
C	13.50-14.10		2.68	18.7	0.965	38	54	27	27	0.593	80/100	37		45		7.75E-04	3.19E-08	3000	0.27	0.06	1
5	15.00-15.45	27																			
D	19.50-20.05			20.1		31	43	25	18	0.667	110/250	54/76	150/187								

**Tabella VII – S2-1.09- Risultati prove di laboratorio**

	Prof. (m)	N <sub>SPT</sub>	G	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w <sub>n</sub> (%)	W <sub>p</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	I <sub>c</sub>	Pen (kPa)	T <sub>or</sub> (kPa)	q <sub>u</sub> (1,2) (kPa)	c <sub>u</sub> (kPa)	$\phi^*$ (°)	c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	K (cm/s)	E <sub>ed</sub> (kPa)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	OCR
A p.a.	2.00-2.38			19.5		33	44	26	18	170/190	64/65	148/151								
B p.m.	2.38-2.49								0.611	160/190	61									
1	3.50-3.95	10																		
2	4.50-4.95	7		18.9		23								35		5.00E-03				
3	7.50-7.95	8																		
4	10.50-10.95	21																		
5	13.50-13.95	21		20.7		11								32						
6	16.50-16.95	11																		

**Tabella VIII – S4-1.09- Risultati prove di laboratorio**

	Prof. (m)	N <sub>ier</sub>	G	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	w <sub>n</sub> (%)	Wp (%)	Ip (%)	Ic	Pen (kPa)	T <sub>or</sub> (kPa)	q <sub>u (0.2)</sub> (kPa)	cu (kPa)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /s)	K (cm/s)	E <sub>ed</sub> (kPa)	C <sub>c</sub>	C <sub>s</sub>	OCR
A p.a.	6.50-6.80																				
A p.b.	6.80-7.00		2.27	18.82	0.361	31.2	25.5	21.7	3.81	-	<20	15.77	7.88	19.19	22	1.06e-3	9.14e-8	10000	0.15	0.01	1.6
1	8.00-8.45	27				21.2															
2	11.00-11.45	26				32.3															
B p.a.	14.00-14.30		2.7	20.39	0.529	22.9	34	24.3	9.72	1.14	70	64.32	32.15	33.44	21	9.64e-4	7.32e-8	13000	0.06	0.01	1
B p.b.	14.30-14.50					21.5															
3	17.50-17.95	30				37.6															
C	19.50-20.00		2.31	20.57		29.2	32	22.9	9.1	0.31	160	52.18	26.09	26.68	21						
D p.a.	24.50-24.90		2.61	19.39		25.9	30	21.3	8.68	0.47	170	97.73	48.87	42.86	21						
D p.b.	24.90-25.00					24.3				110	20										
4	27.00-27.45	34				26.7															

**Tabella IX – S\_1 e S\_2 - 2017- Risultati prove di laboratorio**

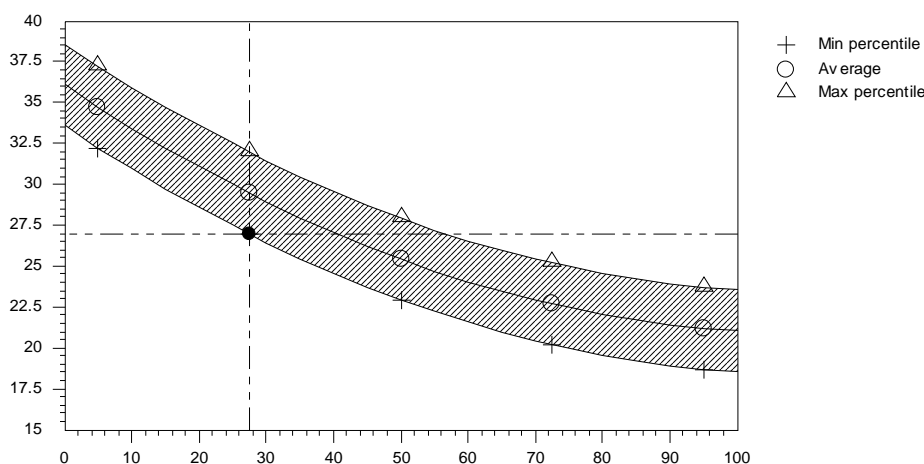
Tipo di prova	sondaggio	S1	S1	S1	S1	S1	S1
	indisturbato						
	rimaneggiato	CR1	CR2	CR3	CR4	CR5	CR6
	profondità	3,00-3,45	4,50-4,95	6,00-6,45	9,00-9,45	12,00-12,45	15,00-15,45
Classificazione geotecnica		sabbia limosa marrone	sabbia grigia con raro limo	sabbia grigia con raro limo	sabbia limosa grigia	sabbia grigia con raro limo	sabbia limosa grigia
Pocket Penetrometer	P.P. kPa	---	---	---	---	---	---
Torvane	Torv. kPa	---	---	---	---	---	---
Contenuto naturale d'acqua	(w %)	---	---	---	---	---	---
Peso dell'unità di volume	( $\gamma$ kN/m <sup>3</sup> )	---	---	---	---	---	---
Peso di volume secco	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	---	---	---	---	---	---
Peso specifico dei grani	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	26,66	26,80	26,70	26,52	26,49	26,80
Porosità totale	( $n$ %)	---	---	---	---	---	---
Contenuto di Sostanza Organica	(SO %)	---	---	---	---	---	---
Limiti di Atterberg	WL %	---	---	---	---	---	---
	WP %	---	---	---	---	---	---
	IP %	---	---	---	---	---	---
Analisi granulometrica con vagliatura	ciottoli %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ghiaia %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,38	0,07
	sabbia %	78,41	95,63	64,34	83,53	96,14	81,31
	limo %	21,59	4,37	5,66	16,47	3,48	18,62
	argilla %						
Prova di compressione semplice	Def. %	---	---	---	---	---	---
	kPa	---	---	---	---	---	---
Prova triassiale UU	cu kPa	---	---	---	---	---	---
		---	---	---	---	---	---
Prova triassiale CU	$\phi'$ °	---	---	---	---	---	---
	c' kPa	---	---	---	---	---	---
Prova triassiale CD	$\phi'$ °	---	---	---	---	---	---
	c' kPa	---	---	---	---	---	---
Prova taglio diretto CD	$\phi'$ °	37,5	40,1	28,9	38,5	38,4	---
	c' kPa	8	10	12	9	12	---
Prova di compressione edometrica	$\sigma$ kPa	---	---	---	---	---	---
	$c_v$ m <sup>2</sup> /sec	---	---	---	---	---	---
	$k_{ED}$ m/sec	---	---	---	---	---	---

Tipo di prova	sondaggio	S2	S2	S2	S2	S2	S2
	indisturbato	A				B	
	rimaneggiato		CR1	CR2	CR3		CR4
	profondità	3,00-3,60	6,00-6,45	9,00-9,45	12,00-12,45	15,00-15,60	18,00-18,45
Classificazione geotecnica		limo argilloso grigio con rara sabbia compatto	sabbia con limo debolmente argilloso grigio con elementi litoidi minuti	sabbia limosa grigia	sabbia limosa grigia	limo debolmente argilloso grigio con punti sabbiosi	limo debolmente argilloso grigio con poca sabbia
Pocket Penetrometer	P.P. kPa	>588	---	---	---	108-157	---
Torvane	Torv. kPa	---	---	---	---	18-25	---
Contenuto naturale d'acqua	(w %)	17,3	---	---	---	25,2	---
Peso dell'unità di volume	( $\gamma$ kN/m <sup>3</sup> )	20,78	---	---	---	19,99	---
Peso di volume secco	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	---	---	---	---	---	---
Peso specifico dei grani	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	26,78	25,25	26,80	26,69	26,89	26,80
Porosità totale	( $n$ %)	---	---	---	---	---	---
Contenuto di Sostanza Organica	(SO %)	---	---	---	---	---	---
Limiti di Atterberg	WL %	35	---	---	---	34	---
	WP %	20	---	---	---	22	---
	IP %	15	---	---	---	12	---
Analisi granulometrica con vagliatura	ciottoli %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	ghiaia %	0,36	6,17	0,00	0,00	0,00	0,00
	sabbia %	5,77	46,03	58,22	78,69	1,95	6,98
	limo %	52,06	30,45	41,78	21,31	71,63	64,55
	argilla %	41,80	17,36			26,42	28,46
Prova di compressione semplice	Def. %	15,96-12,72	---	---	---	8,98-8,60	---
	kPa	122,0-110,6	---	---	---	113,6-104,7	---
Prova triassiale UU	cu kPa	---	---	---	---	60,3	---
		---	---	---	---	---	---
Prova triassiale CU	$\phi'$ °	---	---	---	---	27,7	---
	c' kPa	---	---	---	---	15	---
Prova triassiale CD	$\phi'$ °	29,2	---	---	---	---	---
	c' kPa	50	---	---	---	---	---
Prova taglio diretto CD	$\phi'$ °	---	29,4	34	36,2	---	28,0
	c' kPa	---	26	6	15	---	8
Prova di compressione edometrica	$\sigma$ kPa	200	---	---	---	200	---
	$c_v$ m <sup>2</sup> /sec	7,15E-08	---	---	---	1,38E-07	---
	$k_{ED}$ m/sec	8,72E-10	---	---	---	2,42E-10	---



Tipo di prova	sondaggio	S2	S2	S2	S2	PE1	
	indisturbato	C		D			
	rimaneggiato		CR5		CR6	CR1	
	profondità	21,00-21,60	24,80-25,00	27,00-27,60	29,70-30,00	0,50-1,00	
Classificazione geotecnica		argilla limosa grigia con venature più scuri debolmente organiche	limo argilloso grigio	sabbia debolmente limosa grigia	sabbia frammista a limo debolmente argilloso grigio	limo debolmente argilloso marrone con sabbia e rari elementi di ghiaia minuti	
Pocket Penetrometer	P.P. kPa	127,265	---	---	---	---	
Torvane	Torv. kPa	35-55	---	---	---	---	
Contenuto naturale d'acqua	(w %)	30,8	---	27,7	---	---	
Peso dell'unità di volume	( $\gamma$ kN/m <sup>3</sup> )	20,25	---	18,00	---	---	
Peso di volume secco	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	---	---	---	---	---	
Peso specifico dei grani	( $\gamma_s$ kN/m <sup>3</sup> )	26,38	26,97	27,06	26,87	26,39	
Porosità totale	(n <sub>t</sub> %)	---	---	---	---	---	
Consumo iniziale di calce	(CIC %)	---	---	---	---	1,5	
Limiti di Atterberg	WL %	48	---	NE	---	26	
	WP %	25	---	---	---	19	
	IP %	23	---	NP	---	7	
Analisi granulometrica con vagliatura	ciottoli %	0,00	0,00	0,00	0,00	---	
	ghiaia %	0,00	0,00	0,00	0,39	---	
	sabbia %	0,52	0,92	88,23	54,56	---	
	limo %	28,97		9,20	31,86	---	
	argilla %	70,50	99,08	2,57	13,20	---	
Prova di compressione semplice	Def. %	16,16-13,21	---	---	---	---	
	kPa	216,9-213,3	---	---	---	---	
Prova triassiale UU	cu kPa	---	---	---	---	---	
Prova triassiale CU	$\phi'$ °	---	---	---	---	---	
	c' kPa	---	---	---	---	---	
Prova triassiale CD	$\phi'$ °	28,2	---	---	---	---	
	c' kPa	10	---	---	---	---	
Prova taglio diretto CD	$\phi'$ °	---	---	36,0	33,5	---	
	c' kPa	---	---	12	22	---	
Prova di compressione edometrica	$\sigma$ kPa	---	---	---	---	---	
	c <sub>v</sub> m <sup>2</sup> /sec	---	---	---	---	---	
	k <sub>ED</sub> m/sec	---	---	---	---	---	

Per la valutazione delle caratteristiche di resistenza dei terreni a grana fine in condizioni drenate è possibile, noto l'indice di plasticità, stimare l'angolo di attrito a volume costante utilizzando il grafico riportato nella figura seguente. La determinazione degli angoli di attrito di progetto è stata in ogni caso condotta scegliendo valori conservativi.



**Figura 7 - Angolo di attrito a volume costante in funzione dell'indice di plasticità (terreni coesivi)**

#### 4.9 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE CPT

Le restituzioni delle prove penetrometriche statiche campagna 2017 (valori della resistenza alla punta  $q_c$ ) sono state elaborate attraverso l'uso di note correlazioni di bibliografia. Si adotta il metodo interpretativo proposto da P.K. Robertson et al. (1990 e succ. aggiornamenti) che consente di ottenere un'accurata investigazione della natura dei terreni attraversati tramite la definizione dei seguenti parametri adimensionali:

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0}) / p_{atm}] / (p_{atm} / \sigma'_{v0})^n \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

$$F_r (\%) = [f_s / (q_t - \sigma_{v0})] \times 100 \quad \text{rapporto di frizione normalizzato}$$

dove

- $q_t$  resistenza alla punta del penetrometro statico, valutata come  $q_c + u_2 (1-a)$ , dove  $u_2$  è la sovrappressione neutra misurata durante l'esecuzione della prova e  $a$  è un coefficiente adimensionale che dipende dalle caratteristiche della punta del penetrometro (nel caso in esame  $a = 0.66$ );
- $f_s$  resistenza di attrito laterale misurata nella prova penetrometrica statica;

- $n$  fattore variabile da 0.5 (sabbie pulite) a 1 (terreni argillosi);
- $\sigma_{v0}$  tensione litostatica verticale totale;
- $\sigma'_{v0}$  tensione litostatica verticale efficace;
- $p_{atm}$  pressione atmosferica.

L'esponente  $n$  della resistenza di punta normalizzata viene valutato con la seguente procedura.

Si assume inizialmente  $n = 1$  e si calcolano la resistenza di punta normalizzata  $Q_{t,n=1}$  e il relativo indice di comportamento del terreno  $I_c$ :

$$I_c = [(\log Q_{t,n=1} - 3.47)^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0.5}$$

Se risulta  $I_{c,n=1} > 2.6$ , il valore  $n = 1$  viene confermato. Se invece  $I_{c,n=1} < 2.6$  l'esponente  $n$  viene calcolato con la seguente equazione:

$$n = 0.381 \cdot I_{c,n=1} + 0.05(\sigma'_{v0} / p_{atm}) - 0.15 \geq 0.5$$

e si aggiornano i valori di  $Q_m$  e  $I_c$ .

Si riportano nella tabella seguente le classi di appartenenza dei terreni in funzione dell'indice  $I_c$ .

Zone	Soil Behavior Type	$I_c$
1	Sensitive, fine grained	N/A
2	Organic soils – clay	> 3.6
3	Clays – silty clay to clay	2.95 – 3.6
4	Silt mixtures – clayey silt to silty clay	2.60 – 2.95
5	Sand mixtures – silty sand to sandy silt	2.05 – 2.6
6	Sands – clean sand to silty sand	1.31 – 2.05
7	Gravelly sand to dense sand	< 1.31
8	Very stiff sand to clayey sand*	N/A
9	Very stiff, fine grained*	N/A

\* Heavily overconsolidated or cemented

**Tabella X – Indice di classificazione  $I_c$  (Robertson, 1990)**

Le seguenti figure illustrano l'interpretazione delle classi di terreno con il metodo proposto da Robertson, per le prove penetrometriche statiche ubicate in corrispondenza delle opere in progetto.

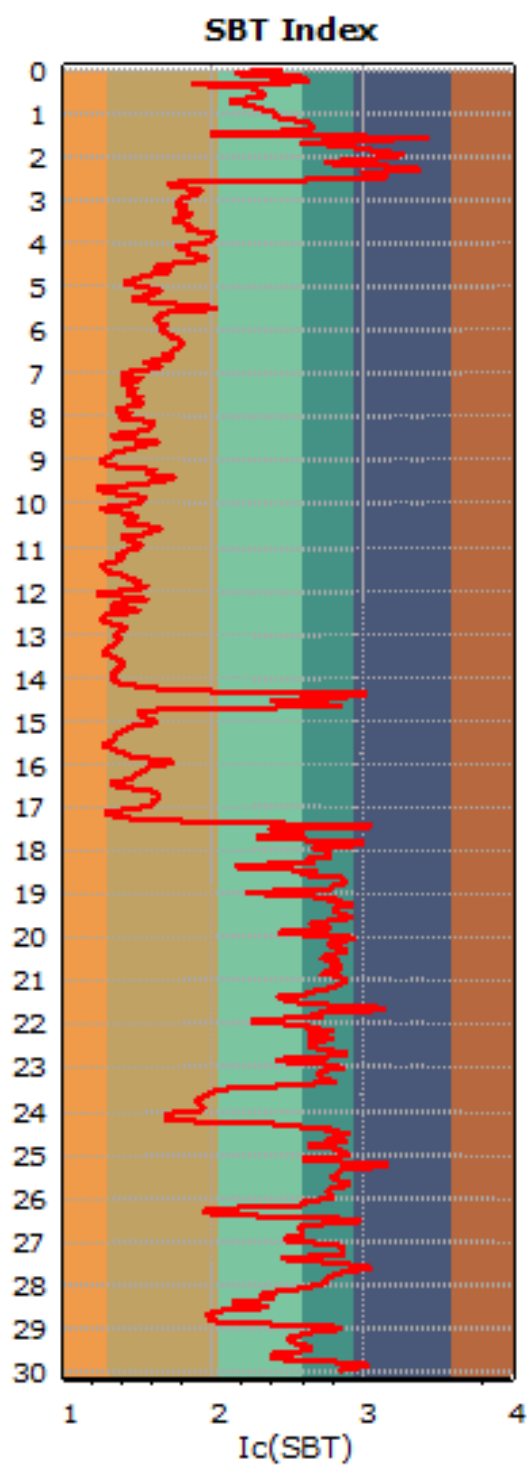
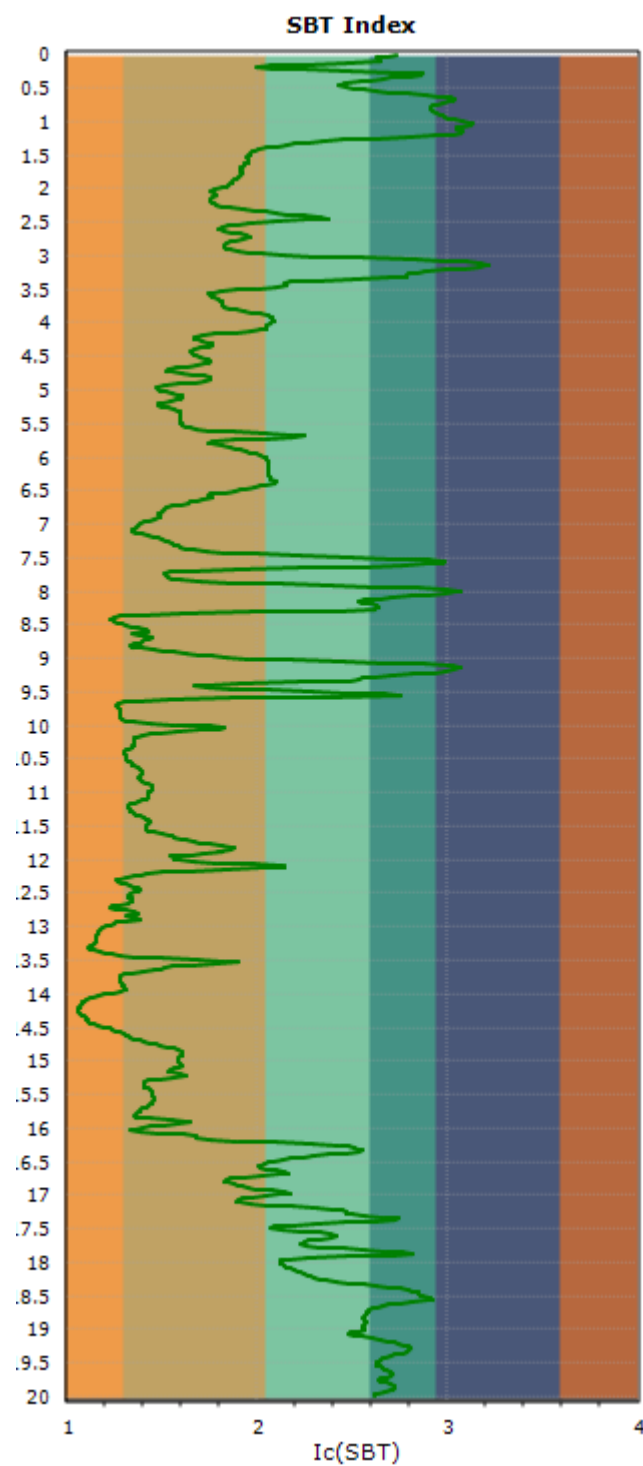
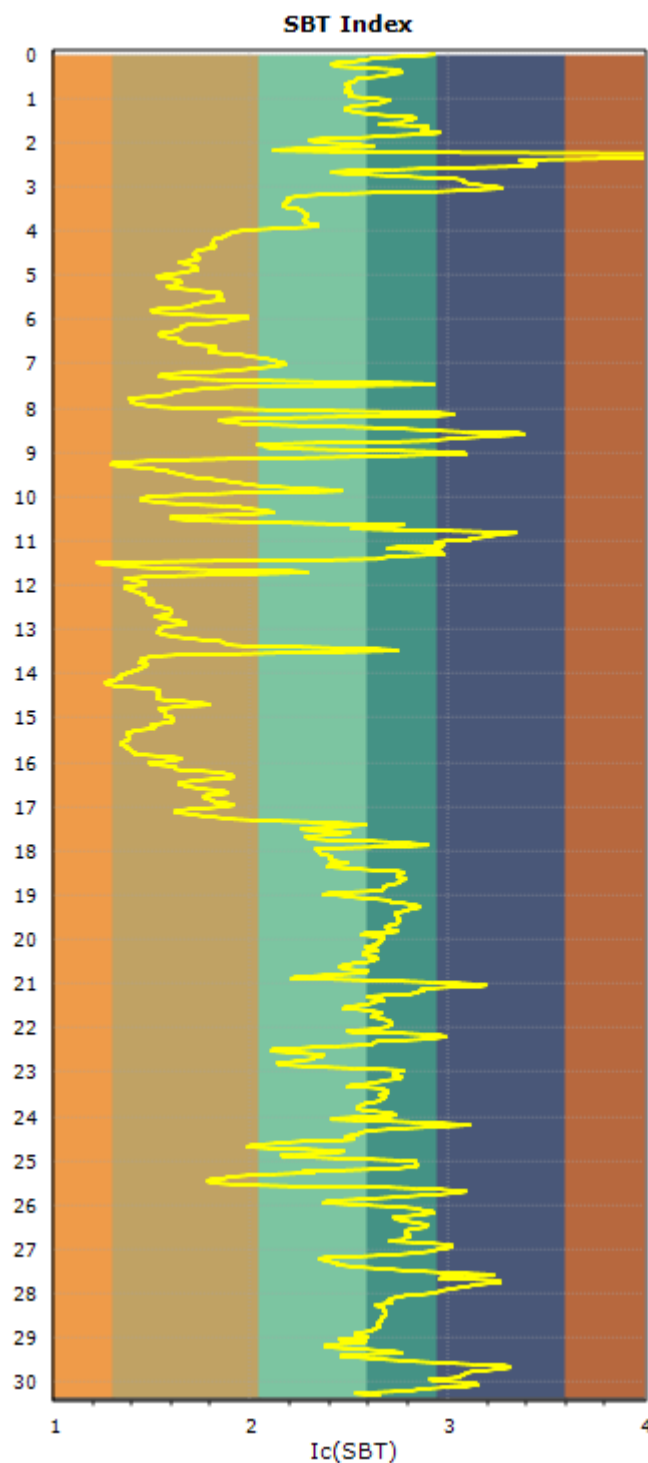


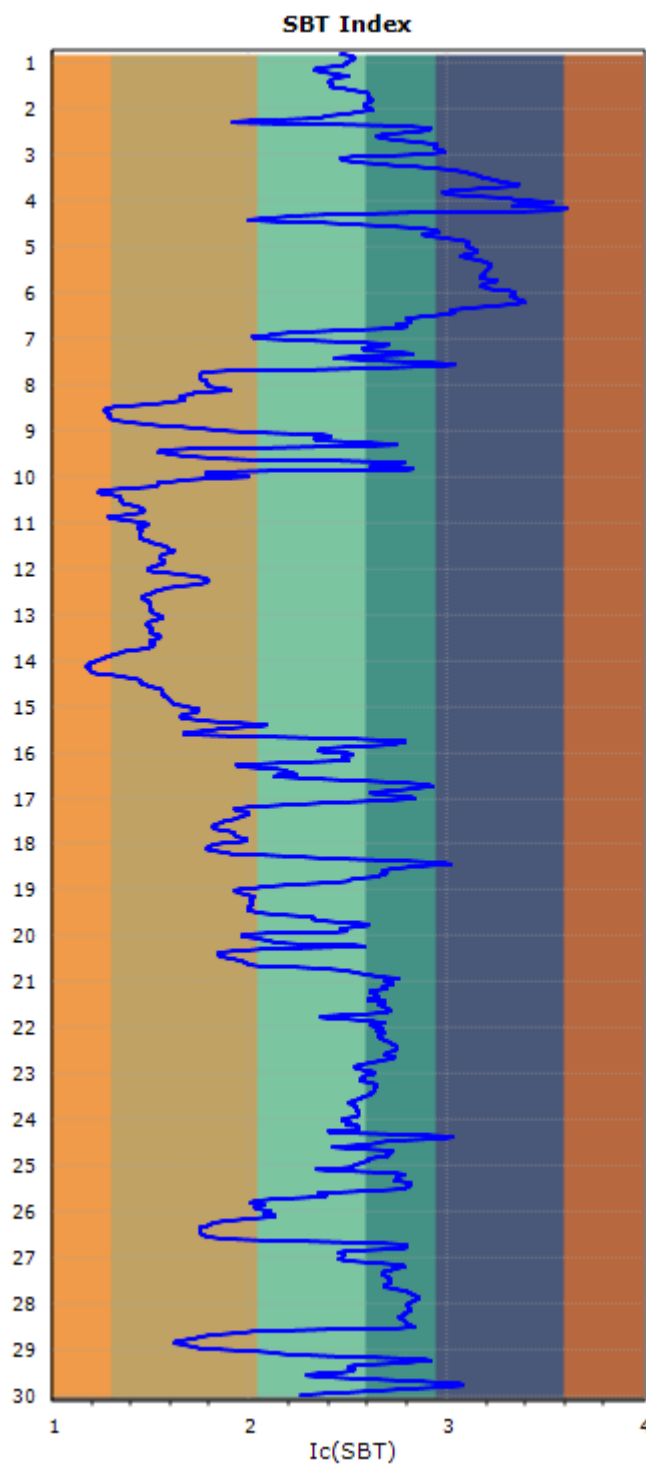
Figura 8 – CPTU\_1 (2017)– Classi terreno (Robertson)



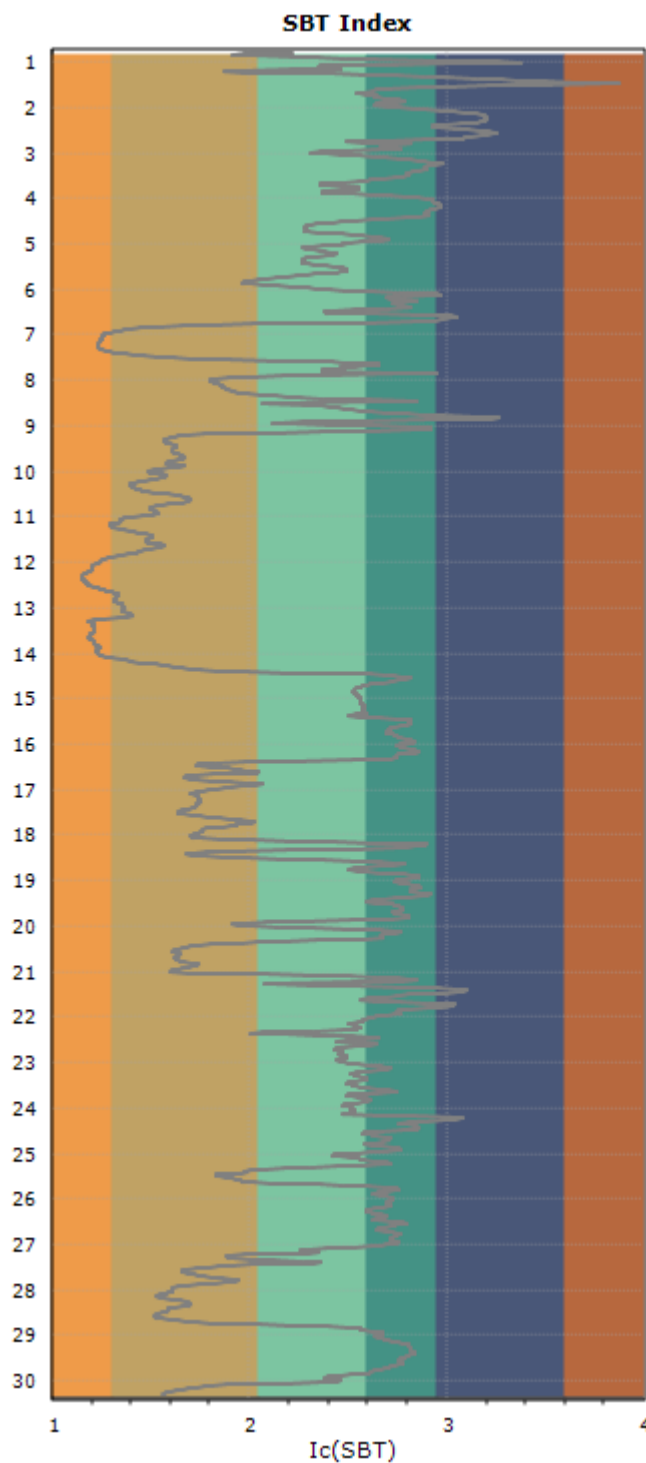
**Figura 9 – CPTU\_3 (2017)– Classi terreno (Robertson)**



**Figura 10 – SCPTU\_1 (2017)– Classi terreno (Robertson)**



**Figura 11 – CPTU\_2 (2017)– Classi terreno (Robertson)**



**Figura 12 – SCPTU\_2 (2017)– Classi terreno (Robertson)**



#### 4.9.1 Densità relativa

La densità relativa dei terreni incoerenti è stata determinata a partire dai valori della resistenza alla punta del penetrometro statico  $q_c$  con la seguente espressione proposta da Baldi et al. (1986), valida per terreni sabbiosi normalconsolidati:

$$D_r(\%) = \frac{1}{2.41} \cdot \ln \frac{q_c}{157 \cdot (\sigma'_{v0})^{0.55}}$$

dove la resistenza alla punta  $q_c$  e la tensione litostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  sono espresse in kPa.

#### 4.9.2 Parametri di resistenza

##### 4.9.2.1 TERRENI COESIVI

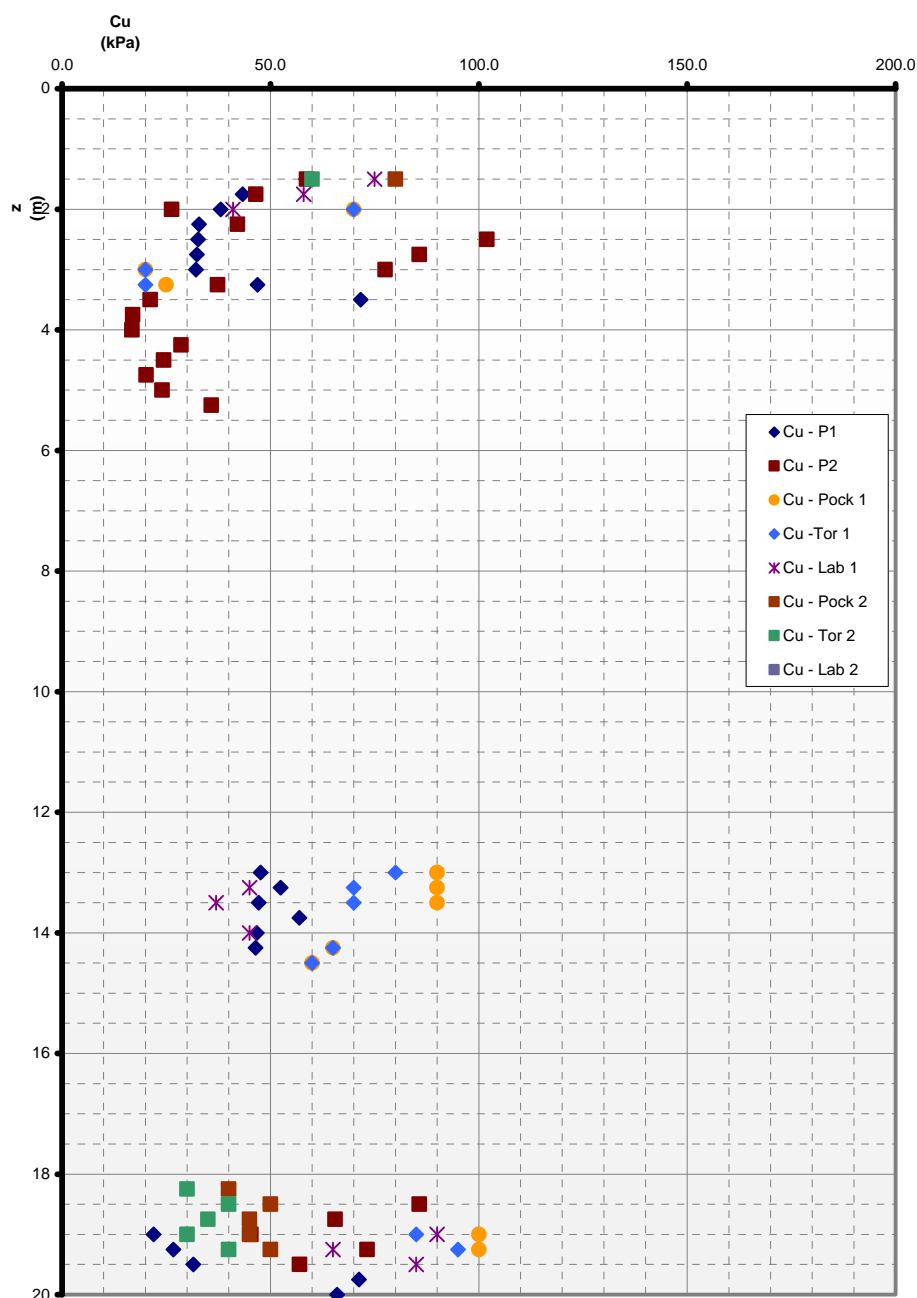
Per la determinazione della resistenza al taglio non drenata  $c_u$  delle terre a grana fine è stata utilizzata la seguente espressione proposta da Baligh et al. (1980):

$$c_u = \frac{q_t - \sigma'_v}{N_{kt}}$$

dove

- $\sigma_{v0}$  tensione litostatica verticale totale;
- $N_{kt}$  fattore di capacità portante che, in funzione della plasticità del terreno, può variare tra 10 e 15 per le argille normalconsolidate e tra 15 e 25 per le argille sovraconsolidate; nel caso in esame è stato cautelativamente assunto un valore di 20.
- $q_t$  resistenza alla punta normalizzata.

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.



**Figura 13 – P1\_1.09-P2\_1.09 (1998)– Coesione non drenata (Baligh 1980)**

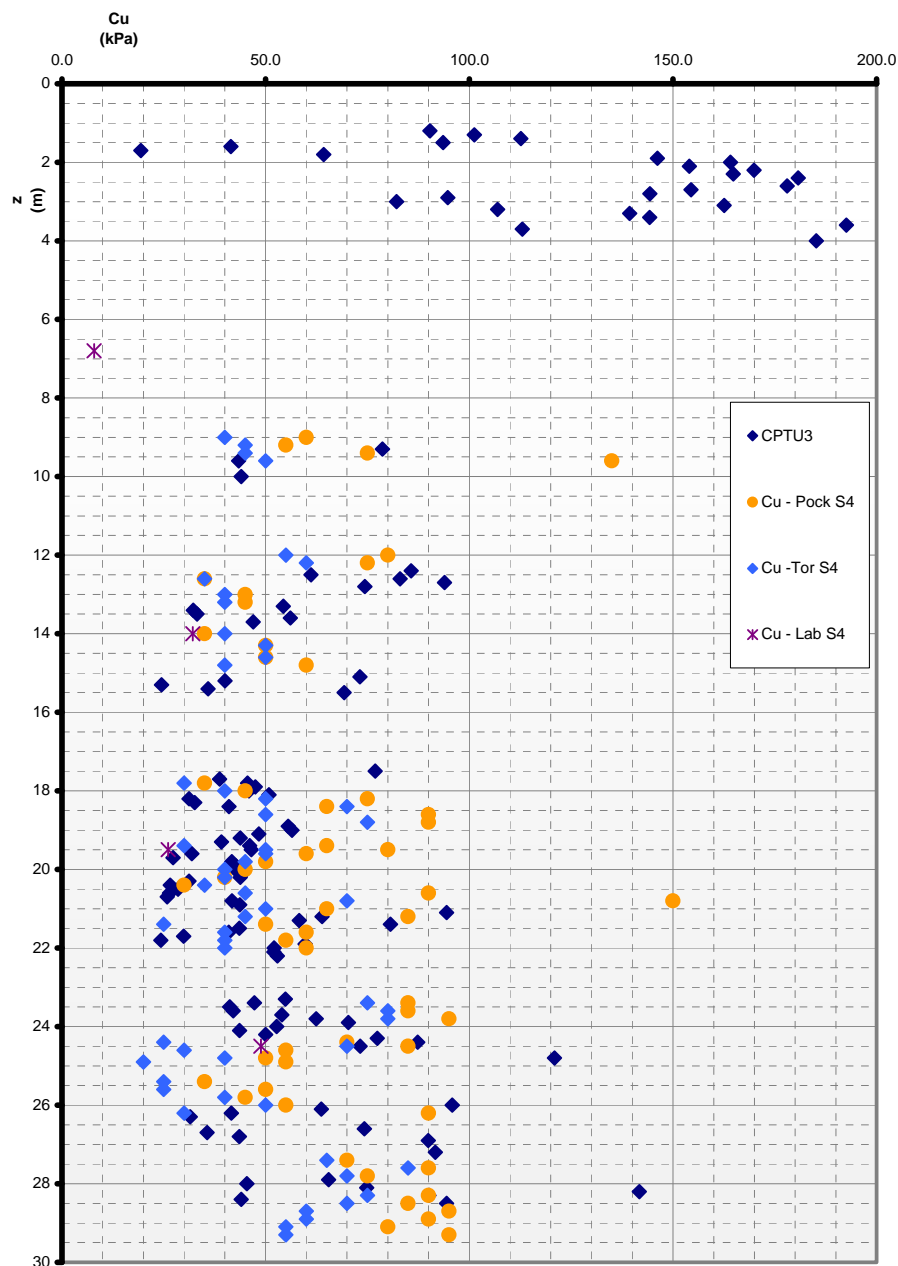
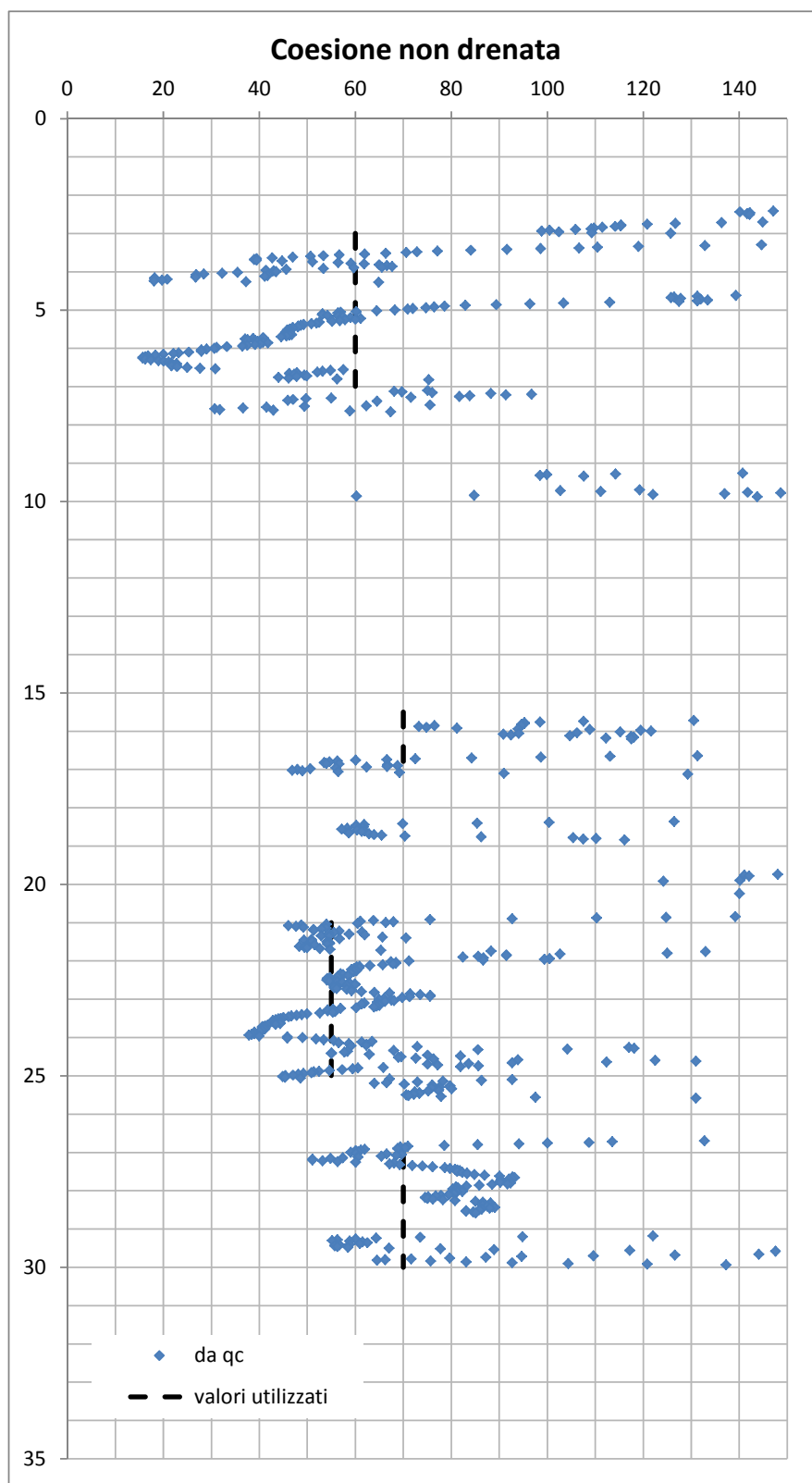
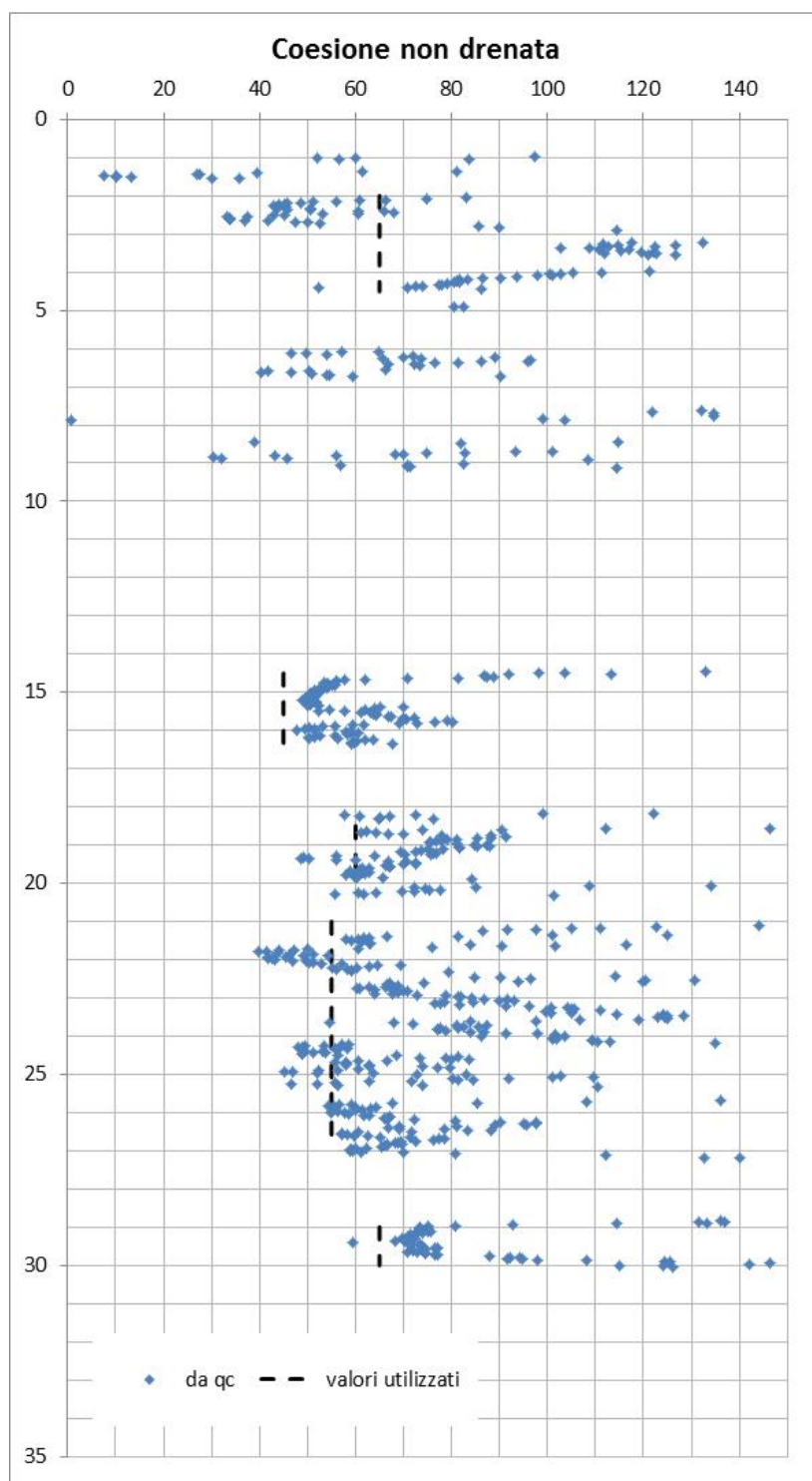


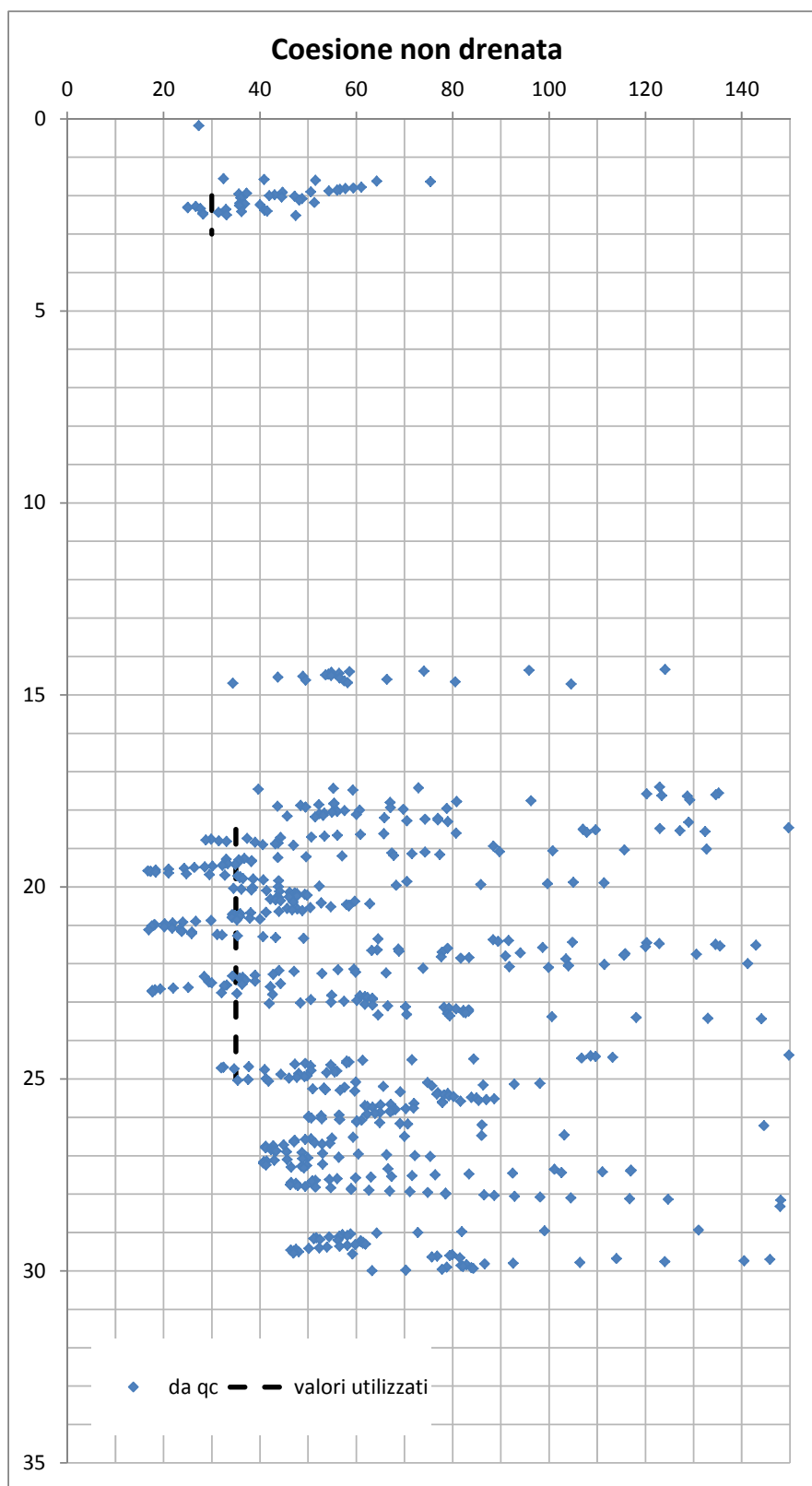
Figura 14 – CPTU3\_1.09 (2006)– Coesione non drenata (Baligh 1980)



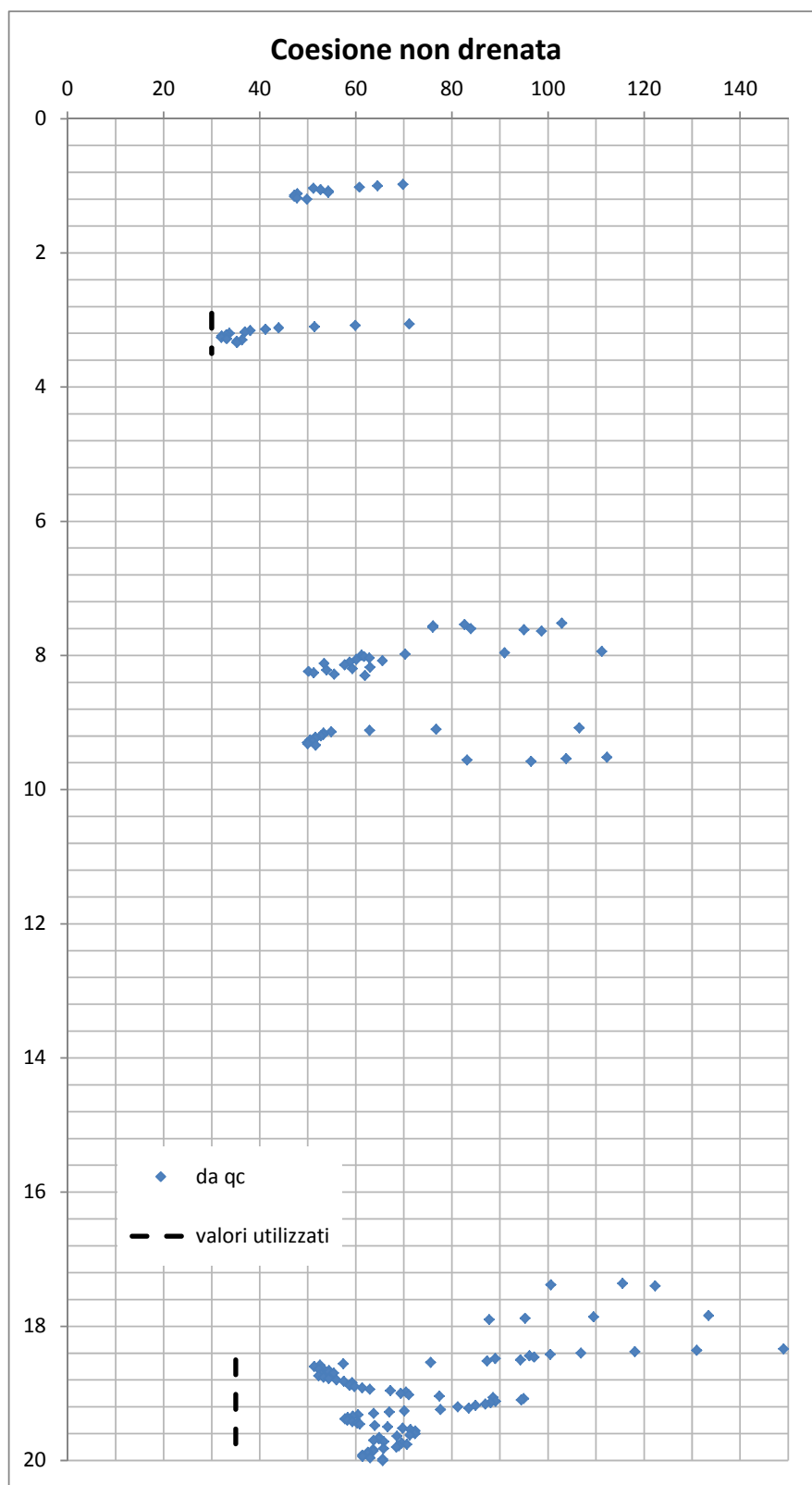
**Figura 15 – CPTU\_2 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)**



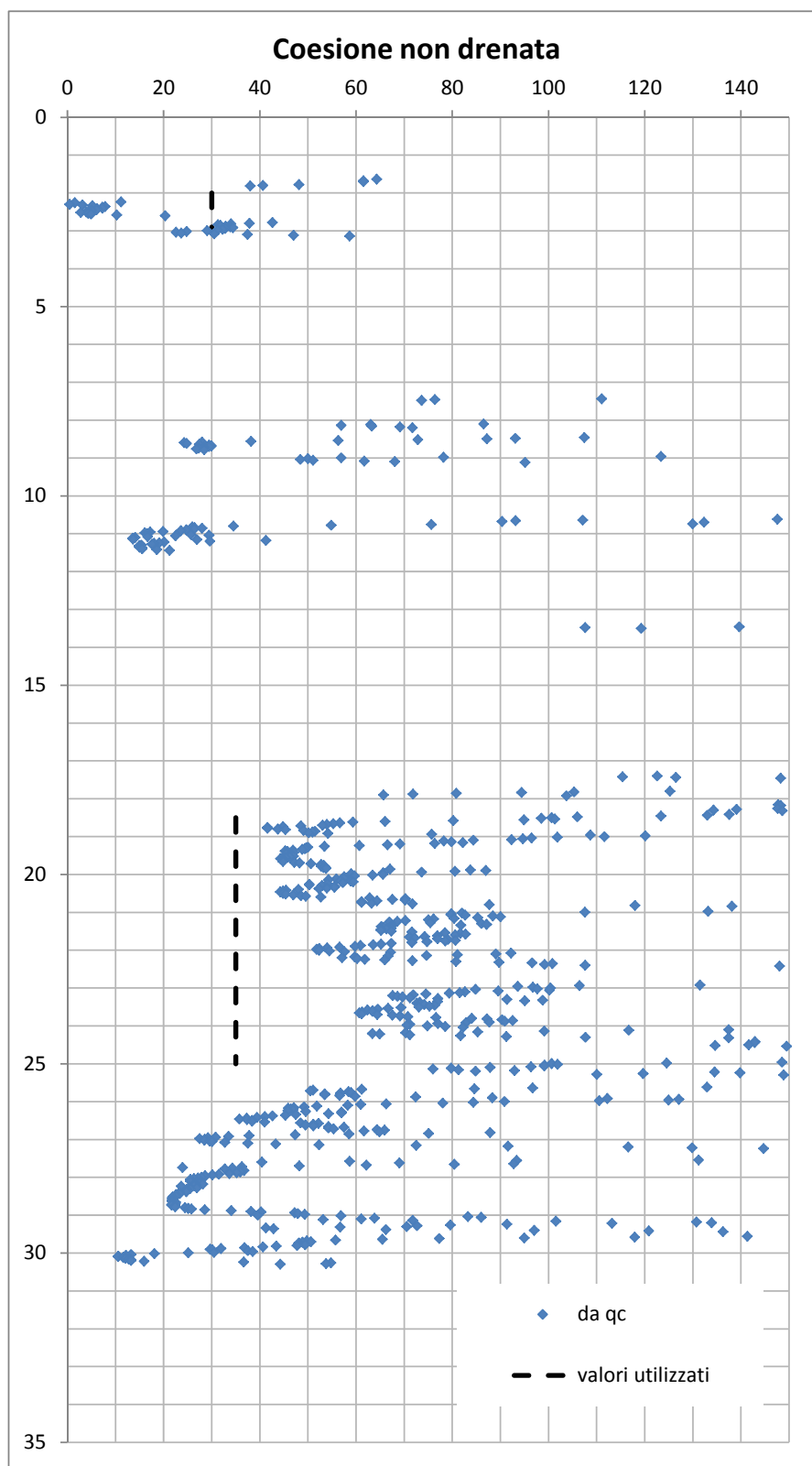
**Figura 16 – SCPTU\_2 (2017) – Coesione non drenata (Baligh 1980)**



**Figura 17 – CPTU\_1 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)**



**Figura 18 – CPTU\_3 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)**



**Figura 19 – SCPTU\_1 (2017)– Coesione non drenata (Baligh 1980)**



#### 4.9.2.2 TERRENI INCOERENTI

Per i terreni di natura incoerente è stato possibile determinare l'angolo di resisitenza al taglio di picco a partire dai valori della resistenza al punta del penetrometro statico  $q_c$ , utilizzando le seguenti correlazioni:

*Durgunoglu – Mitchell (1983)*

$$\varphi' = 14.4 + 4.8 \cdot \ln(q_c) - 4.5 \cdot \ln(\sigma'_{v0})$$

dove la resistenza alla punta  $q_c$  e la tensione litostatica verticale efficace  $\sigma'_{v0}$  sono espresse in  $\text{kg/cm}^2$ .

*Caquot*

$$\varphi' = 9.8 + 4.96 \cdot \ln\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right)$$

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.

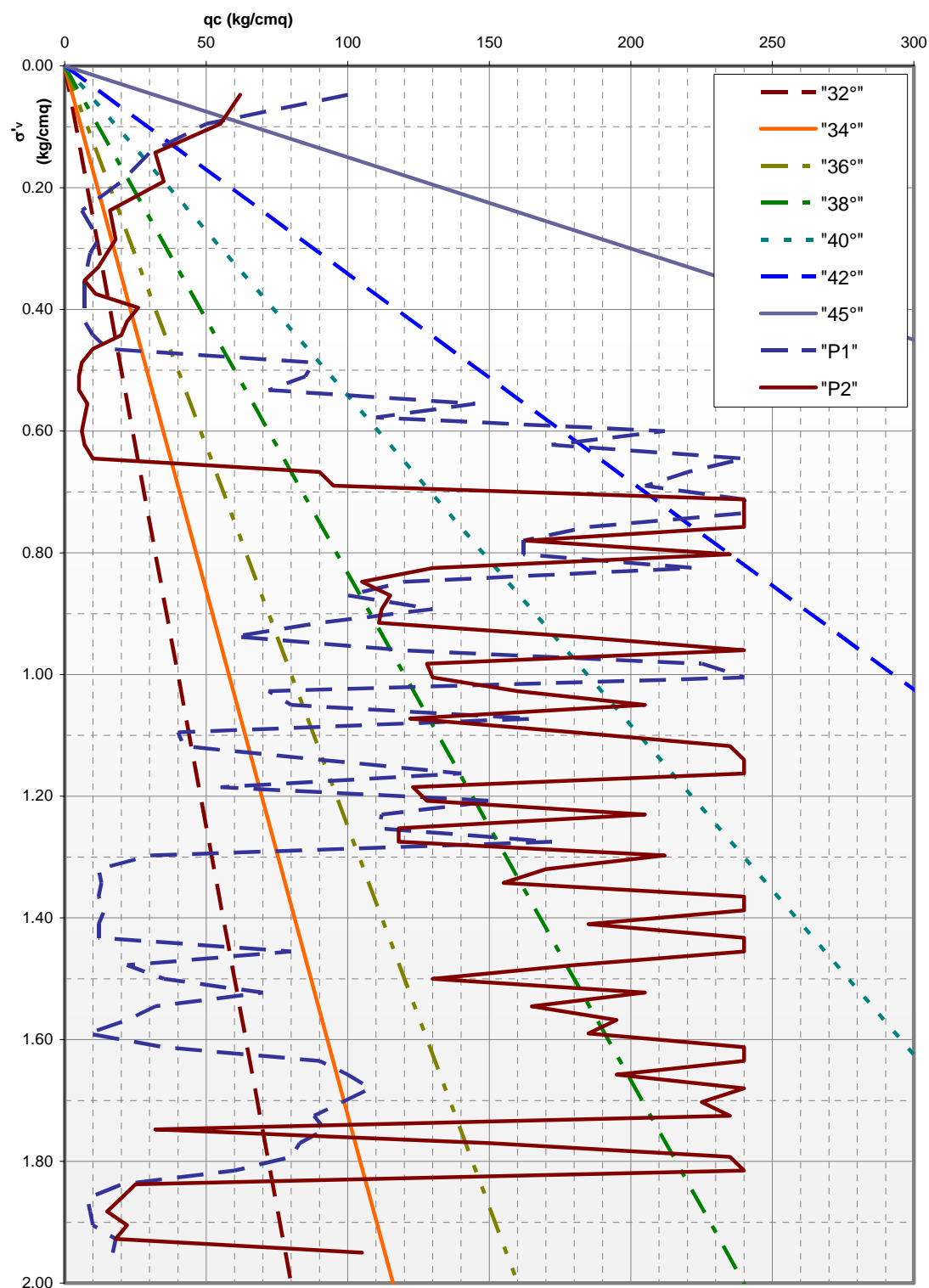


Figura 20 – P1\_1.09-P2\_1.09 (1998) – Angolo di resistenza al taglio

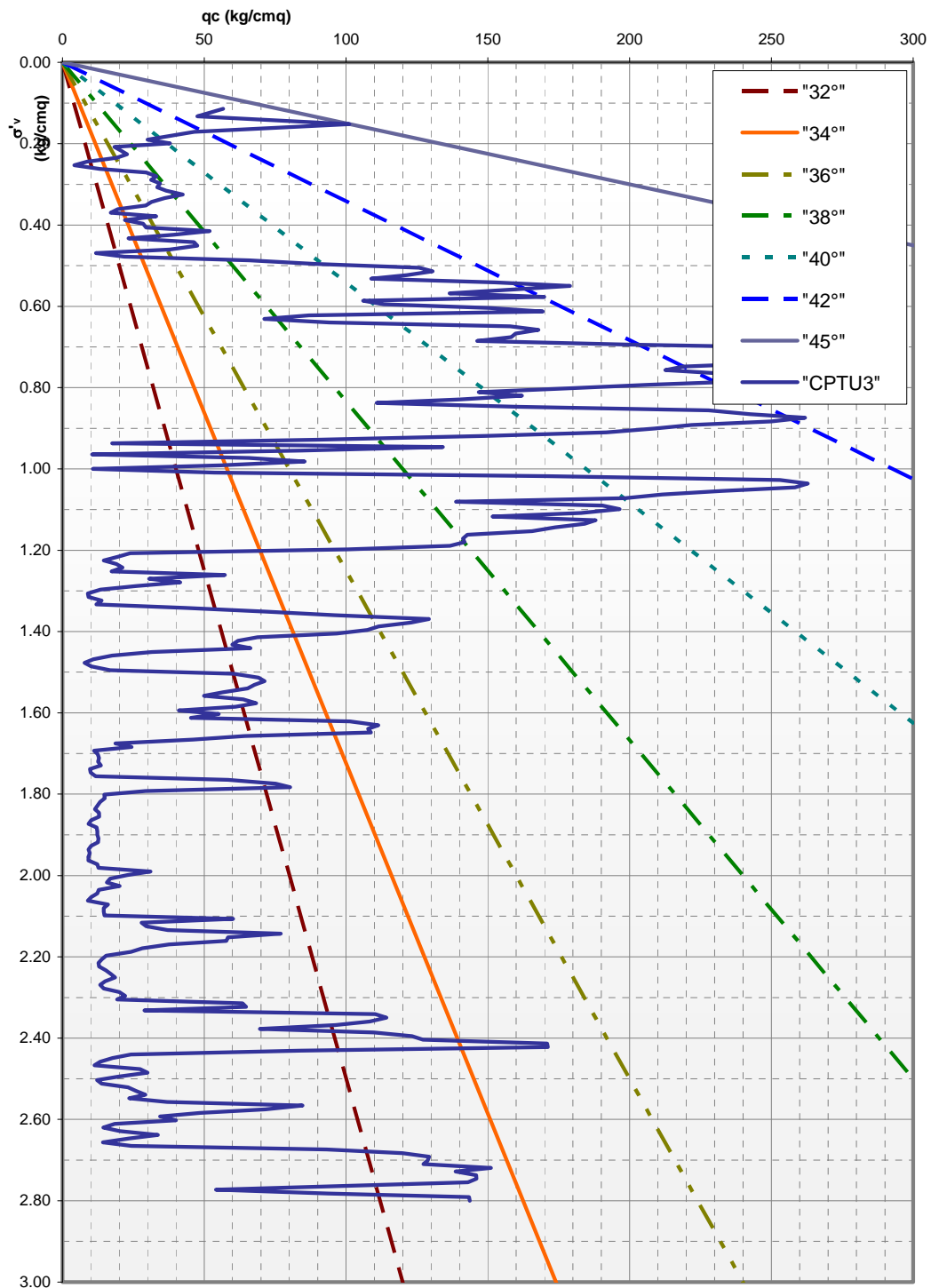
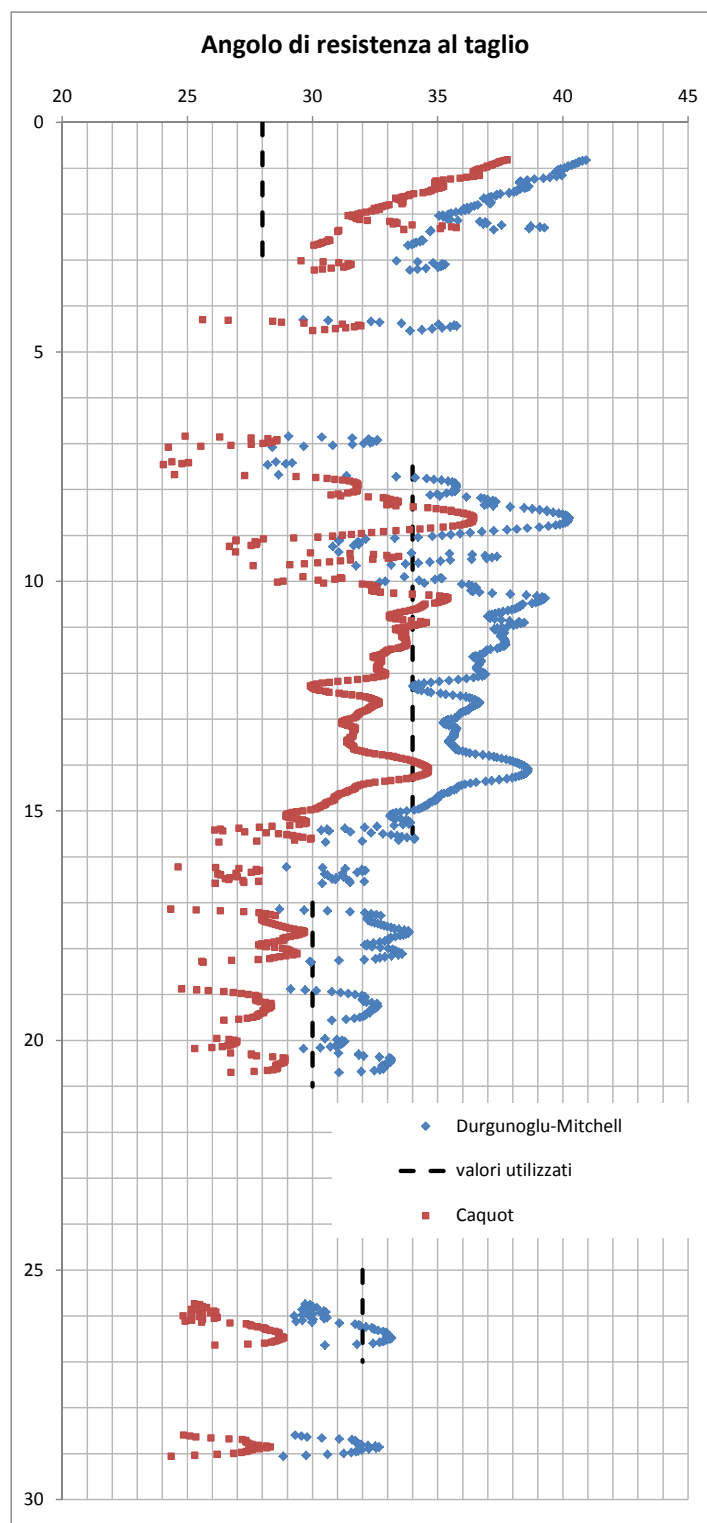
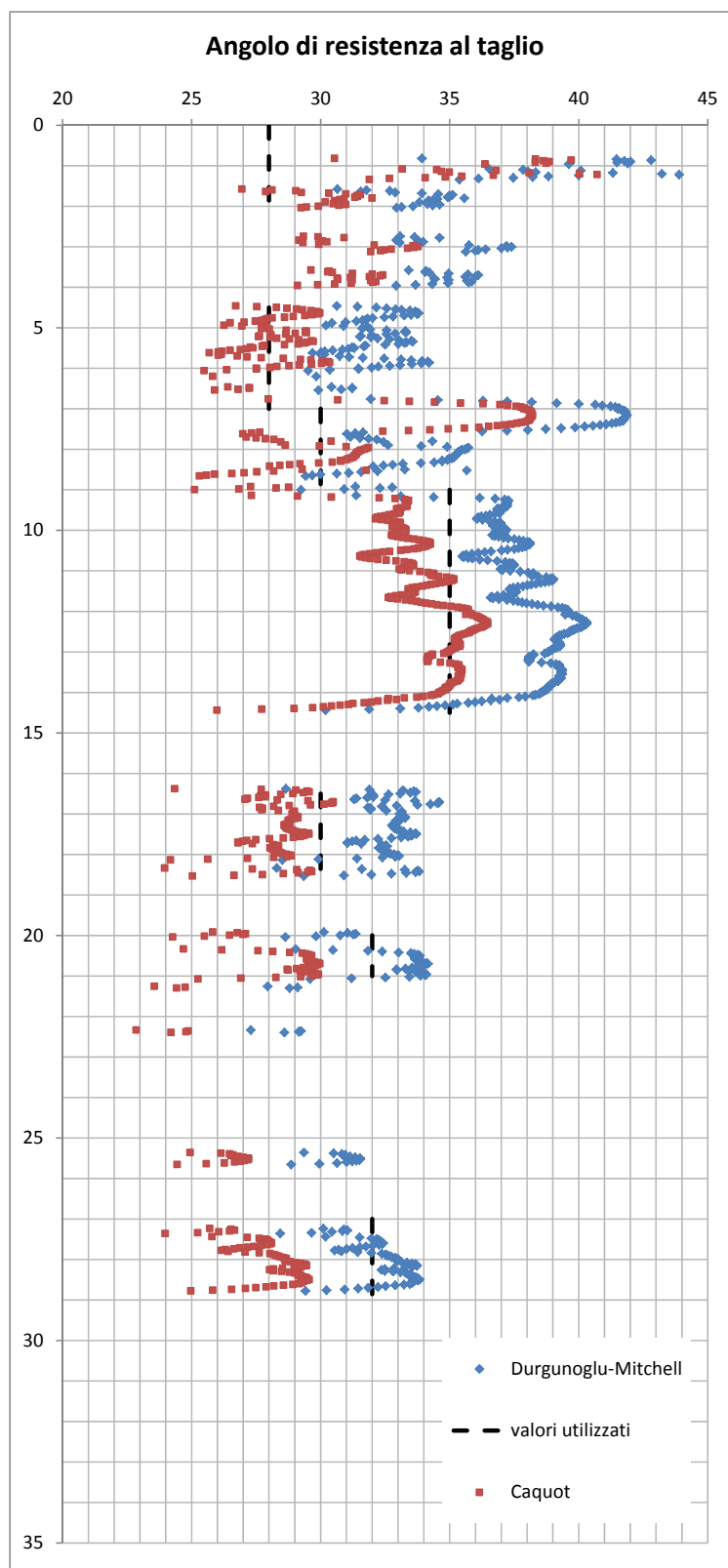


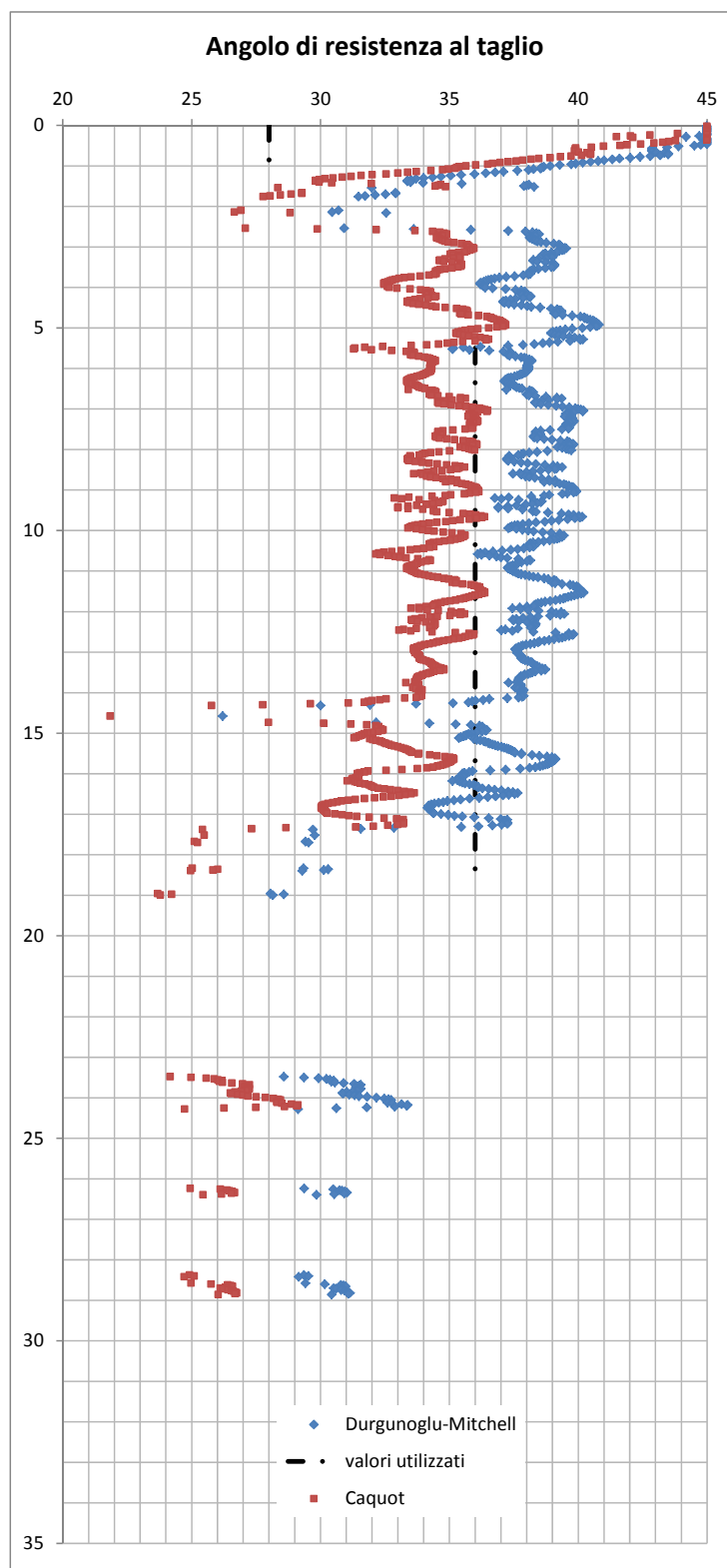
Figura 21 – CPTU3\_1.09 (2006) – Angolo di resistenza al taglio



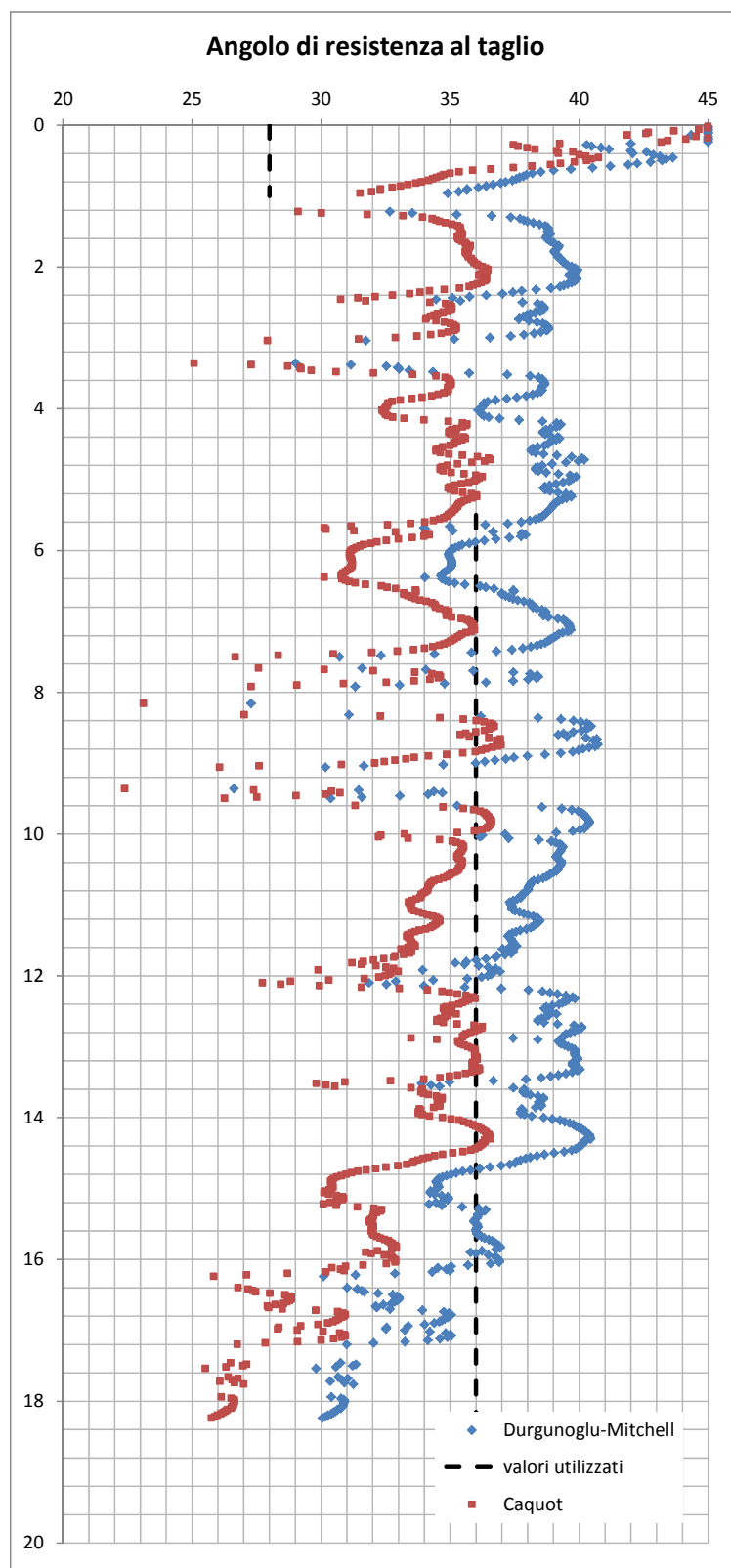
**Figura 22 – CPTU\_2 (2017)– Angolo di resistenza al taglio**



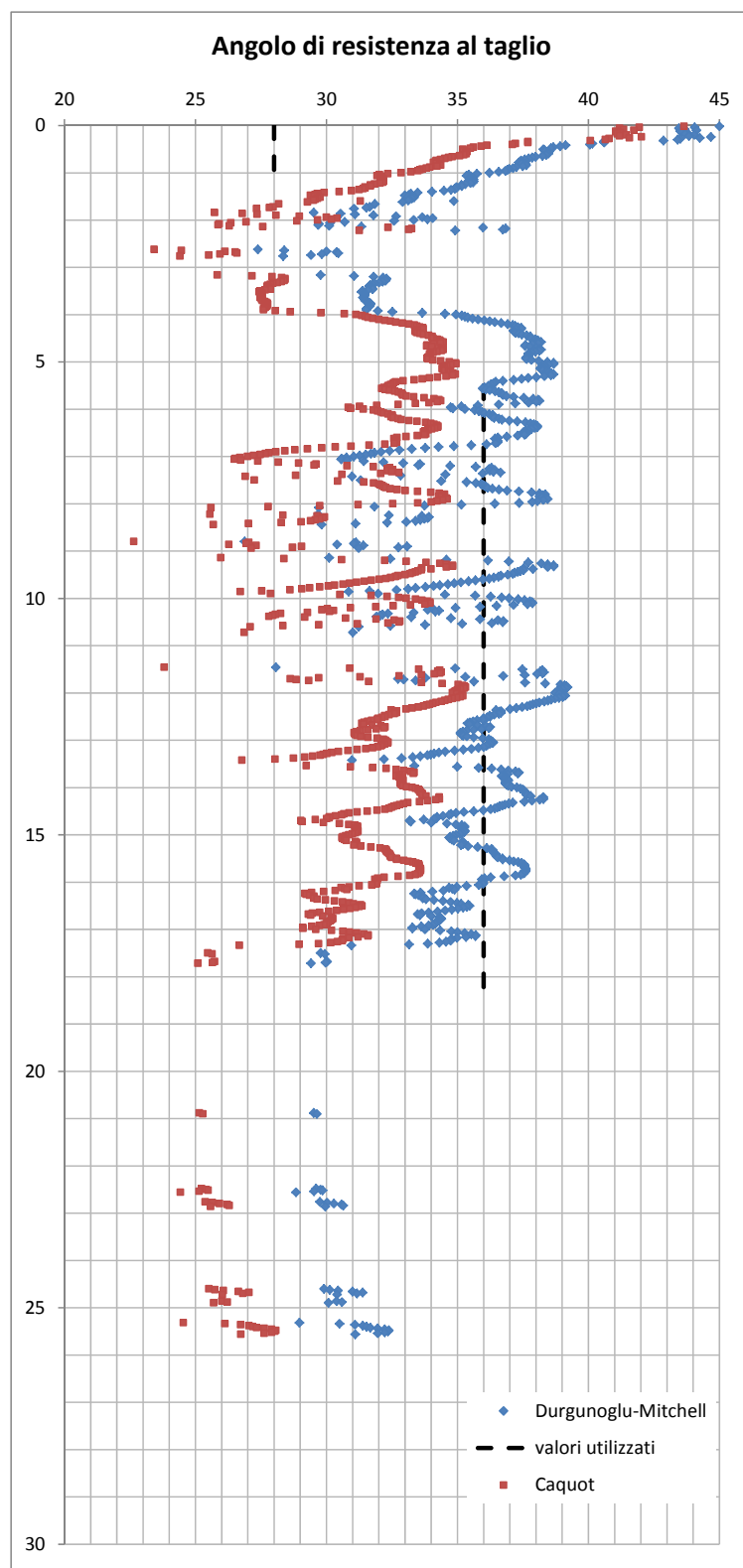
**Figura 23 – SCPTU\_2 (2017)– Angolo di resistenza al taglio**



**Figura 24 – CPTU\_1 (2017)– Angolo di resistenza al taglio**



**Figura 25 – CPTU\_3 (2017) – Angolo di resistenza al taglio**



**Figura 26 – SCPTU\_1 (2017)– Angolo di resistenza al taglio**



### 4.9.3 Parametri di deformabilità

#### 4.9.3.1 TERRENI COESIVI

Per i terreni a grana fine il modulo elastico confinato  $M$  è stato determinato con la correlazione di *Mitchell e Gardner* (1975) in funzione della resistenza alla punta  $q_c$  delle prove penetrometriche statiche:

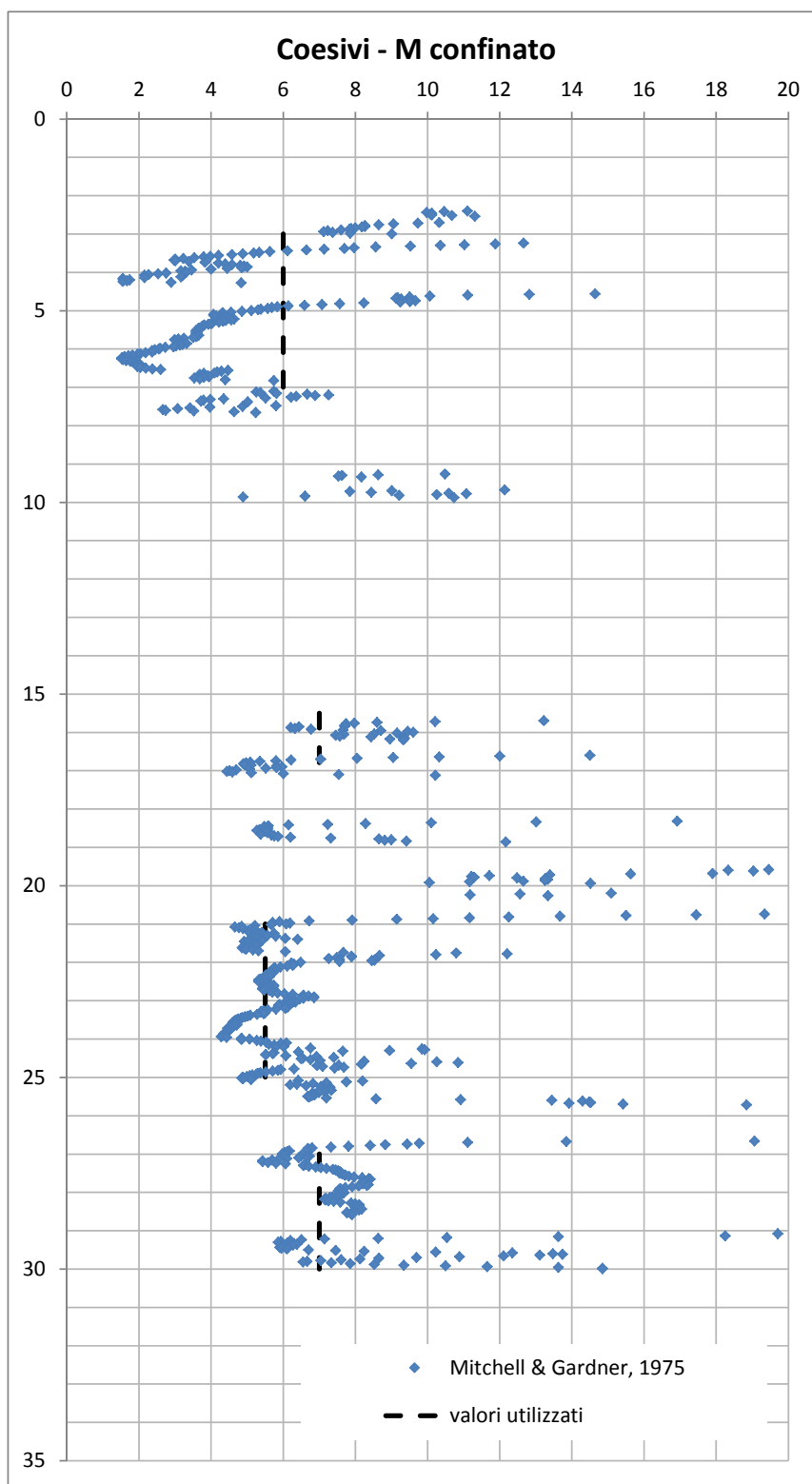
$$M = \alpha \cdot q_c$$

Il parametro  $\alpha$  assume valori diversi al variare di  $q_c$  e per differenti tipi di materiale coesivo, come riportato nella tabella seguente. Nel caso in esame, per argille di medio bassa plasticità con  $q_c < 2$  MPa, è stato utilizzato un valore di  $\alpha = 3.5 \div 4$ .

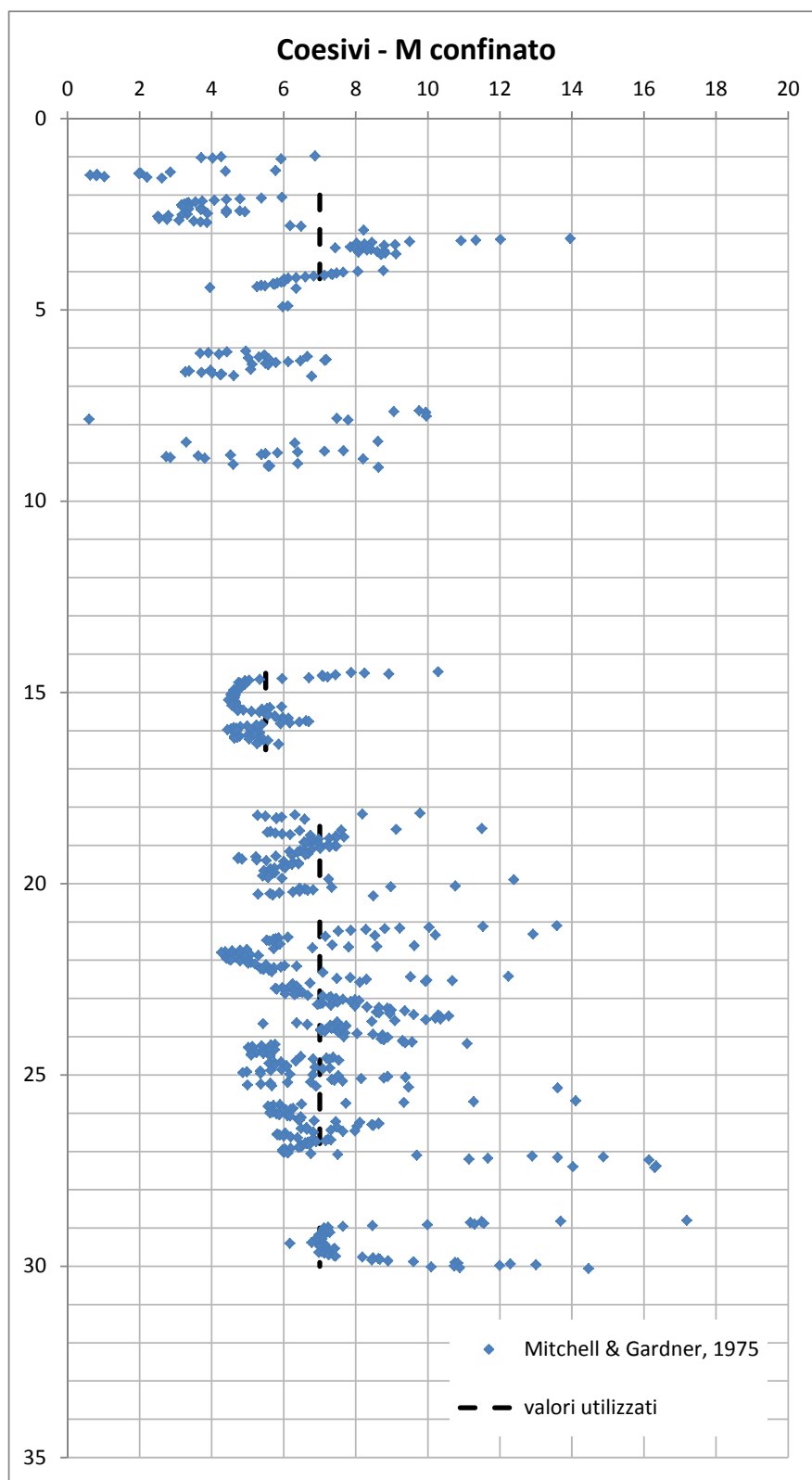
$M = \frac{1}{m_v} = \frac{2,3 \cdot (1+e) \cdot \sigma'_v}{C_c} = \alpha \cdot q_c$		
Argille di bassa plasticità (CL)	$q_c < 0,7$ MPa	$3 < \alpha < 8$
	$0,7 < q_c < 2,0$ MPa	$2 < \alpha < 5$
	$q_c > 2,0$ MPa	$1 < \alpha < 2,5$
Limi di bassa plasticità (ML)	$q_c < 2,0$ MPa	$3 < \alpha < 6$
	$q_c > 2,0$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

\*w = contenuto in acqua (%)

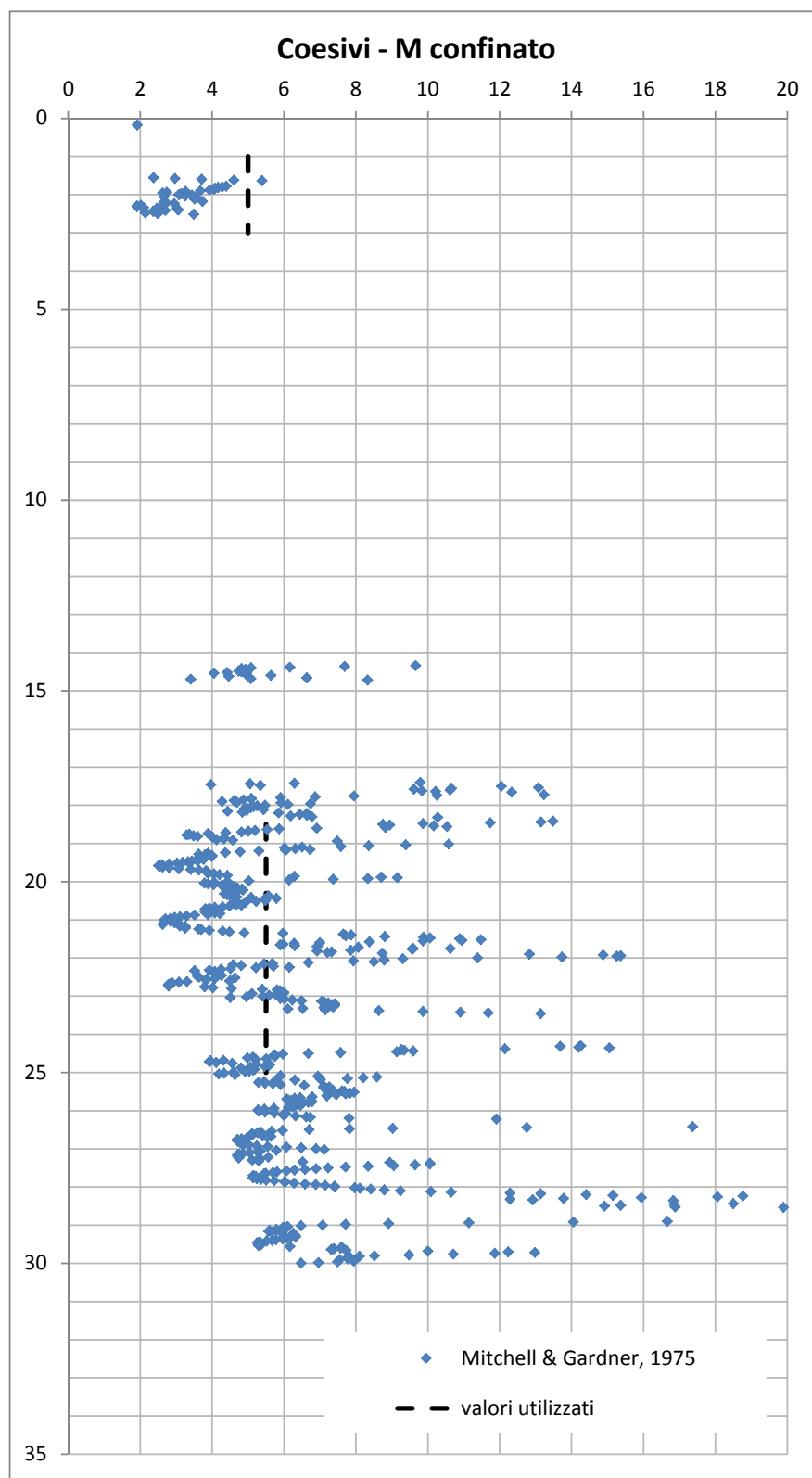
Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche.



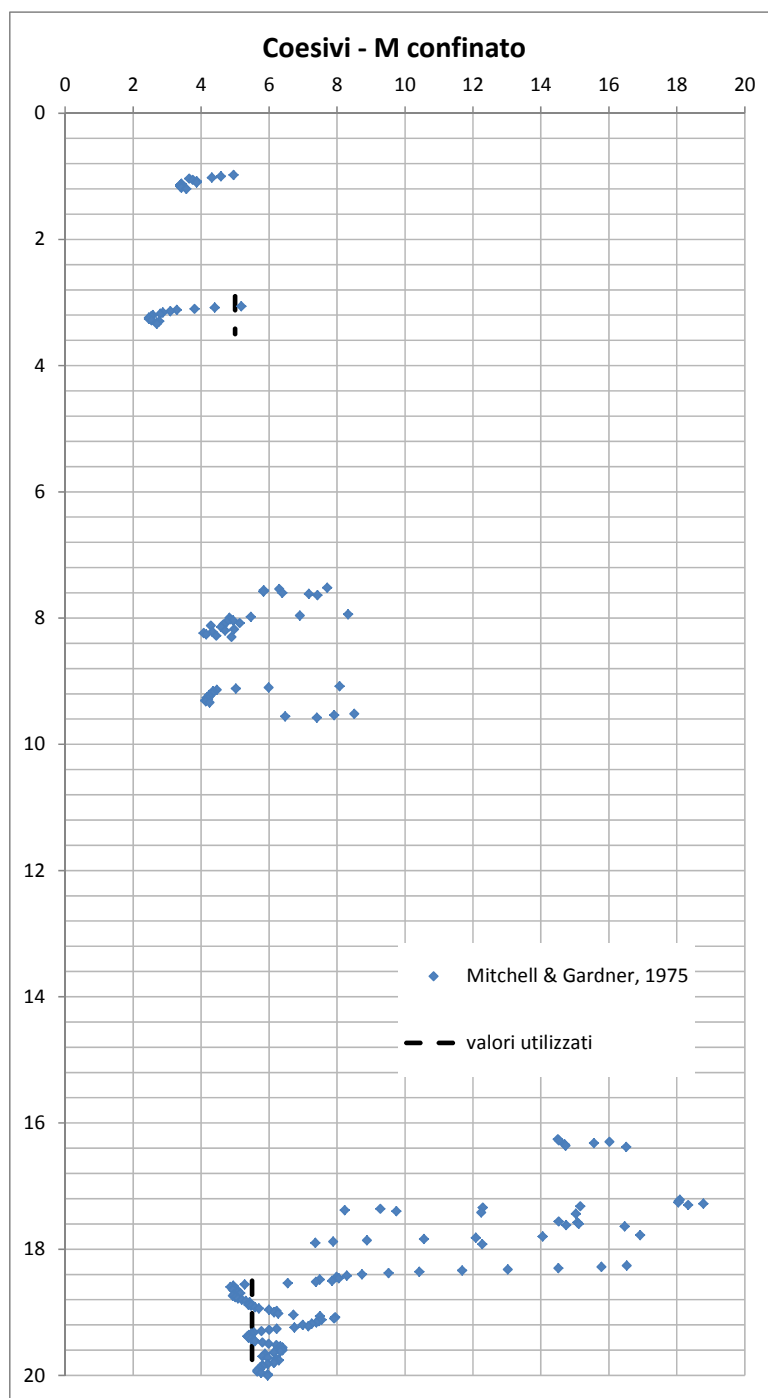
**Figura 27 – CPTU\_2 (2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)**



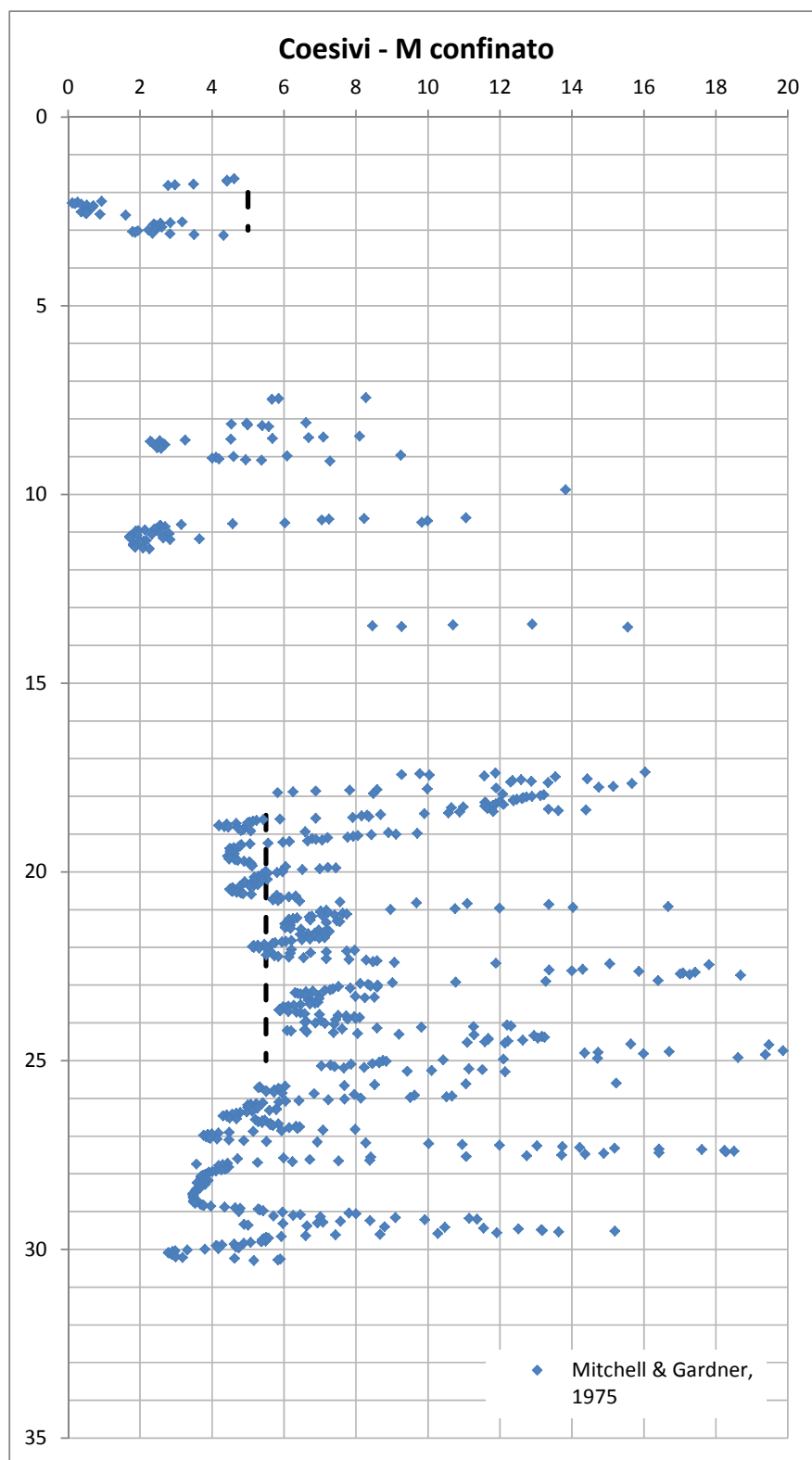
**Figura 28 – SCPTU\_2 (2017)– Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)**



**Figura 29 – CPTU\_1 (2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)**



**Figura 30 – CPTU\_3 (2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)**



**Figura 31 – SCPTU\_1(2017) – Angolo di resistenza al taglio – Modulo elastico confinato M per terreni coesivi (Mitchell & Gardner 1975)**

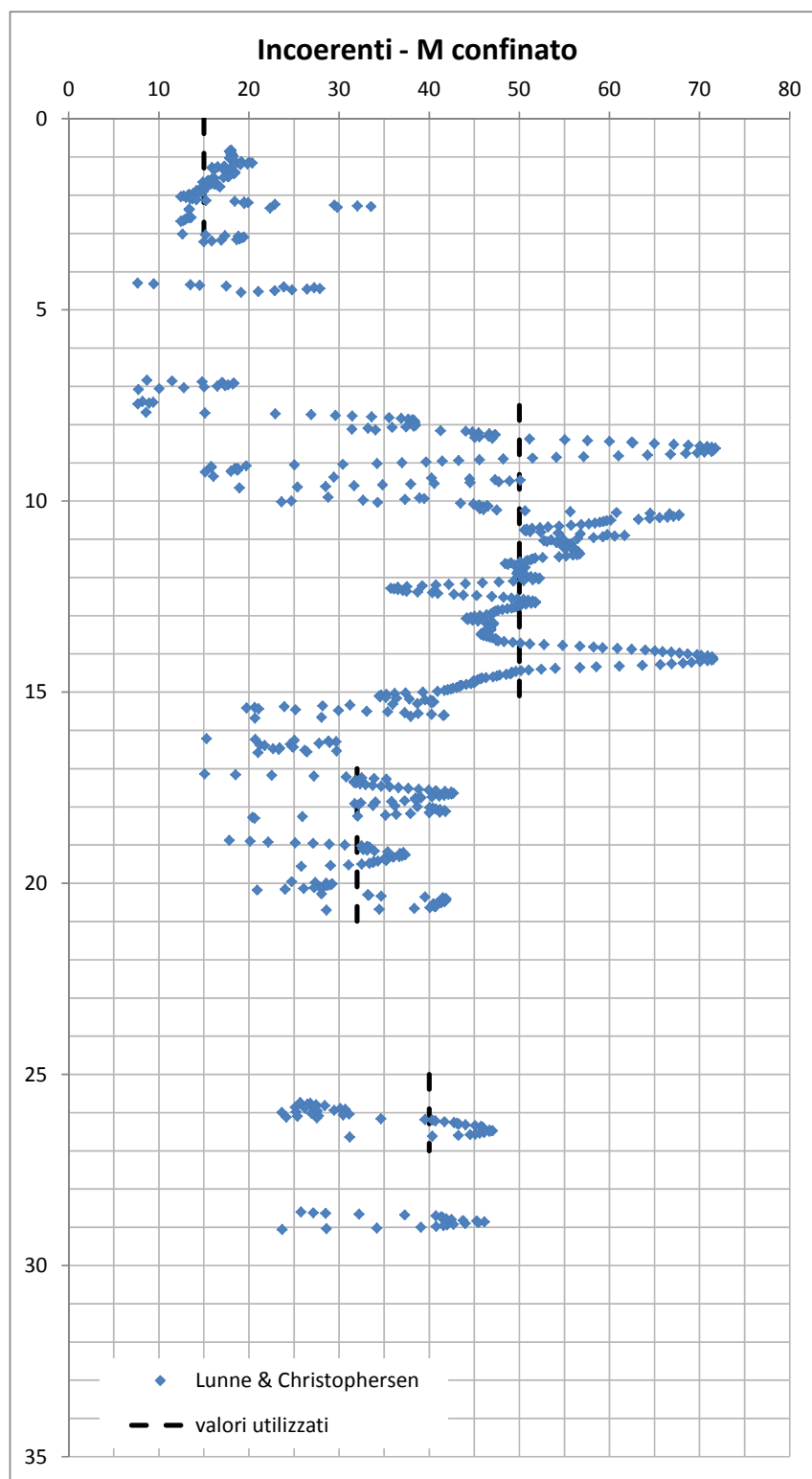
#### **4.9.3.2 TERRENI INCOERENTI**

Per i terreni di natura sabbiosa il modulo elastico confinato  $M$  è stato valutato con riferimento alla correlazione proposta da *Lunne & Christophersen* (1983) in funzione della resistenza alla punta  $q_c$  delle prove penetrometriche statiche:

$$M \text{ (MPa)} = 4 q_c \quad \text{per } q_c < 10 \text{ MPa};$$

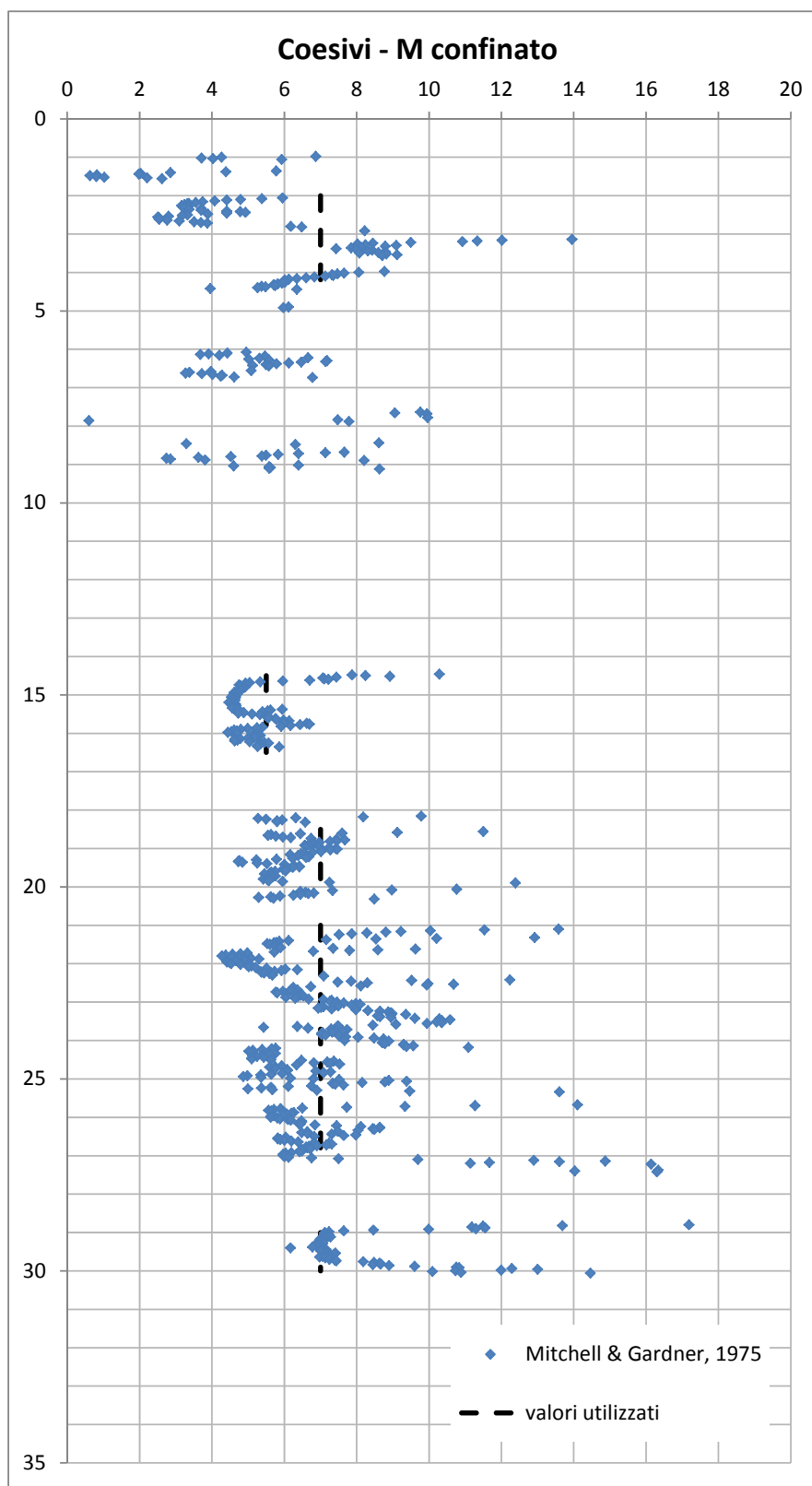
$$M \text{ (MPa)} = 2 q_c + 20 \quad \text{per } 10 \text{ MPa} < q_c < 50 \text{ MPa}.$$

Si riportano nei grafici seguenti i risultati delle interpretazioni delle prove penetrometriche statiche.

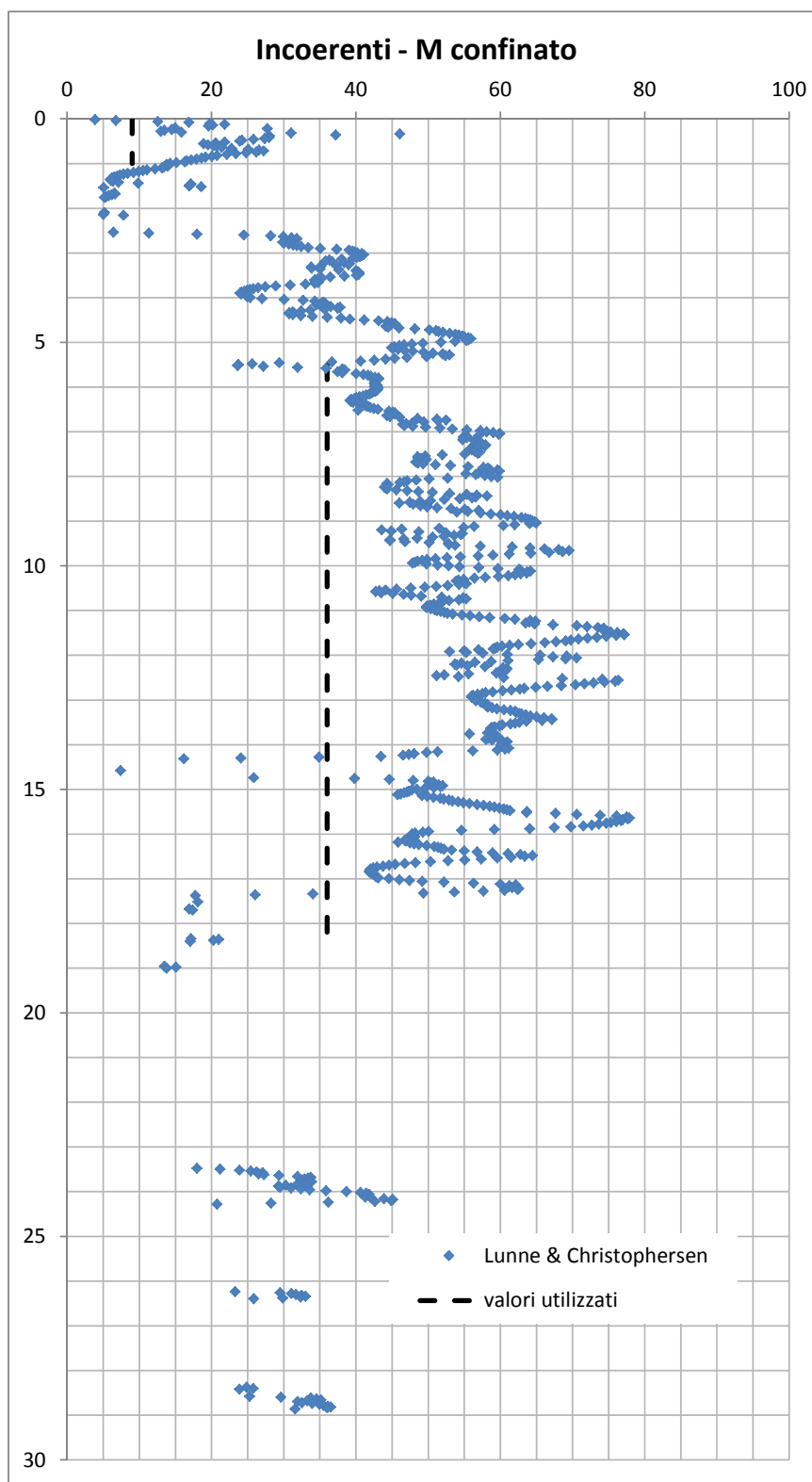


**Figura 32 – CPTU\_2 (2017) – Modulo elastico confinato  $M$  per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)**

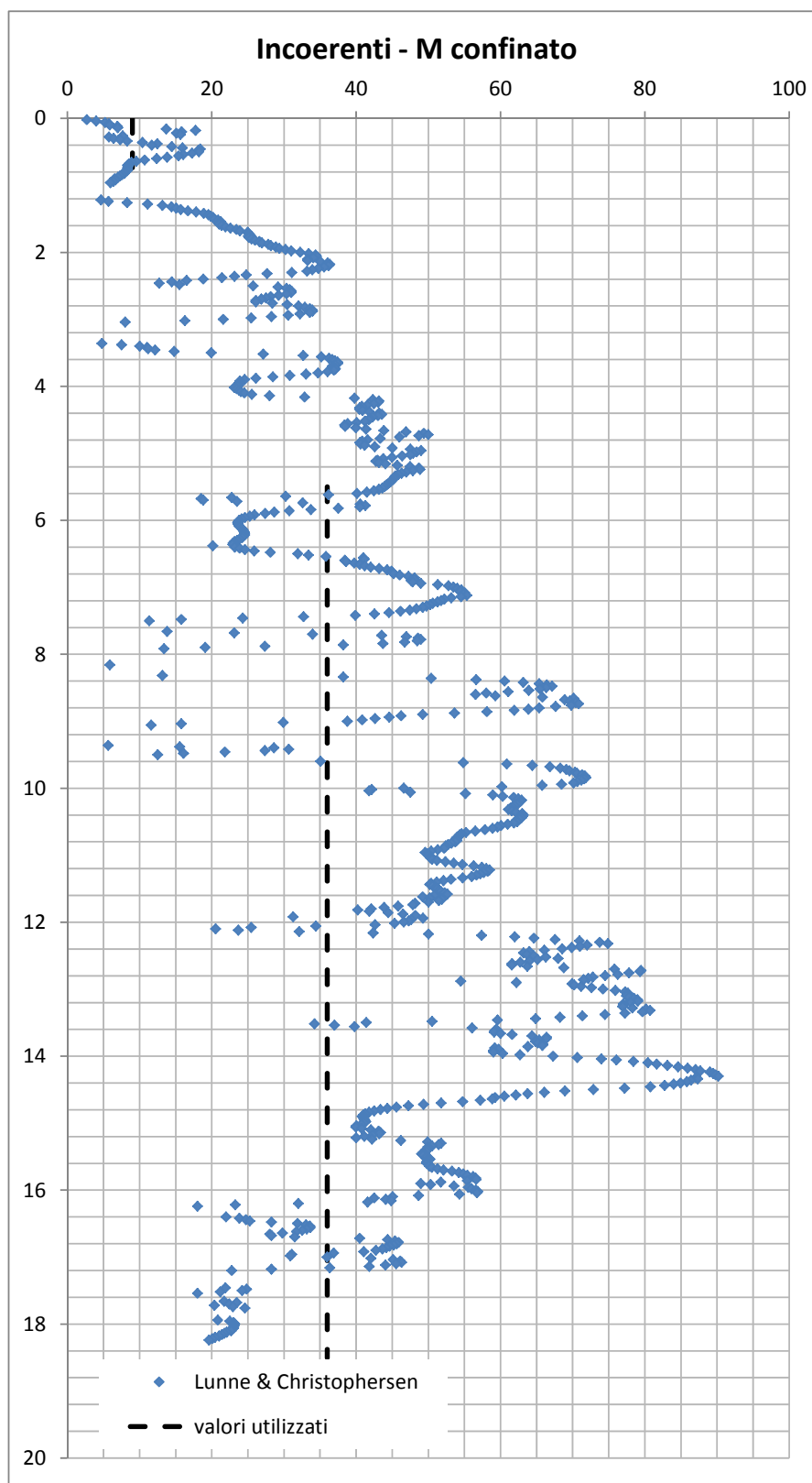




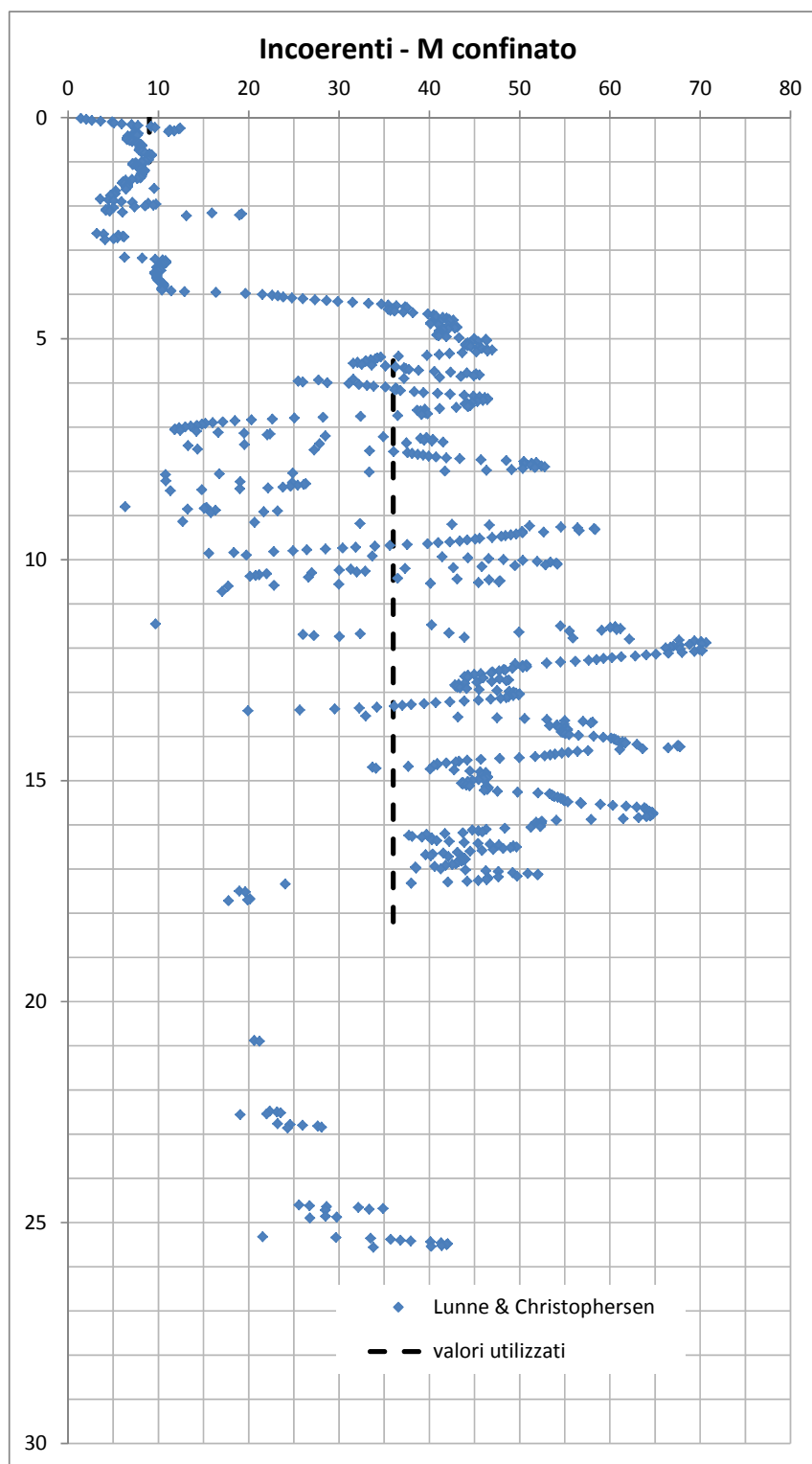
**Figura 33 – SCPTU\_2 (2017) – Modulo elastico confinato  $M$  per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)**



**Figura 34 – CPTU\_1(2017) –Modulo elastico confinato M per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)**



**Figura 35 – CPTU\_3 (2017)– Modulo elastico confinato M per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)**



**Figura 36 – SCPTU\_1 (2017)– Modulo elastico confinato  $M$  per terreni incoerenti (Lunne & Christophersen 1983)**

#### 4.10 DETERMINAZIONE DEI PARAMETRI GEOTECNICI DA PROVE SPT

Nel corso dei sondaggi sono state eseguite, all'interno degli strati di natura prevalentemente granulare, prove penetrometriche dinamiche di tipo SPT i cui risultati sono riportati in seguito.

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S1_1.09	4.80	11	18	29
	6.30	25	31	56
	9.30	17	17	34
	12.30	8	12	20
	15.30	12	15	27

**Tabella XI – Valori  $N_{spt}$  S1-1.09**

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S2_1.09	3.80	3	7	10
	4.80	1	6	7
	7.80	3	5	8
	10.80	8	13	21
	13.80	8	13	21
	16.80	5	6	11

**Tabella XII – Valori  $N_{spt}$  S2-1.09**

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S4_1.09	8.45	12	15	27
	11.45	10	16	26
	17.95	13	17	30
	27.00	15	19	34

**Tabella XIII – Valori  $N_{spt}$  S4-1.09**

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S_1	3.30	2	2	4
	4.80	2	4	6
	6.30	3	5	8
	9.30	23	21	44
	12.30	11	20	31
	15.30	13	14	27

**Tabella XIV – Valori  $N_{spt}$  S\_1**

Sondaggio	Profondità (m)	N2	N3	Nspt standard
S_2	6.30	3	5	8
	9.30	15	17	32
	12.30	20	22	42
	18.30	11	9	20

**Tabella XV – Valori  $N_{spt}$  S\_2**

In molte prove il contenuto fine è rilevante e pertanto in questo caso si ritiene opportuno apportare la riduzione ai valori NSPT per tenere conto dell'influenza delle sovra-pressioni interstiziali in fase di battitura, con la formula di Terzaghi Peck (1948):  $N' = 15 + 0.5 (N_{SPT} - 15)$ .

#### 4.10.1 Densità relativa

Per la valutazione del parametro di densità relativa del terreno è stata utilizzata la correlazione proposta da Kulhawy e Mayne (1990) a partire dalle indicazioni di Skempton, 1986):

$$(N_1)_{60} / D_r^2 \approx 60.$$

Il valore  $(N_1)_{60}$  rappresenta il valore normalizzato di  $N_{spt}$  che tiene conto della pressione del terreno sovrastante e del rendimento del sistema d'infissione  $ER_{i,M}$ . ( $\approx 55\div 65\%$  da Cestari “Prove in sito”), attraverso la seguente:

$$(N_1)_{60} = (ER_{i,M} * N_{spt}) / (60 * \sqrt{\sigma_{v0}'})$$

Per la valutazione della densità relativa è stata adottata anche la correlazione proposta da Bazaraa (1967). Le correlazioni proposte dall'autore tengono in dovuta considerazione aspetti caratteristici del deposito naturale, fattori di primaria importanza quali la cementazione, l'invecchiamento (aging), la storia dello stato tensionale ecc. Bazaraa è pervenuto alla seguente correlazione:

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (1 + 4.1 \cdot \sigma_{v0}')} \quad \text{per } \sigma_{v0}' \leq 0.732 \text{ kg / cm}^2$$

$$D_r^2 = \frac{N}{20 \cdot (3.24 + 1.024 \cdot \sigma'_{v0})} \quad \text{per } \sigma'_{v0} > 0.732 \text{ kg/cm}^2$$

Quindi si ottengono i seguenti valori di densità.

		Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	
Sondaggio	Profondità (m)	Dr	Dr	Dr media
S1_1.09	4.80	76	63	70
	6.30	101	83	92
	9.30	73	63	68
	12.30	53	47	50
	15.30	59	53	56

**Tabella XVI – Dr S1-1.09**

		Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	
Sondaggio	Profondità (m)	Dr	Dr	Dr media
S2_1.09	3.80	46	39	43
	4.80	37	31	34
	7.80	37	31	34
	10.80	55	48	52
	13.80	49	43	46
	16.80	37	33	35

**Tabella XVII – Dr S2-1.09**

		Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	
Sondaggio	Profondità (m)	Dr	Dr	Dr media
S4_1.09	8.45	66	56	61
	11.45	61	54	57
	17.95	52	47	49
	27.00	49	45	47

**Tabella XVIII – Dr S4-1.09**

Sondaggio	Profondità (m)	Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	Dr media
		Dr	Dr	
S_1	3.30	30	25	27
	4.80	34	28	31
	6.30	38	31	35
	9.30	68	58	63
	12.30	65	58	62
	15.30	51	46	49

**Tabella XIX – Dr S\_1**

Sondaggio	Profondità (m)	Sabbie NC Skempton	Sabbie NC Bazaara	Dr media
		Dr	Dr	
S_2	6.30	37	31	34
	9.30	59	52	56
	12.30	62	55	59
	18.30	45	41	43

**Tabella XX – Dr S\_2**



#### 4.10.2 Parametri di resistenza nei terreni incoerenti

L'angolo di resistenza al taglio di picco è stato determinato, per confronto, anche tramite la correlazione proposta da Schmertmann (1978) (Figura 37).

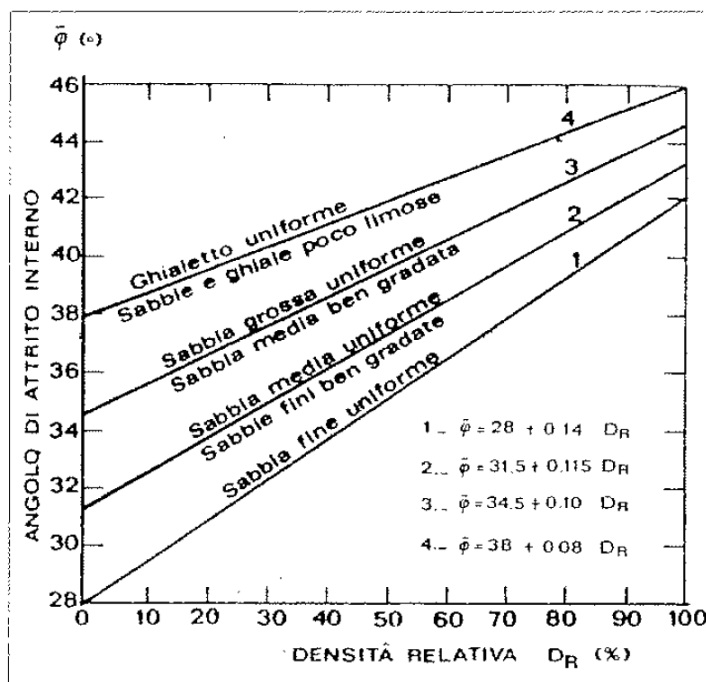


Figura 37 – Correlazione fra  $D_R$  e angolo di attrito di picco Schmertmann (1978)

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S1_1.09	4.80	38
	6.30	41
	9.30	38
	12.30	35
	15.30	36

Tabella XXI – Angolo S1-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S2_1.09	3.80	34
	4.80	33
	7.80	35
	10.80	37
	13.80	37
	16.80	36

Tabella XXII – Angolo S2-1.09

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S4_1.09	8.45	39
	11.45	36
	17.95	35
	27.00	35

**Tabella XXIII – Angolo S4-1.09**

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S_1	3.30	32
	4.80	32
	6.30	33
	9.30	37
	12.30	37
	15.30	35

**Tabella XXIV – Angolo S\_1**

Sondaggio	Profondità (m)	$\phi^{\circ}P$
S_2	6.30	33
	9.30	36
	12.30	36
	18.30	34

**Tabella XXV – Angolo S\_2**

#### **4.10.3 Parametri di deformabilità nei terreni incoerenti**

Per la valutazione dei parametri di deformabilità degli strati a grana grossa a partire da indagini SPT, alcuni autori (Stroud, 1989) hanno redatto, in forma grafica, alcune correlazioni tra il comportamento deformativo di terre a grana grossa a partire da prove di carico in sito (su piastra) e da valori misurati su fondazioni reali (nastriiformi, a platea), in funzione della resistenza alla penetrabilità ( $N_{60}$ =numero di colpi corretto per riferirlo al rendimento del 60% del dispositivo d'infissione). L'abaco di Figura 38 correla il rapporto  $E'/N_{60}$  (modulo di deformazione  $E'$  e  $N_{spt}$  corretto) col livello di carico (ovvero alla profondità indagata), espressa dal rapporto  $q_{net}/q_{lim}$  (con  $q_{net}$  pressione applicata  $q_{lim}$  carico a rottura).

Per piccoli livelli di deformazione ( $q_{net}/q_{lim} \rightarrow 0$ ) il rapporto  $E'/N_{60}$  è variabile da

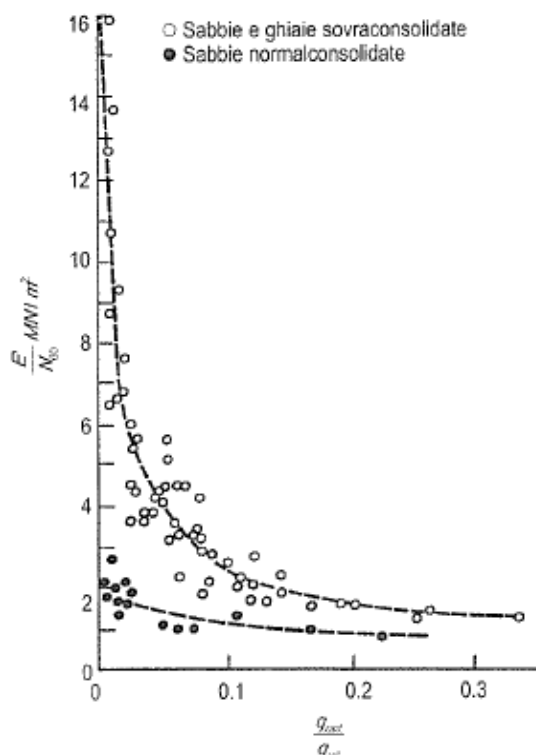
2 (sabbie normalconsolidate) a valori superiori a 10 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). I valori di deformabilità sono in questo caso da intendersi come moduli iniziali.

Livelli di deformazione “operativi” che ammettano, cioè, un livello di carico limitato a valori tipicamente compresi tra il 20% ed il 30% del carico ultimo, si ottiene un rapporto  $E'/N_{60}$  variabile da 1 (sabbie normalconsolidate) a 1.5 (sabbie e ghiaie sovraconsolidate). La Figura 38 riassume i valori di modulo operativo in tal modo stimati.

Una stima alternativa del modulo di deformazione può essere condotta con riferimento a quanto proposto da Jamiolkowski (1988). Anche in questo caso, ci si riconduce a valori che ammettano un livello di deformazione “operativo” nella comune accezione del termine (al 25% del carico di rottura)

$$E'_{25} = (10.5 - 3.5 Dr) * N_{60} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (\text{per terre normalconsolidate})$$

$$E'_{25} = (52.5 - 3.5 Dr) * N_{60} \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (\text{per terre sovraconsolidate})$$



**Figura 38 – Relazione tra deformabilità, resistenza  $N_{spt}$  e livello di carico (Stroud, 1989)**

Nelle tabelle seguenti si raccolgono i limiti, inferiori e superiori dei valori di modulo di deformazione.

Sondaggio	Stroud		Jamiolkowski	
	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S1_1.09	28	56	22	72
	54	108	38	93
	33	66	26	89
	19	39	17	66
	26	52	22	83

**Tabella XXVI – Moduli di deformazione da prove SPT (S1-1.09)**

Sondaggio	Stroud		Jamiolkowski	
	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S2_1.09	10	19	9	35
	7	14	6	27
	8	15	7	31
	20	41	17	67
	17	35	15	62
	11	21	10	42

**Tabella XXVII – Moduli di deformazione da prove SPT (S2-1.09)**

Sondaggio	Profondità (m)	Stroud		Jamiolkowski	
		E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S4_1.09	8.45	26	52	21	77
	11.45	25	50	21	78
	17.95	22	44	19	75
	27.00	24	47	21	84

**Tabella XXVIII – Moduli di deformazione da prove SPT (S4-1.09)**

Sondaggio	Profondità (m)	Stroud		Jamiolkowski	
		E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S_1	3.30	4	8	4	16
	4.80	6	12	5	23
	6.30	8	15	7	30
	9.30	29	57	23	82
	12.30	30	60	25	89
	15.30	20	41	18	70

**Tabella XXIX – Moduli di deformazione da prove SPT (S\_1)**

Sondaggio	Stroud		Jamiolkowski	
	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)	E' (inf) (MPa)	E' (sup) (MPa)
S_2	8	15	7	31
	23	45	19	72
	28	55	23	85
	17	34	15	62

**Tabella XXX – Moduli di deformazione da prove SPT (S\_2)**

#### 4.11 PROVE DILATOMETRICHE (DMT)

Nel corso della campagna di indagine integrativa del 2006 sono state eseguite n.3 prove dilatometriche con dilatometro piatto Marchetti, spinte a 10/15 m di profondità dal piano campagna.

Le suddette prove sono state utilizzate per la definizione dei modelli geotecnici di progetto, in particolare si è fatto riferimento all'indice del materiale  $I_d$  definito come segue:

$$I_d = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

dove:

$p_0$  pressione alla quale la membrana inizia ad espandersi contro il terreno;

$p_1$  pressione necessaria per ottenere una dilatazione del centro della membrana contro il terreno di 1.1 mm.

Sulla base dell'indice  $I_d$  è possibile ottenere una classificazione del terreno secondo i valori di seguito riportati:

$I_d < 0.6$  Argilla (A)

$0.6 < I_d < 1.8$  Limo (L)

$I_d > 1.8$  Sabbia (S)

Si riportano in seguito i risultati delle prove dilatometriche in termini di indice del materiale  $I_d$ .

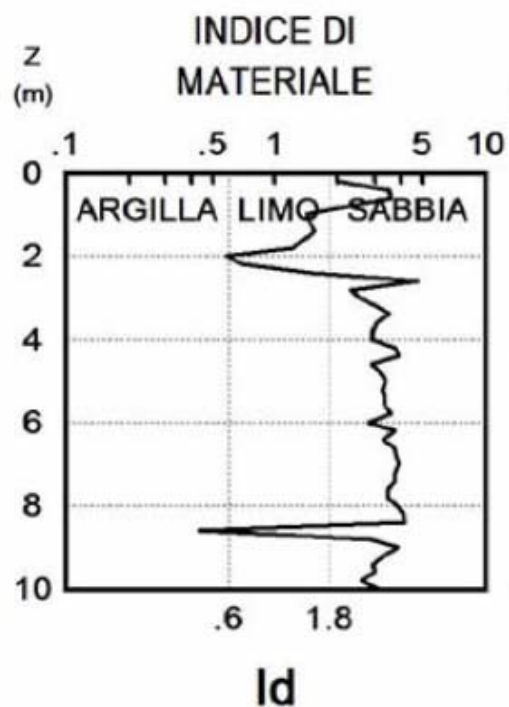


Figura 39 – DMT 1\_1.09

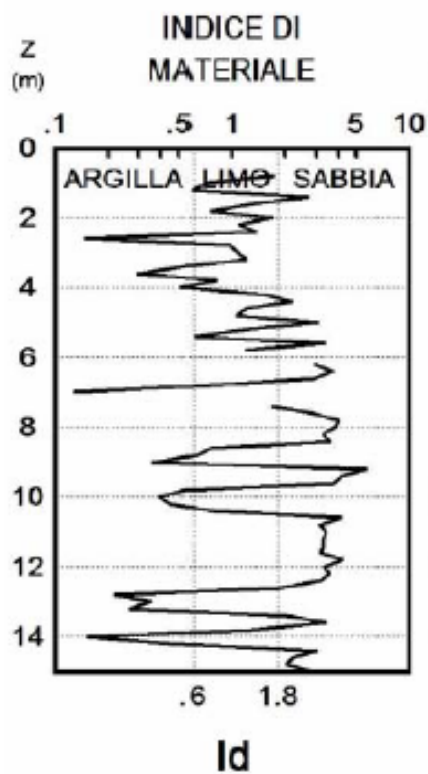
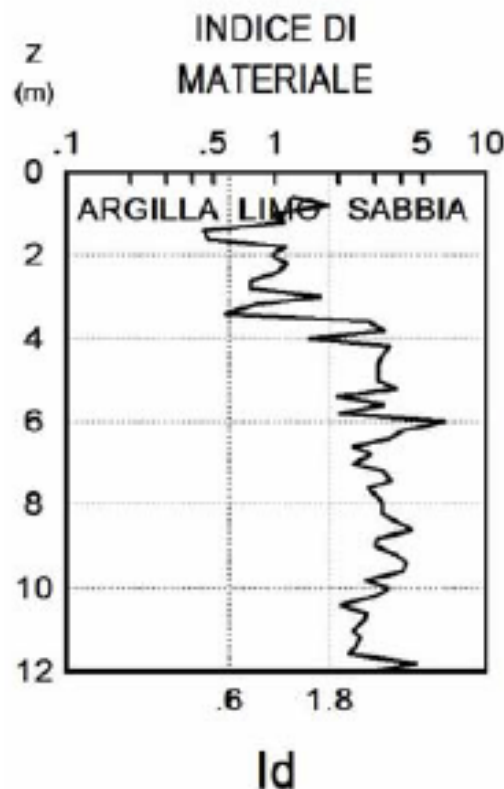


Figura 40 – DMT 2\_1.09



**Figura 41 – DMT 3\_1.09**

#### **4.12 PROVE DI CARICO SU PIASTRA**

Nel corso della campagna di indagine del 2017 è stata eseguita una prova di carico su piastra.

È stato eseguito un ciclo di carico con steps a 20-50-100-150-200 kPa, quindi uno scarico a 50 kPa ed un secondo ciclo di carico con steps a 100-150 kPa.

Si riportano in seguito i moduli di deformazione ottenuti nei due cicli di carico nell'intervallo 50-150 kPa (Md1 per il primo ciclo di carico, Md2 per il secondo).

Prova	Md <sub>1</sub> (MPa)	Md <sub>2</sub> (MPa)
PE1	26.79	54.55

**Tabella XXXI – Prova di carico su piastra – Moduli di deformazione**



#### **4.13 STABILIZZAZIONE DEI SOTTOFONDI MEDIANTE TRATTAMENTO A CALCE E CEMENTO**

Nell'ambito delle problematiche di ordine geotecnico relative alla realizzazione dell'intervento in oggetto, viene verificata l'idoneità del terreno di fondazione della nuova sovrastruttura alla stabilizzazione mediante calce/cemento.

L'apporto di calce in terreni argillosi implica effetti di breve termine e di lungo termine. Il primo dei due effetti è caratterizzato da un fenomeno di adsorbimento fisico degli ioni presenti nella soluzione acqua-calce sulle particelle d'argilla (reazione di scambio cationico); quanto fisicamente riscontrabile è una modifica strutturale del terreno argilloso a seguito della flocculazione delle particelle d'argilla, ovvero la formazione di un agglomerato granulometrico non colloidale ed un contestuale incremento dell'indice dei vuoti. Questi risultati, unitamente al controllo del contenuto ottimale d'acqua per effetto dell'eventuale impiego di calce viva, implicano una migliore attitudine del terreno ad essere sottoposto a costipazione al fine di raggiungere gli standard richiesti di Capitolato.

Il secondo effetto, di lungo termine, è da attribuirsi a reazioni tra la calce adsorbita e gli strati superficiali dell'argilla a contatto e l'attivarsi della reazione silico-calcica; concorrendo entrambe alla formazione di strutture aghiformi cementate, sino al completo indurimento.

La stabilizzazione con apporto del solo legante cemento è adottata per terreni a bassa o nulla plasticità (mistri granulari, sabbie monogranulari, sabbie limose, anche argillose, sabbie monogranulari, limi) al fine di conferire, in tempi ridotti, elevate doti di resistenza meccanica e spessori ridotti.

Il giudizio sull'idoneità di un terreno, ad essere reimpiegato ai fini strutturali previa aggiunta di legante (calce/cemento), è espresso alla luce della natura del terreno e dall'esito delle prove CIC (consumo iniziale di calce) eseguite su campioni prelevati a circa 0.5/1.00 m di profondità dal p.c. Di seguito si riporta l'esito delle prove effettuate sui campioni.

Campione	Descrizione	Indice di plasticità	Contenuto minimo di calce %
PE1	Limo debolmente argilloso marrone con sabbia e rari elementi di ghiaia minuti	7	1.5

**Tabella XXXII – Esito consumo iniziale di calce (2017)**

Il terreno risulta reattivo alla calce e il contenuto minimo è dell'1.5%. L'apporto di cemento potrà conferire, in tempi ridotti, elevate doti di resistenza meccanica.

#### **4.14 SUSCETTIBILITÀ DEI TERRENI ALLA LIQUEFAZIONE**

##### **4.14.1 Introduzione al fenomeno**

Il termine *liquefazione* comprende una serie di fenomeni associati alla perdita di resistenza al taglio o ad accumulo di deformazioni plastiche in terreni saturi, prevalentemente sabbiosi, sollecitati da azioni cicliche e dinamiche che agiscono in condizioni non drenate. Tali fenomeni sono legati allo sviluppo di sovrappressioni interstiziali che causano una riduzione della tensione efficace nel terreno e quindi una riduzione della resistenza al taglio:

$$\tau_f = (\sigma - u) \cdot \operatorname{tg} \phi'$$

Se la pressione interstiziale  $u$  aumenta fino ad eguagliare la pressione totale  $\sigma$ , la pressione efficace si annulla e la resistenza al taglio si azzerà portando a fluidificazione il terreno.

La probabilità che un deposito incoerente raggiunga le condizioni di liquefazione dipende da molteplici fattori tra i quali:

- proprietà geotecniche del terreno (stato di addensamento, composizione granulometrica);
- condizioni di drenaggio;
- caratteristiche delle vibrazioni sismiche e loro durata;

- genesi e storia geologica dei terreni;
- fattori ambientali.

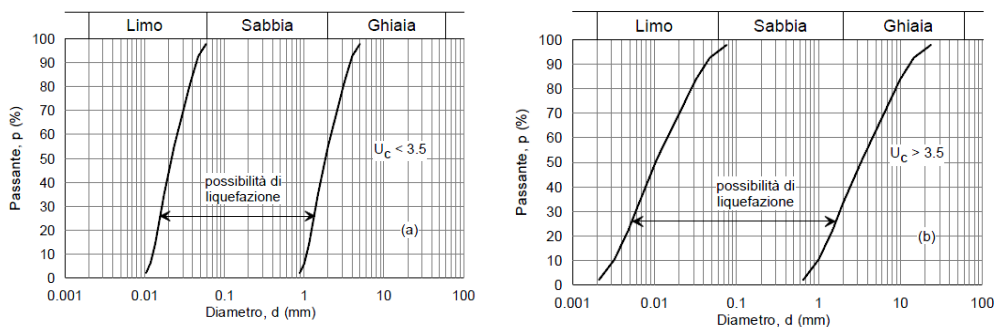
Ad un minore grado di addensamento del materiale (elevato indice dei vuoti e bassa densità relativa) corrisponde un aumento della probabilità che, a parità di altre condizioni, un deposito raggiunga lo stato di liquefazione. Anche la distribuzione, la forma delle particelle e il grado di uniformità influenzano notevolmente il fenomeno, per le implicazioni che questi fattori hanno sulla resistenza al taglio e per la modalità di dissipazione della pressione interstiziale in eccesso.

#### **4.14.2 Esclusione della verifica a liquefazione**

Secondo quanto riportato al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2008 la verifica a liquefazione può essere omessa quando si manifesti almeno una delle seguenti condizioni:

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 seguenti

nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c < 3,5$  e nel caso di terreni con coefficiente di uniformità  $U_c > 3,5$ .



La magnitudo momento massima di Mestre è  $M_w = 5.6$ .

Quindi, essendo  $M_w > 5$ , non è possibile escludere la verifica alla liquefazione in base alla condizione 1) riportata al paragrafo 7.11.3.4.2 delle NTC 2008.

I valori di accelerazione massima  $a_{max}$  attesa al piano campagna è maggiore di 0.1g, 0.149 g: non è quindi possibile escludere la verifica alla liquefazione sulla base della condizione 2).

La quota della falda è stata rilevata tra -2.1 e -3.8 m dal p.c. nelle CPT, quindi non è possibile escludere la verifica alla liquefazione sulla base della condizione 3).

Non potendo garantire il soddisfacimento delle condizioni 4) e 5), non è possibile escludere a priori il verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Sono state quindi condotte le verifiche a liquefazione sulla base dei risultati delle prove penetrometriche statiche condotte lungo la linea ferroviaria, per la definizione del potenziale di liquefazione del sito.

#### **4.14.3 Verifica a liquefazione**

Per valutare la possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione si hanno a disposizione diverse metodologie che vanno da semplici metodi qualitativi e semi-empirici, metodi di analisi semplificata, metodi di analisi dinamica, fino alla modellistica fisica.

Verranno discussi in seguito i metodi di analisi semplificata, frequentemente adottati nelle applicazioni ingegneristiche.

#### **4.14.4 Metodi semplificati**

I metodi semplificati prevedono la determinazione del fattore di sicurezza alla liquefazione:

$$FS_L = \frac{CRR}{CSR}$$

dove:

CSR (*Cyclic Stress Ratio*)                      sforzo di taglio indotto dal terremoto

CRR (*Cyclic Resistance Ratio*)              resistenza al taglio ciclica del terreno

Per valori di  $FS_L$  inferiori a 1.25 si assume che il terreno sia suscettibile di liquefazione (si veda Eurocodice 8, parte 5).

##### **4.14.4.1 DOMANDA DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE (CSR)**

La domanda di resistenza alla liquefazione o rapporto di tensione ciclica (CSR) è espressa dalla seguente relazione (*Seed e Idriss, 1971*):

$$CSR = \frac{\tau_{media}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$

dove:

$$\tau_{media} = 0.65 \cdot \tau_{max}$$

sforzo di taglio ciclico medio;

$$\tau_{max} = \frac{a_{max}}{g} \cdot \sigma_v \cdot r_d$$

sforzo di taglio ciclico massimo;

$a_{max}$  massima accelerazione orizzontale in sito;

$\sigma_v, \sigma'_v$  sforzo verticale totale e efficace;

$r_d$  fattore di riduzione delle tensioni dipendente dalla profondità.

Il fattore  $r_d$  può essere valutato con le seguenti espressioni.

Iwasaki et al. (1978)

$$r_d = 1 - 0.015 \cdot z \quad (z \text{ in m})$$

Seed e Idriss (1971)

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{per } z \leq 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{per } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m}$$

$$r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z \quad \text{per } 23 \text{ m} < z \leq 30 \text{ m}$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{per } z > 30 \text{ m}$$

Idriss e Boulanger (2004)

$$r_2 = \exp \left[ \left( -1.012 - 1.126 \cdot \sin \left( \frac{M}{11.73} + 5.133 \right) \right) + M \cdot \left( 0.105 + 0.118 \cdot \sin \left( \frac{M}{11.28} + 5.142 \right) \right) \right]$$

dove M è la magnitudo momento dell'evento sismico atteso.

#### 4.14.4.2 CAPACITA' DI RESISTENZA ALLA LIQUEFAZIONE (CRR)

La capacità di resistenza alla liquefazione o rapporto di resistenza ciclica (CRR) riferita ad un terremoto di magnitudo momento M= 7.5 è stata valutata a partire dai risultati delle prove penetrometriche statiche CPTU.

In particolare è stato adottato il metodo di Robertson (2009), che include nella verifica la presenza di terreni con frazione fine e terreni coesivi tramite l'indice di comportamento del terreno  $I_c$  definito al precedente paragrafo 4.9.

Per  $I_c \leq 2.7$

$$CRR_{7.5} = 93 \cdot \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right]^3 + 0.08 \quad \text{se } 50 \leq Q_{tn,cs} \leq 160$$

$$CRR_{7.5} = 0.833 \cdot \left[ \frac{Q_{tn,cs}}{1000} \right] + 0.05 \quad \text{se } Q_{tn,cs} < 50$$

dove:

$$Q_{tn,cs} = K_c \cdot Q_{tn}$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0}) / p_{atm}] / (p_{atm} / \sigma'_{v0})^n \quad \text{resistenza alla punta normalizzata}$$

$$K_c = 1 \quad \text{se } I_c \leq 1.64$$

$$K_c = 5.581 I_c^3 - 0.403 I_c^4 - 21.63 I_c^2 + 33.75 I_c - 17.88 \quad \text{se } 1.64 < I_c \leq 2.5$$

$$K_c = 6 \cdot 10^{-7} (I_c)^{16.76} \quad \text{se } 2.5 < I_c < 2.7$$

Per  $I_c \geq 2.7$

$$CRR_{7.5} = 0.053 \cdot Q_{tm} \cdot K_\alpha$$

dove  $K_\alpha$  è un fattore correttivo di riduzione del rapporto di resistenza ciclica che tiene conto della pendenza del piano campagna.

#### 4.14.4.3 FATTORE DI CORREZIONE DELLA MAGNITUDO (MSF)

Come detto, la capacità di resistenza alla liquefazione valutata con i metodi semplificati è riferita ad un terremoto di magnitudo momento  $M = 7.5$ . Per considerare nelle verifiche una magnitudo diversa è necessario introdurre un fattore di correzione MSF (*Magnitude Scaling Factor*), che moltiplica il rapporto di resistenza ciclica CRR ottenuto:

$$CRR_M = CRR_{7.5} \cdot MSF$$

Il fattore MSF viene calcolato con la seguente espressione proposta nell'ambito del Workshop NCEER 1996-1997 (Youd et al. 2001) e aggiornata da Robertson (2009):

$$MSF = \frac{174}{M^{2.56}}$$

#### 4.14.4.4 VALUTAZIONE DEGLI EFFETTI DELLA LIQUEFAZIONE

E' possibile ottenere una stima degli effetti della liquefazione attraverso il metodo proposto da *Iwasaki et al* (1982), spesso utilizzato nella pratica tecnica, che introduce un indice del potenziale di liquefazione  $I_L$ , definito dalla seguente espressione:

$$IP_L = \int_0^{z_{crit}} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$



dove:

$z_{crit}$  profondità oltre la quale si possono escludere fenomeni di liquefazione, pari a 15÷20 m;

$F(z) = 0$  per  $FS_L > 1$ ;  $F(z) = 1 - FS_L$  per  $FS_L < 1$ ;

$w(z) = 10 - 10 \cdot (z/z_{crit})$ ;

$z$  profondità dal piano campagna in metri.

Sulla base del valore dell'indice  $IP_L$  calcolato è possibile stimare il rischio di liquefazione del deposito sulla base delle indicazioni riportate nella tabella seguente:

Indice del potenziale di liquefazione $IP_L$	Rischio liquefazione
$IP_L = 0$	Molto basso
$0 < IP_L \leq 5$	Basso
$5 < IP_L \leq 15$	Alto
$IP_L > 15$	Molto alto

**Tabella XXXIII** – Indice del potenziale di liquefazione

#### 4.14.5 Risultati delle analisi

Si riportano in seguito, per ciascuna prova CPTU, i valori puntuali del fattore di sicurezza  $FS_L$  e l'indice del potenziale di liquefazione  $IP_L$ . Le analisi sono state condotte con il software CLiq 1.7 (Geologismiki).

Prove (2017)	Profondità prova (m)
CPTU_1	30
CPTU_2	30
CPTU_3	20
SCPTU_1	30
SCPTU_2	30

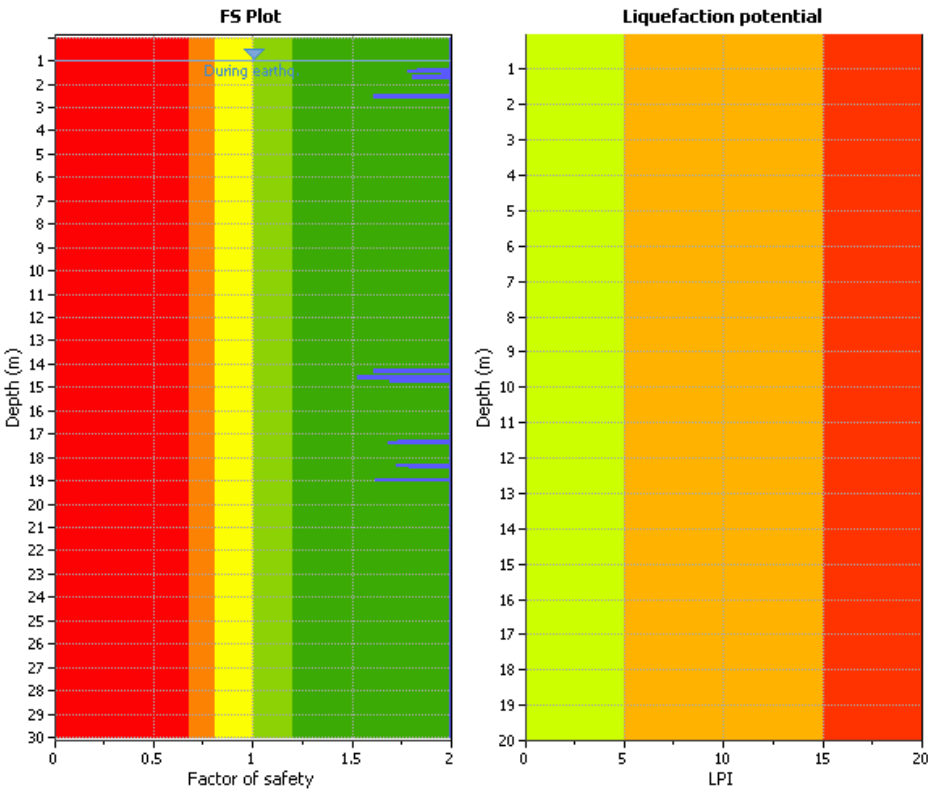
**Tabella XXXIV** – CPTU/SCPTU profondità

Magnitudo momento  $M_w = 5.6$ .

Per la valutazione dell'indice del potenziale di liquefazione si è assunto  $z_{crit} = 20$  m.



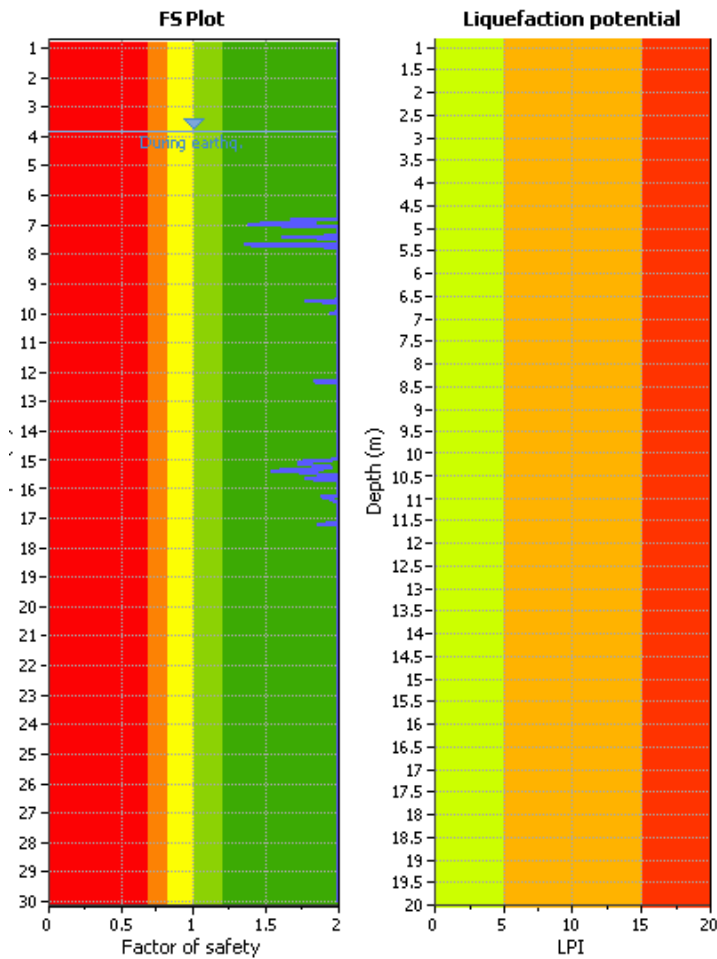
CPTU\_1



$IP_L = 0.00$

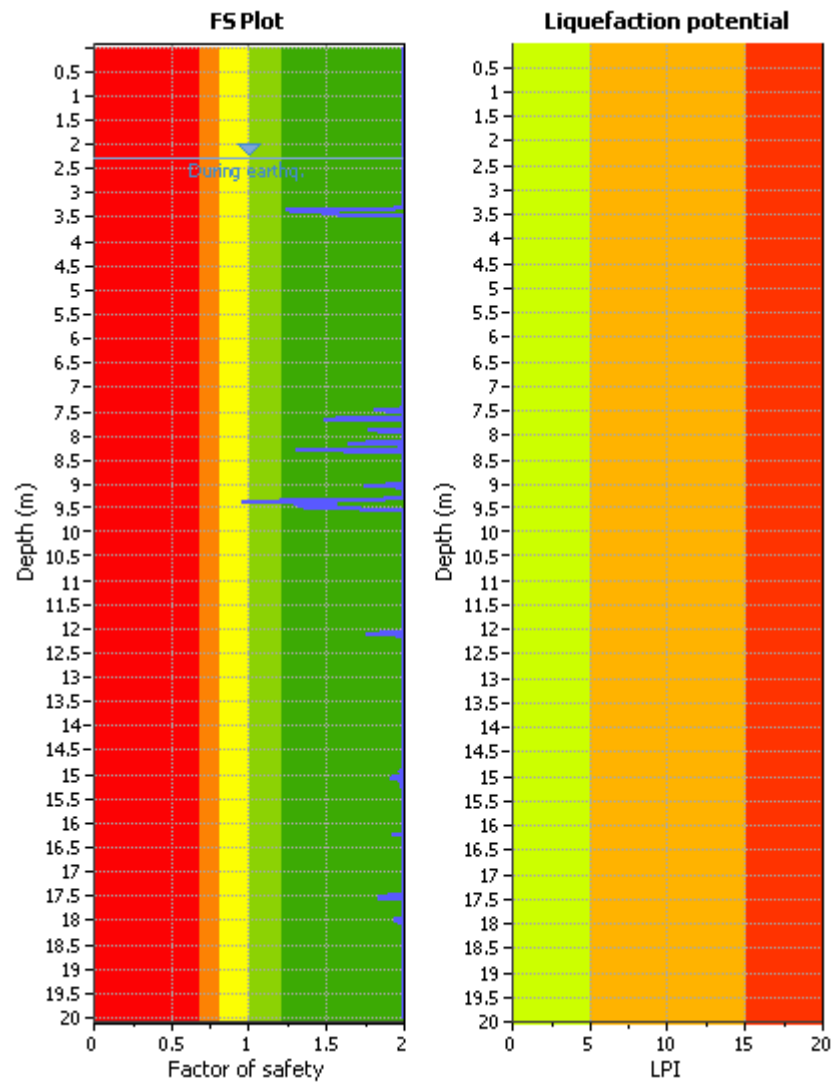


CPTU\_2



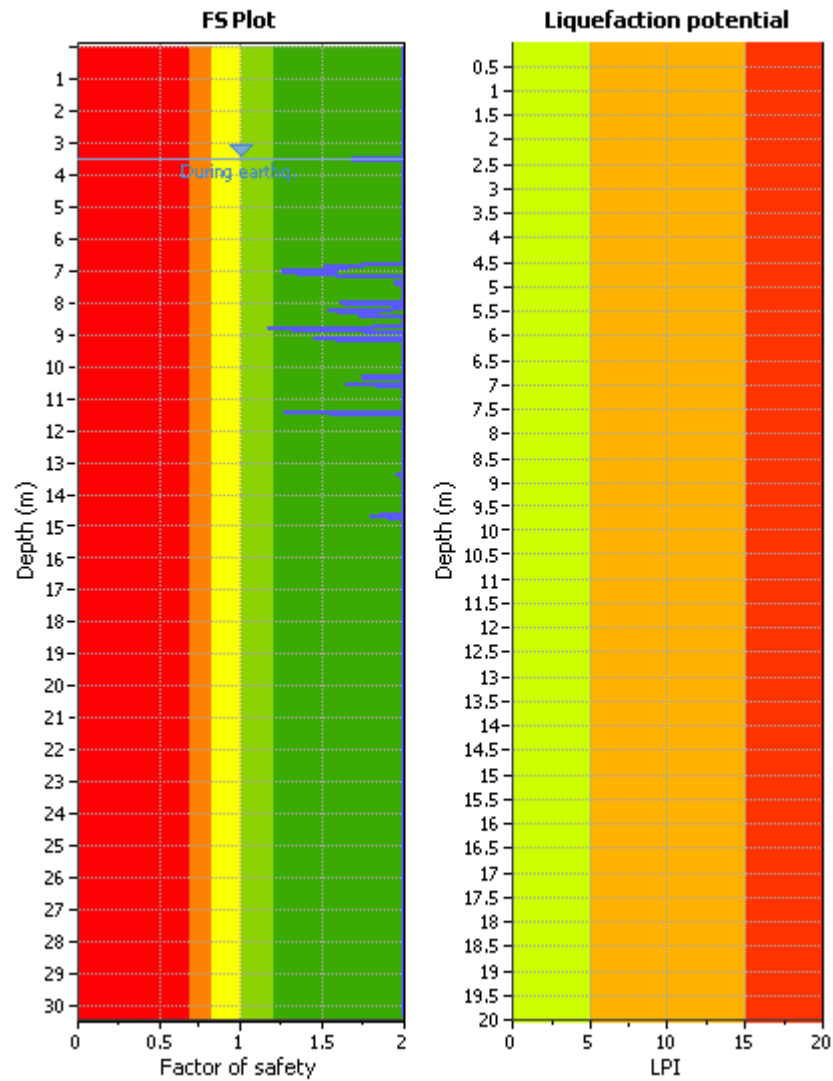
$IP_L = 0.00$

**CPTU\_3**



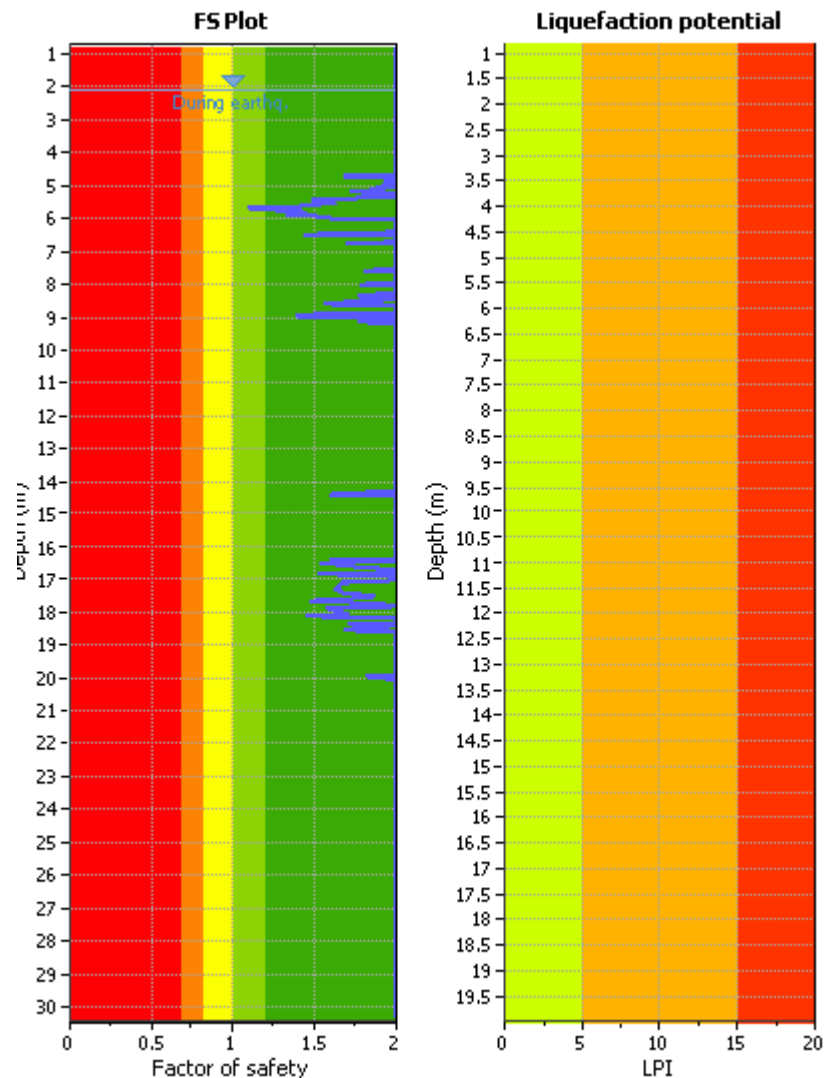
$$IP_L = 0.00$$

SCPTU\_1



$$IP_L = 0.00$$

## SCPTU\_2



$$IP_L = 0.00$$

Per le prove l'indice del potenziale di liquefazione  $IP_L$  è pari a 0.

Alla luce della analisi condotte, risulta che il rischio di liquefazione dei terreni è molto basso.

## 5 MODELLI GEOTECNICI DI SOTTOSUOLO

Verranno dati due profili geotecnici del terreno, uno in corrispondenza del sottopasso stradale e l'altro posto in vicinanza al canale Marzenego.

Legenda:

GG = Terreno a grana grossa

GF = Terreno a grana fine

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio

$c'$  = coesione efficace

$c_u$  = coesione non drenata

M = modulo elastico non confinato

$E_{vc}$  = modulo elastico di compressione vergine

$E_{ur}$  = modulo elastico di scarico-ricarico

$\gamma_{sat}$  = peso di volume saturo

$\gamma_d$  = peso di volume secco

$\gamma$  = peso di volume immerso

OCR = grado di sovraconsolidazione

### 5.1.1 *Modello in vicinanza dell'opera 4 e delle coperture dei canali 1-2-3-5-6-7*

Nella Tabella XXXV viene riportato il quadro schematico delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni prossimi al sottopasso della tangenziale, assegnate ad ognuno dei banchi identificati secondo le modalità precedentemente illustrate da utilizzarsi per le opere in corrispondenza del sottopasso e i ponti posti in vicinanza. La quota testa stratigrafia è +2.50 m s.l.m.



**Tabella XXXV – Tabella XXXVI – Modello in vicinanza dell’opera 4 e delle coperture dei canali 1-2-3-5-6-7**

Numero	DESCRIZIONE BANCO	Z iniz. (m)	Z fin. (m)	Spess. banco (m)	Z med. (m)	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	$\phi$ (°)	Cu (kPa)	E <sub>vc</sub> (kPa)	E <sub>ur</sub> (kPa)	Permeabilità (m/s)	OCR
1	RIPORTO COSTITUITO DA LIMO DEBOMENTE SABBIOSO E ARGILLOSO	0.00	1.00	1.00	0.50	9.00	18.00	19.00	GG	28	-	7500	12000	1.00E-07	4
2	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO E ALTERNANZE	1.00	5.50	4.50	3.25	9.00	18.00	19.00	GF	22	30	3600	10800	1.00E-08	1.5
3	SABBIA DA FINE A MEDIA LIMOSA	5.50	18.50	13.00	12.00	9.00	18.00	19.00	GG	36	-	30000	48000	5.00E-05	1
4	ARGILLA LIMOSA E LIMO ARGILLOSO	18.50	25.00	6.50	21.75	9.00	18.00	19.00	GF	22	35	4000	12000	1.00E-08	1

### **5.1.2 *Modello in vicinanza al canale Marzenego – Zona spalla nord, spalla sud e coperture 8-9***

Nei successivi prospetti, viene riportato il quadro schematico delle caratteristiche fisico-meccaniche dei terreni prossimi al canale Marzenego, assegnate ad ognuno dei banchi identificati secondo le modalità specificatamente illustrate nella relazione geologica alla quale si rimanda per gli approfondimenti.

**Tabella XXXVII – Modello geotecnico zona Marzenego – Zona spalla nord, spalla sud e coperture 8-9**

**Intervento** 1.09 bis - Spalla Nord

**Indagini** SCPTU2/2017  
S2/2017

**Falda** -2 m da p.c.

**Quota sommità** 5 m s.l.m.

Numero	Descrizione banco	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume saturo $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume immerso $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	Coesione non drenata $c_u$ (kPa)	Modulo elastico confinato M (MPa)	Modulo elastico compressione vergine $E_{vc}$ (MPa)	Modulo elastico scarico-ricarico $E_{ur}$ (MPa)
1	Limo sabbioso	0	2	2	1	19	9	GG	28	-	12	10	16
2	Limo argilloso	2	4.5	2.5	3.25	19	9	GF	26	65	7	5	15
3	Limo sabbioso	4.5	7	2.5	5.75	19	9	GG	28	-	12	10	16
4	Sabbia limosa	7	9	2	8	19	9	GG	30	-	28	23	37
5	Sabbia addensata	9	14.5	5.5	11.75	19	9	GG	35	-	55	45	72
6	Argilla limosa	14.5	16.5	2	15.5	19	9	GF	26	45	5.5	4	12
7	Sabbia limosa	16.5	18.5	2	17.5	19	9	GG	30	-	30	25	40
8	Argilla limosa	18.5	20	1.5	19.25	19	9	GF	26	60	7	5	15
9	Sabbia limosa	20	21	1	20.5	19	9	GG	32	-	40	33	52
10	Limo argilloso	21	27	6	24	19	9	GF	26	55	7	5	15
11	Sabbia limosa	27	29	2	28	19	9	GG	32	-	45	37	60
12	Limo argilloso	29	30	1	29.5	19	9	GF	26	65	7	6	18

**Intervento** 1.09 bis - Spalla Sud

**Indagini** CPTU2/2017

**Quota sommità** 5 m s.l.m.

Numero	Descrizione banco	z iniz (m da p.c.)	z fin (m da p.c.)	spessore (m)	z media (m da p.c.)	Peso di volume saturo $\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Peso di volume immerso $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	Coesione non drenata $c_u$ (kPa)	Modulo elastico confinato M (MPa)	Modulo elastico compressione vergine $E_{vc}$ (MPa)	Modulo elastico scarico-ricarico $E_{ur}$ (MPa)
1	Limo sabbioso	0	3	3	1.5	19	9	GG	28	-	15	12.5	20
2	Limo argilloso	3	7.5	4.5	5.25	19	9	GF	26	60	6	4.5	13.5
3	Sabbia addensata	7.5	15.5	8	11.5	19	9	GG	34	-	50	42	67
4	Limo argilloso	15.5	17	1.5	16.25	19	9	GF	26	70	7	5	15
5	Sabbia limosa/Limo sabbioso	17	21	4	19	19	9	GG	30	-	32	27	43
6	Limo argilloso/Argilla limosa	21	25	4	23	19	9	GF	26	55	5.5	4	12
7	Sabbia limosa	25	27	2	26	19	9	GG	32	-	40	33	52
8	Limo argilloso	27	30	3	28.5	19	9	GF	26	70	7	5	15