

Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Adriatico Centro Settentrionale

**APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA,  
ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO  
TERMINAL IN PENISOLA TRATTATOLI E RIUTILIZZO DEL  
MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007  
I FASE**

**PROGETTO DEFINITIVO**

OGGETTO

**RELAZIONE GENERALE DI CARATTERIZZAZIONE  
GEOTECNICA**

FILE

1114.GEO.C - Relazione generale di  
caratterizzazione geotecnica

CODICE

1114.GEO.C

SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Apr. 2015	Emissione
1	Set. 2017	Revisione generale
2		
3		

AUTORITÀ DI SISTEMA PORTUALE DEL  
MARE ADRIATICO CENTRO SETTENTRIONALE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO  
IL DIRETTORE TECNICO  
(Ing. Fabio Maletti)



MINISTERO INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI  
PROVVEDITORATO INTERREGIONALE PER  
LE OPERE PUBBLICHE PER LA LOMBARDIA  
E L'EMILIA ROMAGNA

IL RESPONSABILE DELLA REVISIONE  
DELLA PROGETTAZIONE  
(Ing. Francesco Caldani)

PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Geotecnica



Direttore Tecnico : Ing. Paolo Ruggeri

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 1 di 160</p>
--	--	---

## SOMMARIO

Premessa .....	3
1. Norme di riferimento.....	3
2. Documenti di riferimento .....	3
3. Campagne d’indagine geognostica .....	4
4. Modalità di interpretazione delle prove penetrometriche, dilatometriche e geofisiche.....	11
4.1 Prova penetrometrica statica (CPTu).....	11
4.1.1 Riconoscimento stratigrafico (Ic) .....	12
4.1.2 Moduli a piccole deformazioni (G <sub>0</sub> ) .....	12
4.1.3 Angolo di attrito ( $\phi'$ ).....	12
4.1.4 Densità relativa (D <sub>r</sub> ) .....	14
4.1.5 Moduli elastici operativi (E <sub>s</sub> ) .....	14
4.1.6 Resistenza non drenata (c <sub>u</sub> ) .....	15
4.1.7 Modulo edometrico (M) .....	15
4.2 Prova dilatometrica (DMT) .....	16
4.3 Prove geofisiche in foro (Down-Hole e Cross-Hole) .....	18
5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO DELL’AREA .....	19
5.1 Modello stratigrafico tipo .....	21
5.2 Variabilità stratigrafica lungo il Canale .....	22
5.2.1 Modelli stratigrafici .....	25
6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI .....	33
7. DEPOSITO SABBIOSO (LITOTIPO S) .....	34
7.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione.....	34
7.1.1 Analisi granulometrica .....	34
7.1.2 Peso specifico dei grani.....	35
7.1.3 Peso dell’unità di volume.....	35
7.1.4 Contenuto d’acqua naturale .....	35
7.2 Densità Relativa .....	36
7.2.1 Densità Relativa da CPTu .....	36
7.3 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci .....	43
7.3.1 Resistenza in T.E. da prove di laboratorio.....	43
7.3.2 Resistenza in T.E. da DMT .....	44
7.3.3 Resistenza in T.E. da CPTu.....	48
7.4 Caratteristiche di deformabilità.....	54
7.4.1 Curva di decadimento della rigidità da prove di laboratorio .....	54
7.4.2 Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH, DH e Re.Mi.) .....	56
7.4.3 Moduli a piccole deformazioni da prove CPTu .....	57
7.4.4 Modulo edometrico da prove DMT .....	63
7.4.5 Moduli elastici operativi da prove CPTu .....	66
8. DEPOSITO COESIVO (LITOTIPO M).....	73
8.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione .....	73
8.1.2 Analisi granulometrica .....	73
8.1.3 Peso specifico dei grani.....	74
8.1.4 Peso dell’unità di volume.....	74
8.1.5 Contenuto d’acqua naturale .....	75
8.1.6 Limiti di Atterberg .....	75
8.1.7 Stato tensionale iniziale .....	76
8.1.8 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali .....	80
8.1.8.1 Resistenza non drenata da prove di laboratorio .....	80
8.1.8.2 Resistenza non drenata da prove DMT .....	81
8.1.8.3 Resistenza non drenata da prove CPTu.....	84

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 2 di 160</p>
--	--	---

8.1.9	Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci .....	93
8.1.9.1	Resistenza in T.E. da prove di laboratorio.....	93
8.1.9.2	Resistenza in T.E. da prove CPTu.....	94
8.2	Caratteristiche di deformabilità.....	95
8.2.1	Valutazione della curva di decadimento della rigidità da prove di laboratorio .....	95
8.2.2	Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH e DH).....	97
8.2.3	Moduli a piccole deformazioni da prove CPTu .....	98
8.2.4	Moduli edometrici da prove edometriche.....	105
8.2.5	Moduli edometrici da prove CPTu .....	108
8.2.6	Moduli edometrici da prove DMT.....	114
8.3	Coefficiente di consolidazione e permeabilità.....	118
8.3.1	Stima di $c_v$ da prove edometriche.....	118
8.4	Considerazioni generali sul litotipo M .....	118
9.	DEPOSITO DI FASE TRASGRESSIVA (LITOTIPO T).....	122
10.	DEPOSITI ALLUVIONALI (LITOTIPO A) .....	123
10.1	Caratteristiche fisiche e di classificazione delle porzioni a grana fine del litotipo A .....	124
10.1.1	Caratteristiche granulometriche dei terreni appartenenti al Litotipo A.....	124
10.1.2	Peso specifico dei grani.....	124
10.1.3	Peso dell'unità di volume .....	125
10.1.4	Contenuto d'acqua naturale .....	125
10.1.5	Limiti di Atterberg .....	125
10.2	Stato tensionale iniziale .....	126
10.3	Caratteristiche di resistenza in tensioni totali .....	128
10.4	Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci .....	132
10.4.1	Resistenza in T.E. della porzione fine del deposito A.....	132
10.4.2	Resistenza in T.E. della porzione granulare del deposito A.....	133
10.5	Densità Relativa della porzione granulare del deposito A da CPTu .....	137
10.6	Caratteristiche di deformabilità.....	140
10.6.1	Valutazione della curva di decadimento della rigidità da prove di laboratorio .....	140
10.6.2	Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH e DH).....	140
10.6.3	Moduli edometrici da prove edometriche (porzione fine) .....	141
10.6.4	Moduli edometrici da prove CPTu (porzione fine).....	143
10.6.5	Moduli elastici operativi da prove CPTu (porzione granulare).....	146
11.	DEPOSITO ANTROPICO (RIPORTI R) .....	146
12.	DEPOSITO DI PALUDE (LITOTIPO P) .....	147
12.1	Caratteristiche fisiche e di classificazione.....	147
12.2	Caratteristiche di resistenza in tensioni totali .....	148
12.2.1	Resistenza non drenata da prove CPT e DMT .....	148
12.3	Caratteristiche di deformabilità.....	149
13.	ELABORAZIONE DELLA STAZIONE A.....	151
14.	Quadro sinottico dei parametri geotecnici.....	159
15.	BIBLIOGRAFIA .....	160

**ALLEGATO A** CPTu, Down hole e Cross hole 2014

**ALLEGATO B** Elaborazioni CPTu 2014 lungo intera verticale di prova

**ALLEGATO C** Elaborato grafico d'insieme

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 3 di 160</p>
--	---	---

## Premessa

Nell’ambito del complesso intervento di “*Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo del materiale estratto in attuazione al P.R.P. vigente 2007 – I FASE*” questa relazione presenta l’interpretazione e l’elaborazione delle prove della campagna di indagine svolta nel 2014-2015 al fine di giungere a:

- individuare le principali unità geotecniche;
- fornire la caratterizzazione geotecnica di ogni unità individuata.

La presente relazione rappresenta un aggiornamento della relazione prodotta dalla GES srl nel 2015 a seguito dell’attuale attività di verifica e integrazione degli elaborati progettuali in possesso dell’amministrazione.

Dall’elaborato è possibile individuare i parametri significativi per il progetto di ciascun banchinamento e definire pertanto il modello geotecnico di riferimento di ogni opera. Procedendo in questo modo si sono analizzate le singole opere e per ciascuna di esse è stata redatta una specifica relazione di calcolo (a cui si rimanda per ogni dettaglio) che comprende sia la parte di caratterizzazione geotecnica (dando il dovuto peso alle indagini locali oltre che a quelle dell’intero porto canale), sia il modello geotecnico di riferimento ed i risultati delle relative analisi numeriche di calcolo. Anche la definizione dell’azione sismica, vista la dipendenza della stessa dalla localizzazione geografica e dal profilo stratigrafico, viene trattata nelle singole relazioni di calcolo dei banchinamenti.

L’analisi della suscettività alla liquefazione, tenuto conto della complessità del tema, è stato affrontato in un elaborato specialistico, a cui si rimanda, redatto da esperti del settore.

### 1. Norme di riferimento

- a) D.M. Infrastrutture 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- b) Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”;

### 2. Documenti di riferimento

- c) Relazione Geologica relativa alla progettazione dell’“Hub portuale di Ravenna – Approfondimento canali Candiano e Baiona, adeguamento banchine operative esistenti, nuovo terminal in penisola Trattaroli e riutilizzo materiale estratto in attuazione al PRP vigente 2007; redatta dal dott. geol. Maria Bruno – Geostudi S.r.l. (2015)
- d) Database delle indagini esistenti di proprietà dell’Autorità Portuale di Ravenna realizzato per la progettazione definitiva delle opere in attuazione del PRP vigente 2007

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 4 di 160</p>
--	---	---

### 3. Campagne d'indagine geognostica

Le indagini a cui si è fatto riferimento derivano principalmente dalla recente campagna di indagine programmata dall'Autorità Portuale; i risultati di tale campagna sono descritti nel documento redatto da Geostudi (documento c). Inoltre sono state selezionate, tra le numerose campagne di indagine svolte in passato alcune indagini che forniscono risultati che si ritengono utili per completare il quadro conoscitivo dell'area oggetto della progettazione.

La campagna di indagine del 2014 è stata organizzata definendo 3 differenti "Stazioni tipo di indagine" (denominate tipo A-B-C), alcune verticali di indagine singole, 4 km di stendimenti Re.Mi. e prove di laboratorio sui campioni di terreno prelevati nel corso dei sondaggi.

La Figura 1 mostra la planimetria dell'area portuale con l'indicazione delle stazioni di indagine 2014. La planimetria con l'ubicazione di tutte le verticali indagate è riportata in Allegato C – Elaborato grafico.

La tabella 1 che segue riporta la ubicazione geografica delle stazioni di indagine, la quota del piano campagna riferita al livello medio del mare, la lunghezza delle verticali indagate, le profondità di prelievo dei campioni, le prove geofisiche eseguite in foro. La tabella 2 indica ubicazioni e caratteristiche delle verticali dove sono state eseguite le prove penetrometriche statiche (CPTu), la tabella 3 si riferisce invece alle verticali delle prove dilatometriche (DMT).

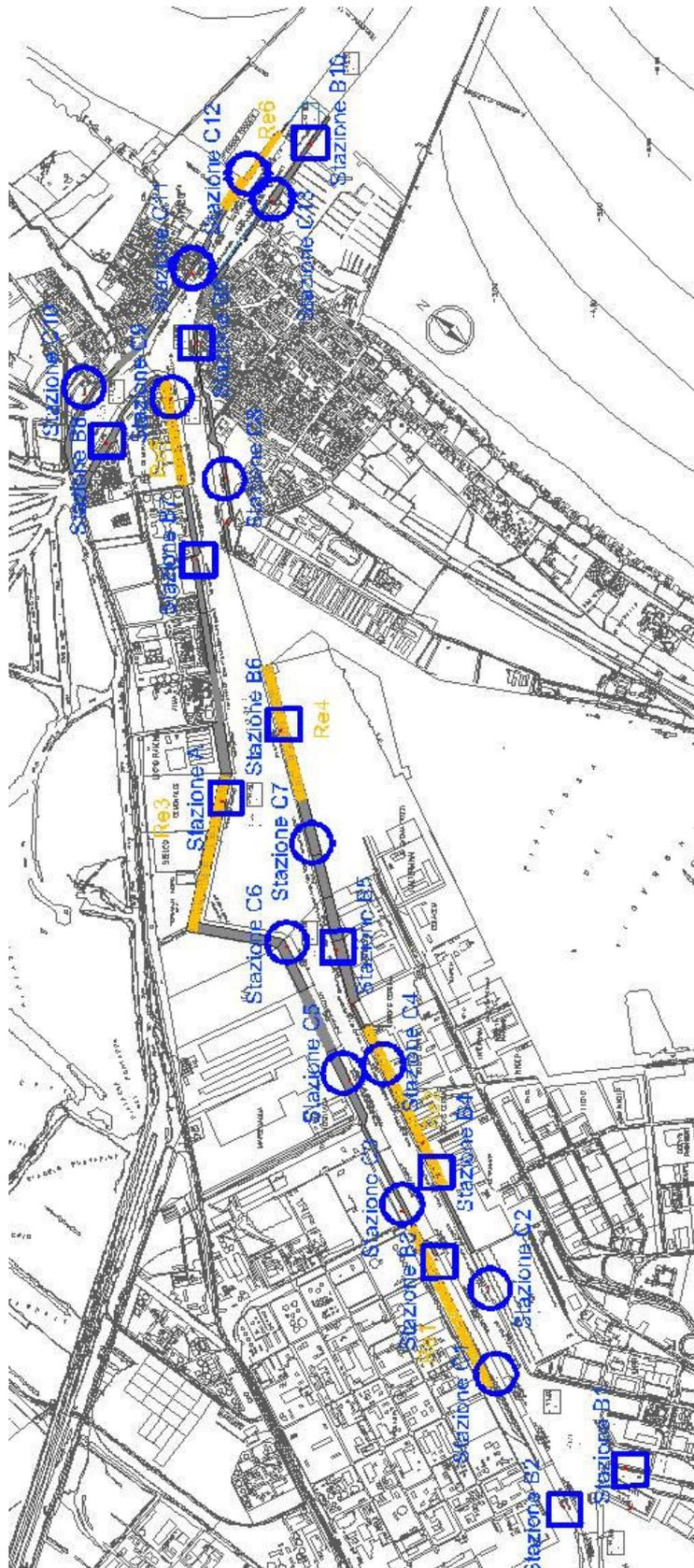


Figura 1 – Ubicazione delle stazioni di indagine (blu) e stendimenti geofisici (in giallo)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 6 di 160</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

**Tabella 1 – sondaggi**

	Stazione	Coordinate (Gauss-Boaga fuso est)		Quota p.c. (m da lmm)	Lunghezza (m)	Prelievo campioni (intervallo di quota in metri)	Prova Geofisica
		Est	Nord				
<b>S1</b>	B2	2300380,13	4924592,31	-0,09	35	C.I. A (12,0-15,55) C.I. B (18,0-18,60) C.I. C (24,0-24,60)	Down- Hole
<b>S2</b>	B3	2300851,59	4925909,95	0,42	35	C.I. A (7,5-8,1) C.I. B (13,5-14,1) C.I. C (21,0-21,6) C.R. R1 (4,0-5,0) C.R. R2 (5,0-5,3) C.R. R3 (6,0-6,3) C.R. R4 (8,1-9,0) C.R. R5 (9,0-9,3) C.R. R6 (10,0-11,0) C.R. R7 (11,0-11,3) C.R. R8 (12,0-12,3) C.R. R9 (14,1-15,0) C.R. R10 (14,1-15,0)	Down- Hole
<b>S3</b>	C3	2300912,55	4926201,74	1,13	35	C.I. A (17,0-17,6) C.I. B (26,0-26,6) C.R. R1 (8,0-8,3)	-
<b>S4</b>	C5	2301215,60	4926840,67	1,42	35	C.I. A (10,0-10,5) C.I. B (17,0-17,4) C.I. C (22,5-23,0)	-
<b>S5</b>	C6	2301488,82	4927535,31	1,66	35	C.I. A (6,0-6,6) C.I. B (16,0-16,5) C.R. R1 (21,0-21,3)	-
<b>S6</b>	A	2301801,15	4928275,75	2,03	35	C.I. A (9,4-10,01) C.I. B (12,0-12,5) C.I. C (22,5-23,0) C.R. R1 (2,8-3,0) C.R. R2 (4,0-5,0) C.R. R3 (5,0-5,2) C.R. R4 (6,0-6,2) C.R. R5 (7,0-8,0) C.R. R6 (8,0-9,0) C.R. R7 (10,0-10,2) C.R. R8 (11,3-11,5) C.R. R9 (13,0-13,2) C.R. R10 (14,0-14,2) C.R. R11 (15,0-15,2) C.R. R12 (16,0-16,2) C.R. R13 (17,0-17,2) C.R. R14 (18,0-18,2) C.R. R15 (19,0-19,2) C.R. R16 (20,0-20,2) C.R. R17 (21,0-21,2) C.R. R18 (23,0-23,2) C.R. R19 (24,0-24,2) C.R. R20 (25,0-26,0) C.R. R21 (26,0-26,2) C.R. R22 (27,0-28,0) C.R. R23 (28,0-28,2) C.R. R24 (23,0-30,0) C.R. R25 (30,0-30,2) C.R. R26 (31,0-32,0) C.R. R27 (32,0-32,2) C.R. R28 (33,0-34,0) C.R. R29 (34,0-34,2)	Cross-Hole

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>			
			<p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

**DIREZIONE TECNICA**  
Pag. : 7 di 160

						C.R. <b>R30</b> (34,2-35,0)	
<b>S7</b>	B7	2302608,26	4929200,59	0,55	35	C.I. <b>A</b> (5,0-5,6) C.I. <b>B</b> (11,4-12,0) C.I. <b>C</b> (24,0-24,60)	Down- Hole
<b>S8</b>	C9	2303105,08	4929848,35	1,18	35	C.I. <b>A</b> (6,0-6,6) C.I. <b>B</b> (20,0-20,6) C.I. <b>C</b> (31,0-31,60)	-
<b>S9</b>	B8	2302723,90	4929934,02	-0,13	35	C.I. <b>A</b> (5,0-5,5) C.I. <b>B</b> (12,0-12,5) C.I. <b>C</b> (24,1-24,60)	Down- Hole
<b>S10</b>	C10	2302826,95	4930183,12	2,22	35	C.I. <b>A</b> (16,4-17,0) C.I. <b>B</b> (23,0-23,55) C.I. <b>C</b> (30,0-30,45)	-
<b>S11</b>	C11	2303643,29	4930207,27	1,41	35	C.I. <b>A</b> (6,0-6,5) C.I. <b>B</b> (16,0-16,60) C.I. <b>C</b> (27,0-27,55) C.R. <b>R1</b> (2,0-3,0) C.R. <b>R2</b> (3,0-3,3) C.R. <b>R3</b> (4,0-4,3) C.R. <b>R4</b> (5,0-5,3) C.R. <b>R5</b> (7,0-8,0) C.R. <b>R6</b> (8,0-8,3) C.R. <b>R7</b> (9,0-10,0) C.R. <b>R8</b> (10,0-10, )	-
<b>S12</b>	B10	2304523,31	4930219,39	2,17	35	C.I. <b>A</b> (15,0-15,6) C.I. <b>B</b> (21,0-21,5) C.I. <b>C</b> (27,0-27,60)	Down- Hole
<b>S13</b>	C13	2304185,10	4930163,73	2,51	35	C.I. <b>A</b> (9,0-9,6) C.I. <b>B</b> (19,5-20,0) C.I. <b>C</b> (33,0-33,45)	-
<b>S14</b>	B9	2303399,38	4929952,48	1,12	35	C.I. <b>A</b> (4,5-5,0) C.I. <b>B</b> (15,0-15,4) C.I. <b>C</b> (24,0-24,4)	Down- Hole
<b>S15</b>	C8	2303005,23	4929377,85	1,17	35	C.I. <b>A</b> (7,0-7,6) C.I. <b>B</b> (23,0-23,6) C.R. <b>R1</b> (16,0-16,3)	-
<b>S16</b>	-	2302845,44	4929221,10	1,21	35	C.I. <b>A</b> (5,5-6,0) C.I. <b>B</b> (12,0-12,6) C.I. <b>C</b> (20,0-20,6)	-
<b>S17</b>	B6	2302265,87	4928305,38	1,62	35	C.I. <b>A</b> (4,0-4,6) C.I. <b>B</b> (18,0-18,5) C.R. <b>R1</b> (10,0-10,3)	Down- Hole
<b>S18</b>	B5	2301649,21	4927342,75	2,13	35	C.I. <b>A</b> (4,5-5,0) C.I. <b>B</b> (8,0-8,5) C.I. <b>C</b> (17,0-17,55)	Down- Hole
<b>S19</b>	-	2301494,99	4927092,42	2,18	35	C.I. <b>A</b> (4,0-4,4) C.I. <b>B</b> (6,25-6,8) C.I. <b>C</b> (10,5-11,0)	-
<b>S20</b>	-	2301238,04	4926359,68	0,63	35	C.I. <b>A</b> (8,0-8,6) C.I. <b>B</b> (21,5-22,1) C.I. <b>C</b> (28,5-29,1)	-
<b>S21</b>	B4	2301174,41	4926193,24	0,49	35	C.I. <b>A</b> (7,0-7,5) C.I. <b>B</b> (23,0-23,5) C.R. <b>R1</b> (14,0-14,3)	Down- Hole
<b>S22</b>	C2	2300931,74	4925621,29	1,44	35	C.I. <b>A</b> (12,0-12,55) C.I. <b>B</b> (16,5-17,1) C.R. <b>R1</b> (5,0-5,25)	-

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>		 <p>Membro della Federazione CSO <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p>
		<p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Setentrionale</p>	

<b>S23</b>	B1	2300737,08	4924495,52	0,76	35	C.I. A (4,0-4,35) C.I. B (13,0-13,5) C.R. R1 (23,0-23,2)	Down- Hole
<b>S24</b>	-	2300602,99	4924341,67	0,55	35	C.I. A (9,0-9,6) C.I. B (13,5-14,1) C.I. C (25,6-26,15)	-

C.I. campione indisturbato (quota prelievo da p.c.)

C.R. campione rimaneggiato (quota prelievo da p.c.)

*In corsivo campione prelevato ma non sottoposto a prove di laboratorio*

**Tabella 2 – Prove penetrometriche statiche (CPTu)**

	Stazione	Coordinate (Gauss-Boaga fuso est)		Quota p.c. (m lmm)	Lunghezza del preforo (m)	Quota fondale (m lmm)	Lunghezza del tratto di prova (m)
		Est	Nord				
<b>CPTU-1</b>	-	2300320,84	4924478,15	1,45	4,0	-	35,0
<b>CPTU-2</b>	B2	2300374,00	4924587,18	0,01	3,0	-	37,1
<b>CPTU-3</b>	C1	2300628,33	4925270,45	1,11	3,0	-	35,0
<b>CPTU-3m</b>	C1	2300647,83	4925274,59	1,00	-	-7,6	15,7
<b>CPTU-4</b>	-	2300779,63	4925725,86	0,12	3,0	-	35,0
<b>CPTU-5</b>	B3	2300848,54	4925905,17	0,32	4,0	-	38,2
<b>CPTU-6</b>	-	2300901,50	4926100,02	0,24	3,0	-	37,1
<b>CPTU-7</b>	C3	2300913,65	4926204,81	1,23	3,0	-	35,0
<b>CPTU-7m</b>	C3	2300946,70	4926204,21	1,20	-	-10,8	13,5
<b>CPTU-8</b>	-	2301051,62	4926520,19	1,42	3,0	-	35,0
<b>CPTU-9</b>	C5	2301211,09	4926842,72	1,42	3,0	-	35,0
<b>CPTU-9m</b>	-	2301384,34	4927244,98	1,40	-	-10,2	14,6
<b>CPTU-10m</b>	C6	2301498,34	4927536,29	1,70	-	-10,7	14,7
<b>CPTU-11</b>	A	2301807,25	4928276,35	2,10	3,0	-	38,7
<b>CPTU-11m</b>	A	2301823,62	4928266,24	2,10	-	-7,33	16,0
<b>CPTU-12</b>	-	2302045,01	4928538,77	1,33	3,0	-	35,0
<b>CPTU-13</b>	-	2302225,96	4928717,65	1,70	3,0	-	35,0
<b>CPTU-14</b>	B7	2302597,86	4929203,21	0,50	3,0	-	38,0
<b>CPTU-15</b>	-	2302731,00	4929356,70	0,83	3,0	-	35,0
<b>CPTU-17</b>	B8	2302764,61	4929943,18	-0,13	3,0	-	35,0
<b>CPTU-18</b>	B8	2302726,92	4929934,62	-0,26	3,0	-	37,7
<b>CPTU-18m</b>	B8	2302724,24	4929947,87	-0,10	-	-6,7	19,0
<b>CPTU-19</b>	-	2302476,10	4929877,63	2,03	3,0	-	35,0
<b>CPTU-20</b>	-	2302561,94	4930038,42	2,35	0,0	-	35,0
<b>CPTU-21</b>	-	2303123,36	4930154,70	2,02	4,54	-	35,0
<b>CPTU-22</b>	C11	2303643,25	4930205,77	1,44	3,0	-	35,0
<b>CPTU-22m</b>	C11	2303656,40	4930204,20	1,40	-	-4,6	19,5
<b>CPTU-23</b>	C12	2304178,29	4930327,40	2,20	9,0	-	29,2
<b>CPTU-23m</b>	C12	2304184,58	4930320,87	2,20	-	-8,1	18,1
<b>CPTU-24m</b>	-	2304467,32	4930362,04	2,20	-	-5,8	17,6
<b>CPTU-25</b>	B10	2304529,59	4930220,25	2,19	11,0	-	32,0
<b>CPTU-25m</b>	B10	2304520,64	4930235,32	2,20	-	-6,2	17,1
<b>CPTU-26</b>	C13	2304182,57	4930163,59	2,50	7,0	-	27,0
<b>CPTU-26m</b>	C13	2304189,23	4930185,34	2,50	-	-5,9	17,1

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>		 <p>Membro della Federazione CSO <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p>	
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>		<p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 9 di 160</p>	

<b>CPTU-27</b>	-	2303984,15	4930144,13	1,53	0,0	-	34,8
<b>CPTU-28</b>	-	2303599,21	4930078,35	1,10	3,0	-	35,0
<b>CPTU-29</b>	B9	2303403,46	4929956,71	1,11	3,0	-	37,2
<b>CPTU-30</b>	-	2303218,23	4929694,45	1,23	3,0	-	34,0
<b>CPTU-31</b>	C8	2303002,53	4929375,15	1,16	3,0	-	35,0
<b>CPTU-32</b>	B6	2302263,54	4928310,06	1,54	0,0	-	36,5
<b>CPTU-33</b>	C7	2301938,02	4927796,30	1,87	3,0	-	35,0
<b>CPTU-34</b>	B5	2301655,24	4927339,37	2,04	3,0	-	36,2
<b>CPTU-34m</b>	B5	2301646,94	4927349,61	2,00	-	-9,8	18,2
<b>CPTU-35</b>	-	2301441,66	4926955,72	2,00	3,0	-	35,0
<b>CPTU-36</b>	C4	2301380,56	4926789,20	1,90	3,0	-	34,8
<b>CPTU-36m</b>	C4	2301367,47	4926787,55	1,90	-	-11,9	13,5
<b>CPTU-37</b>	B4	2301177,21	4926191,89	0,56	3,0	-	35,0
<b>CPTU-37m</b>	B4	2301147,08	4926213,22	0,50	-	-11,9	15,4
<b>CPTU-38</b>	-	2301111,50	4926024,28	0,65	4,0	-	35,0
<b>CPTU-39</b>	-	2300988,87	4925756,82	1,45	3,0	-	35,0
<b>CPTU-40m</b>	C2	2300925,27	4925622,76	1,40	-	-11,3	15,3
<b>CPTU-41</b>	-	2300884,01	4924983,59	0,57	3,0	-	35,0
<b>CPTU-42</b>	-	2301008,84	4924774,52	0,56	3,0	-	35,0
<b>CPTU-43</b>	-	2300936,57	4924643,42	0,82	3,0	-	35,0
<b>CPTU-44</b>	-	2300822,30	4924647,07	0,79	3,0	-	35,0
<b>CPTU-45</b>	-	2300856,15	4924542,14	0,70	3,0	-	35,0
<b>CPTU-46</b>	B1	2300736,35	4924492,57	0,85	3,0	-	40,9
<b>CPTU-46m</b>	B2	2300804,32	4924413,17	0,80	-	-13,6	14,7
<b>CPTU-47</b>	-	2300700,34	4924265,05	0,40	5,0	-	35,0
<b>CPTU-48</b>	-	2300559,81	4924505,86	0,66	1,2	-	35,0



Tabella 3 – Prove dilatometriche (DMT)

	Stazione	coordinate (Gauss-Boaga fuso est)		Quota p.c. (m lmm)	Lunghezza del preforo (m)	Lunghezza del tratto di prova (m)
		Est	Nord			
<b>DMT-1</b>	B2	2300372,62	4924582,26	0,01	3,0	27,0
<b>DMT-2</b>	C1	2300629,97	4925275,16	1,06	3,0	27,0
<b>DMT-3</b>	B3	2300849,19	4925908,35	0,38	4,2	25,8
<b>DMT-4</b>	C3	2300914,70	4926207,89	1,30	1,4	28,6
<b>DMT-5</b>	C6	2301491,09	4927534,06	1,65	3,0	27,2
<b>DMT-6</b>	-	2301370,10	4928005,13	2,11	2,8	27,2
<b>DMT-7</b>	A	2301808,37	4928274,28	2,15	3,0	27,0
<b>DMT-8</b>	B7	2302599,99	4929206,48	0,52	2,6	27,4
<b>DMT-9</b>	-	2302863,57	4929543,62	0,80	2,2	27,8
<b>DMT-10</b>	C9	2303107,34	4929850,94	1,20	2,6	27,6
<b>DMT-11</b>	B8	2302719,80	4929933,65	0,00	1,2	29,0
<b>DMT-12</b>	C10	2302822,87	4930187,66	2,20	0,2	30,0
<b>DMT-13</b>	C11	2303643,11	4930209,65	1,42	3,2	27,0
<b>DMT-14</b>	C12	2304176,29	4930327,38	2,22	6,2	21,2
<b>DMT-15</b>	B10	2304526,71	4930219,94	2,19	9,8	19,0
<b>DMT-16</b>	C13	2304187,60	4930164,24	2,53	6,2	23,8
<b>DMT-17</b>	B9	2303402,08	4929955,36	1,14	2,4	10,8
<b>DMT-17bis</b>	B9	2303402,08	4929955,36	1,14	16,4	13,6
<b>DMT-18</b>	C8	2303007,59	4929381,54	1,16	2,6	27,4
<b>DMT-19</b>	B6	2302269,90	4928308,87	1,42	0,2	29,8
<b>DMT-20</b>	C7	2301939,78	4927795,74	1,83	1,4	28,6
<b>DMT-21</b>	B5	2301651,13	4927341,75	2,07	2,8	26,8
<b>DMT-22</b>	C4	2301377,06	4926780,44	1,91	3,2	3,6
<b>DMT-22bis</b>	C4	2301377,06	4926780,44	1,91	4,0	26,2
<b>DMT-23</b>	B4	2301175,38	4926195,56	0,45	2,6	27,4
<b>DMT-24</b>	C2	2300928,39	4925621,85	1,46	2,8	27,4
<b>DMT-25</b>	-	2300778,85	4925155,99	0,68	3,0	27,0
<b>DMT-26</b>	B1	2300737,35	4924491,29	0,82	2,8	8,4
<b>DMT-26bis</b>	B1	2300737,35	4924491,29	0,82	0,0	30,0
<b>DMT-27</b>	-	2300599,72	4924340,36	0,58	2,6	27,4

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 11 di 160</p>
--	---	--

#### 4. Modalità di interpretazione delle prove penetrometriche, dilatometriche e geofisiche

Le indagini realizzate nell'area portuale di Ravenna sono costituite sia da prove in situ, sia da prove di laboratorio e per la definizione dei necessari modelli geotecnici di sottosuolo, tutti i risultati ottenuti dovranno essere utilizzati in modo complementare.

Le prove in situ, infatti, interessano volumi di terreno grandi fornendo profili pressoché continui delle diverse grandezze misurate nelle condizioni effettivamente presenti in situ, di contro le condizioni al contorno sono incerte e di difficile individuazione e l'interpretazione è spesso affidata a relazioni empiriche o semi-empiriche. Le prove di laboratorio, invece, interessano volumi di terreno piccolo, presentano la problematica del disturbo del campionamento ma hanno condizioni al contorno ben definite e controllabili e i risultati possono essere interpretati con modelli matematici appropriati.

Pertanto, prima di procedere all'analisi di risultati, nei seguenti paragrafi si fornisce un quadro sintetico delle correlazioni empiriche principalmente adottate per interpretare i risultati delle prove in situ.

##### 4.1 Prova penetrometrica statica (CPTu)

La prova penetrometrica statica di tipo elettrico prevede di far avanzare nel terreno verticalmente, a velocità costante ( $v \approx 2$  cm/s), una punta conica di dimensioni standard (diametro 35,7 mm e angolo di apertura  $60^\circ$ ) misurando la pressione alla punta e lo sforzo tangenziale laterale in modo fra loro indipendente con trasduttori elettrici che inviano un segnale ad una centralina posta in superficie. La punta elettrica del penetrometro per prove CPTu è inoltre munita di setto poroso cosicché è possibile misurare le pressioni interstiziali generate durante l'avanzamento. La prova CPTu è la prova di elezione per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi granulari. Consente inoltre la stima dei moduli elastici del terreno e della coesione non drenata nei terreni a grana fine. In modo indiretto, la prova consente anche il riconoscimento della stratigrafia del deposito con precisione centimetrica.

Essendo il setto poroso posto nella parte cilindrica del cono è necessario correggere il valore di resistenza alla punta per interpretare correttamente i risultati delle prove. La correzione, dipendente esclusivamente dalla geometria costruttiva del dispositivo, consente di determinare la resistenza alla punta corretta ( $q_t$ ) da utilizzare per le diverse interpretazioni, nel modo seguente:

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) \cdot u_2 \quad \text{Resistenza della punta corretta}$$

Dove  $\alpha = A_N/A_C$ ,  $A_C$  è l'area del cono e  $A_N$  è l'area netta del cono.

Per determinare i parametri meccanici dei terreni Robertson (1990) ha proposto l'uso di tre parametri normalizzati rispetto allo stato tensionale litostatico, che sono così definiti:

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \cdot 100$$

dove  $\sigma_{v0}$  e  $\sigma'_{v0}$  sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, totale ed efficace, rispettivamente. Le interpretazioni presentate nei paragrafi successivi faranno uso di tali parametri normalizzati, assumono il valore del rapporto tra le aree  $\alpha$  pari a 0,58 e il seguente stato tensionale di riferimento:

**Tabella 4 - stato tensionale di riferimento per l'interpretazione delle prove CPTu**

profondità [m lmm]	$\sigma_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	u [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{v0}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
+1,0	0,0	0,0	0,0
0,0	18,5	0,0	18,5
-15,0	296,0	150,0	146,0
-40,0	771,0	400,0	371,0

#### 4.1.1 Riconoscimento stratigrafico (I<sub>c</sub>)

Il riconoscimento litologico dei terreni attraversati dai profili penetrometrici CPTu può essere effettuato tramite la correlazione proposta da Robertson e Wride (1993) calcolando l'indice di comportamento I<sub>c</sub>:

$$I_c = \sqrt{(3,47 - \log Q_t)^2 + (1,22 + \log F_r)^2}$$

In base al valore di I<sub>c</sub> è possibile classificare il terreno, come mostrato in Tabella 5.

**Tabella 5- classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento I<sub>c</sub> per le prove CPTu**

Classificazione del terreno	Terreni organici	Argille	Terreni a matrice limosa	Terreni a matrice sabbiosa	Sabbie	Sabbie ghiaie
Valore di I <sub>c</sub>	I <sub>c</sub> >3,60	2,95<I <sub>c</sub> <3,60	2,60 < I <sub>c</sub> < 2,95	2,05 < I <sub>c</sub> < 2,60	1,31 < I <sub>c</sub> < 2,05	I <sub>c</sub> < 1,31

#### 4.1.2 Moduli a piccole deformazioni (G<sub>0</sub>)

Il valore del modulo di taglio G<sub>0</sub> può essere stimato per i terreni olocenici e pleistocenici non cementati con la seguente relazione:

$$G_0 = (q_t - \sigma_v) \cdot 0,0188 \cdot 10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}$$

ricavata dagli autori (Eslaamizaad and Robertson, 1996a; Schnai, 2005) sulla base dei risultati di prove CPT sismiche (SCPT) che consentono di misurare anche la velocità delle onde di taglio (V<sub>s</sub>).

#### 4.1.3 Angolo di attrito (φ')

In letteratura sono presenti diversi metodi (teoria della capacità portante, teoria dell'espansione della cavità e metodi empirici) per determinare l'angolo di attrito dai risultati di prove penetrometriche statiche. Comunemente, l'angolo di attrito viene ricavato attraverso correlazioni empiriche dedotte sulla base di sperimentazione in camera di calibrazione.

Kulhawy e Mayne (1990) propongono per *sabbie pulite non cementate* con grani arrotondati, la seguente relazione:

$$\varphi' = 17,60 + 11 \cdot \log(Q_{tn})$$

dove:



$$Q_{tn} = \frac{[(q_t - \sigma_v)/p_a]}{(p_a/\sigma'_{vo})^{0,5}}$$

Come si vede dalla Figura 2, in cui sono rappresentati i risultati di molte indagini sperimentali eseguite da autori diversi, la precedente relazione interpola con precisione l'andamento dell'angolo di attrito in funzione della resistenza alla punta normalizzata.

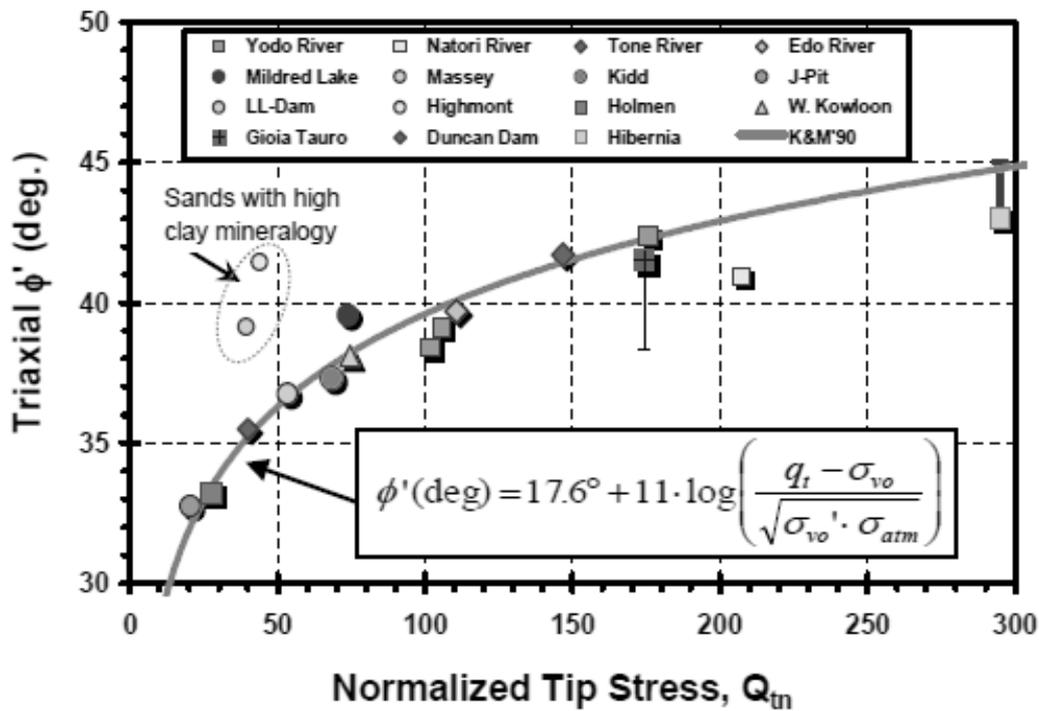


Figura 2 – Angolo di attrito da prove CPT

Per i **terreni a grana fine** le prove più appropriate per la stima dei parametri di resistenza in tensioni efficaci sono sicuramente le prove triassiali. Si può comunque tentare un'interpretazione anche basandosi sui risultati delle prove CPTu. Recentemente, Mayne (2006) riprendendo uno studio del Norwegian Institute of Technology (Senneset *et al.*, 1989) propone una valutazione approssimata dell'angolo d'attrito tenendo in conto la misura delle pressioni  $u_2$ .

La relazione viene proposta per argille e limi normalconsolidati ( $c'=0$ ) e non è affidabile per terreni fortemente sovraconsolidati, fessurati, fortemente cementati e argille strutturate.

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

La relazione è valida solo in presenza di valori positivi di  $u_2$  e per il seguente intervallo di parametri:  
 $20^\circ \leq \phi' \leq 40^\circ$  e  $0,1 \leq B_q \leq 1,0$ .

La stima ottenuta con tale relazione va comunque utilizzata con cautela e confrontata con i risultati delle prove di laboratorio.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 14 di 160</p>
--	--	--

#### 4.1.4 Densità relativa ( $D_r$ )

La densità relativa rappresenta uno dei principali parametri per caratterizzare il comportamento meccanico dei terreni granulari e rappresenta il suo stato di addensamento in modo normalizzato.  $D_r$  è definita dalla seguente relazione:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$$

dove  $e_{max}$  e  $e_{min}$  rappresentano l'indice dei vuoti corrispondente al minimo ed al massimo stato di addensamento determinabili sperimentalmente ed  $e$  è l'indice dei vuoti che il terreno presenta in sito. I numerosi studi svolti in camera di calibrazione hanno mostrato che la resistenza alla punta nella prova CPT è legata alla densità relativa, allo stato tensionale efficace e alla dimensione dei grani. Sulla base dei risultati effettuati in camera di calibrazione sulla sabbie del Ticino, Baldi *et al.* (1986) propongono la seguente relazione:

$$D_r = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln\left(\frac{Q_{cn}}{C_0}\right)$$

dove, per sabbie quarzose, normal consolidate e non cementate  $C_0=15,7$  e  $C_2=2,41$ .

Kulhawy e Mayne (1990) suggeriscono una semplificazione della precedente relazione proponendo:

$$D_r^2 = \frac{Q_{cn}}{305 \cdot Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A}$$

dove

$$Q_{cn} = \frac{q_t/p_a}{(\sigma'_{vo}/p_a)^{0,5}}$$

$Q_c$ : fattore di compressibilità; varia da 0,90 (bassa compressibilità) a 1,10 (alta compressibilità);

$Q_{OCR}$ : fattore del grado di sovraconsolidazione, pari a  $OCR^{0,18}$ ;

$Q_A$ = fattore tempo pari a  $1,2+0,05\log(t/100)$ .

La relazione precedente può essere ulteriormente semplificata in

$$D_r^2 = \frac{Q_{tn}}{k_{DR}}$$

dove:

$k_{RD} = 350$  per sabbie medie, pulite e non cementate

$k_{RD} = 300$  per sabbie fini;

$k_{RD} = 400$  per sabbie grossolane.

#### 4.1.5 Moduli elastici operativi ( $E_s$ )

Dalla prova CPT si può stimare il modulo elastico del terreno. Tuttavia, le correlazioni tra la resistenza alla punta e il modulo di Young ( $E_s$ ) sono molto sensibili alla storia geologica e allo stato tensionale del terreno. Una stima valida del modulo elastico per sabbie silicee non cementate corrispondente ad una deformazione mobilitata pari a circa 0,1% è così definita:

$$E_s = (q_t - \sigma_v) \cdot 0,015 \cdot 10^{0,55 \cdot I_c + 1,68}$$

Tale relazione è applicabile a terreni con  $I_c < 2,6$ .

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 15 di 160</p>
--	--	--

#### 4.1.6 Resistenza non drenata ( $c_u$ )

Nei terreni a grana fine è possibile ricavare un profilo della coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta applicando l'equazione inversa della capacità portante, cioè:

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

dove  $N_{kt}$  è il fattore di capacità portante. Tale fattore presenta però un'ampia variabilità funzione anche della storia geologica del deposito, con valori compresi tra 11 e 20 per terreni normalconsolidate, avvicinandosi a 25 per terreni sovraconsolidati. Considerata la grande variabilità del fattore di capacità portante la precedente equazione fornisce una stima preliminare e approssimativa delle resistenze non drenate.

Secondo Robertson il coefficiente  $N_{kt}$ , largamente influenzato dalla sensitività del terreno, oltre che dalla rigidità e dal grado di consolidazione, può essere legato al rapporto di frizione normalizzato  $F_r$  nel seguente modo:

$$N_{kt} = 10,5 + 7 \cdot \log(F_r)$$

Sempre da studi condotti da Robertson *et al.* (1986), nelle argille soffici dove può esserci qualche incertezza nella determinazione della resistenza alla punta  $q_t$ , la coesione non drenata può essere efficacemente ricavata utilizzando i valori della sovrappressione interstiziale misurata attraverso il sensore di pressione posto al di sopra della punta conica ( $u_2$ ), cioè:

$$c_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}}$$

dove  $\Delta u = u_2 - u_0$  e  $N_{\Delta u}$  è variabile da 4 a 10. Anche utilizzando questo approccio alternativo la variabilità dei risultati rimane ampia.

Per la caratterizzazione dei terreni della laguna di Venezia, Ricceri *et al.* (2002), forniscono una relazione del coefficiente  $N_{\Delta u}$  calibrato sui risultati di prove triassiali non consolidate non drenate:

$$N_{\Delta u} = 0,13 + 18,6 \cdot B_q$$

con  $B_q$  già definito al §5.1.

In definitiva per migliorare l'interpretazione delle prove CPTu è opportuno calibrare il fattore  $N_{kt}$  (o  $N_{\Delta u}$ ) in funzione di risultati di prove più affidabili per la determinazione della coesione non drenata come, ad esempio, quelli che si ottengono dalle prove di laboratorio, tipicamente di compressione triassiale in condizioni non drenate (CIU, CK<sub>0</sub>U e UU).

#### 4.1.7 Modulo edometrico (M)

Può essere stimato anche dai risultati di prove CPTu. A tale scopo, per terreni con  $I_c > 2,2$ , è possibile utilizzare la relazione empirica di Robertson (2009)

$$M = \alpha_M \cdot (q_t - \sigma_v)$$

ed essendo il parametro  $\alpha_M$  legato alla resistenza totale normalizzata  $Q_{tn}$  come segue:

$$\alpha_M = 14 \text{ per } Q_{tn} > 14$$

$$\alpha_M = Q_{tn} \text{ per } Q_{tn} \leq 14.$$

## 4.2 Prova dilatometrica (DMT)

La prova dilatometrica DMT, introdotta originariamente da Marchetti (1980), consiste nell'espansione in direzione orizzontale di una membrana metallica fissata su di un lato di una lama d'acciaio, avente il bordo inferiore affilato (dilatometro piatto). Il dilatometro piatto viene fatto avanzare nel terreno agendo su una batteria di aste. La membrana, raggiunta la posizione di prova, viene fatta espandere immettendo gas nel circuito. Vengono quindi misurati i valori di pressione necessari per ottenere due predefiniti livelli di espansione:

A = pressione necessaria per controbilanciare gli sforzi litostatici determinando il distacco della membrana dal supporto (pressione di distacco o lift-off);

B = pressione necessaria per espandere di 1,1 mm il centro della membrana.

Dai valori di A e B si ottengono i valori di pressione caratteristici di prova:  $p_0$  e  $p_1$  (vedi Tabella 6)

La procedura tipica di elaborazione della prova dilatometrica prevede di determinare in primo luogo tre "parametri indice" di seguito riportati:

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad \text{Indice di materiale}$$

$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{(\sigma'_{v0})} \quad \text{Indice di spinta orizzontale}$$

$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Modulo Dilatometrico.}$$

Definiti i parametri indice  $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$ , utilizzando le correlazioni riportate nella letteratura specializzata (Comitato Tecnico TC16 ISSMGE, 2001) e riassunte in Tabella 6, si possono ricavare i seguenti parametri:

M	modulo edometrico	(terreni a grana fine o incoerenti)
$c_u$	resistenza al taglio non drenata	(terreni a grana fine)
$K_0$	coefficiente di spinta a riposo	(terreni a grana fine)
OCR	grado di sovraconsolidazione	(terreni a grana fine)
$\phi'$	angolo di resistenza al taglio	(terreni incoerenti)

Il modulo edometrico (M) e la resistenza non drenata ( $c_u$ ) sono ritenuti i parametri più affidabili che si possono stimare da questa prova, mentre il valore dell'angolo d'attrito risulta più incerto.



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 18 di 160</p>
--	---	--

### 4.3 Prove geofisiche in foro (Down-Hole e Cross-Hole)

Le prove geofisiche in foro permettono di definire i profili di velocità di propagazione delle onde di compressione (onde P) e di taglio (onde S), calcolando il tempo ad esse necessario per spostarsi fra due punti posti a distanza nota.

Nella prova DOWN HOLE una sorgente meccanica in superficie produce sollecitazioni verticali (per la generazione di onde di compressione P) ed orizzontali (per onde di taglio polarizzate orizzontalmente SH) e l'istante di primo arrivo del treno d'onde viene identificato da un sistema formato da un sensore a cinque componenti, alloggiato a profondità note all'interno del foro di sondaggio appositamente strumentato.

Nell'interpretazione della prova si suppone che il volume di terreno, interessato dalle indagini sia stratificato orizzontalmente e che all'interno di ogni strato il comportamento del terreno si possa considerare elastico, omogeneo ed isotropo.

Nella prova CROSS HOLE gli stessi profili di velocità vengono definiti misurando a varie profondità i tempi di propagazione delle onde elastiche longitudinali (onde P) e trasversali (onde S) lungo traiettorie orizzontali note ovvero da un trasmettitore ad un ricevitore posti in due perforazioni distinte alla medesima quota. In questo caso l'ipotesi di stratificazione orizzontale non è più necessaria.

Una volta definiti i tempi di arrivo delle onde soniche, ed essendo nota la distanza fra sorgente/trasmettitore e ricevitore si calcolano le velocità delle onde longitudinali ( $V_p$ ) e trasversali ( $V_s$ ). I risultati si rappresentano sotto forma di diagrammi di velocità in funzione della profondità.

Indicando con  $V_p$  e  $V_s$  rispettivamente la velocità delle onde longitudinali e trasversali e con  $\rho$  la massa volumica del materiale, è possibile calcolare:

- $\nu_{dyn}$  : coefficiente di Poisson dinamico
- $G_0$ : modulo elastico trasversale dinamico:
- $E_0$ : modulo elastico longitudinale dinamico

In un mezzo poroso saturo, le onde di compressione assumono la velocità di propagazione dell'onda nel mezzo fluido, mentre la velocità delle onde di taglio  $V_s$  dipende dalla rigidezza a piccole deformazioni del mezzo  $G_0$  attraverso le formule:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \cdot (V_s)^2$$

$$E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

essendo:

$\gamma_t$  = peso di volume

$\nu'$  = coefficiente di Poisson

Adottando la relazione proposta da Evison (1956), è possibile valutare il coefficiente di Poisson in funzione dei rapporti di velocità  $V_p / V_s$ .

$$\nu_{dyn} = \frac{(V_p / V_s)^2 - 2}{2 * (V_p / V_s)^2 - 2}$$



## 5. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-STRATIGRAFICO DELL'AREA

L'area oggetto del presente studio fa parte della fascia costiera ubicata a sud est del delta del Po. La fascia costiera è una pianura intervallata dai rilevati degli argini naturali e artificiali, che si estende verso mare fino a comprendere la zona di retro duna topograficamente più depressa, a carattere palustre, a causa delle difficoltà di deflusso delle acque intercluse per la presenza delle dune eoliche. Dal punto di vista geologico, l'area della piana costiera romagnola appartiene al bacino di avanfossa di età plio-quadernaria racchiuso a Nord dalle Alpi e ad Ovest dalla Catena Appenninica, poi riempito in età olocenica durante un ciclo trasgressivo-regressivo.

I depositi di pianura e costieri risalgono al Pleistocene e al Medio-Olocene e sono attribuibili al “Subsistema di Ravenna”, un'unità relativamente superficiale, costituita da depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale, con intercalazioni di sabbie litorali e, nel settore a mare, da sabbie di prodelta e transizione alla piattaforma, il cui spessore aumenta, procedendo progressivamente dal margine appenninico verso il mare, fino a 20-28 metri.

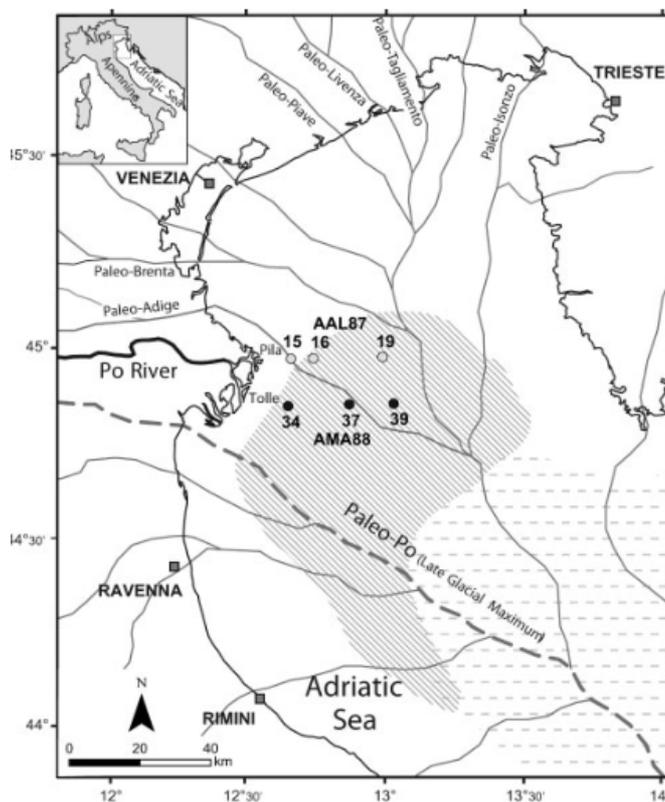


Figura 3 - Alveo del Po 18000 anni fa

L'attuale assetto stratigrafico dei depositi costieri è strettamente legato alle fasi che hanno caratterizzato la dinamica evolutiva del delta del fiume Po:

**18000 anni fa** - l'ultima glaciazione del Quaternario provoca la regressione marina che porta all'avanzamento della piana alluvionale del Po fino all'altezza di Pescara.

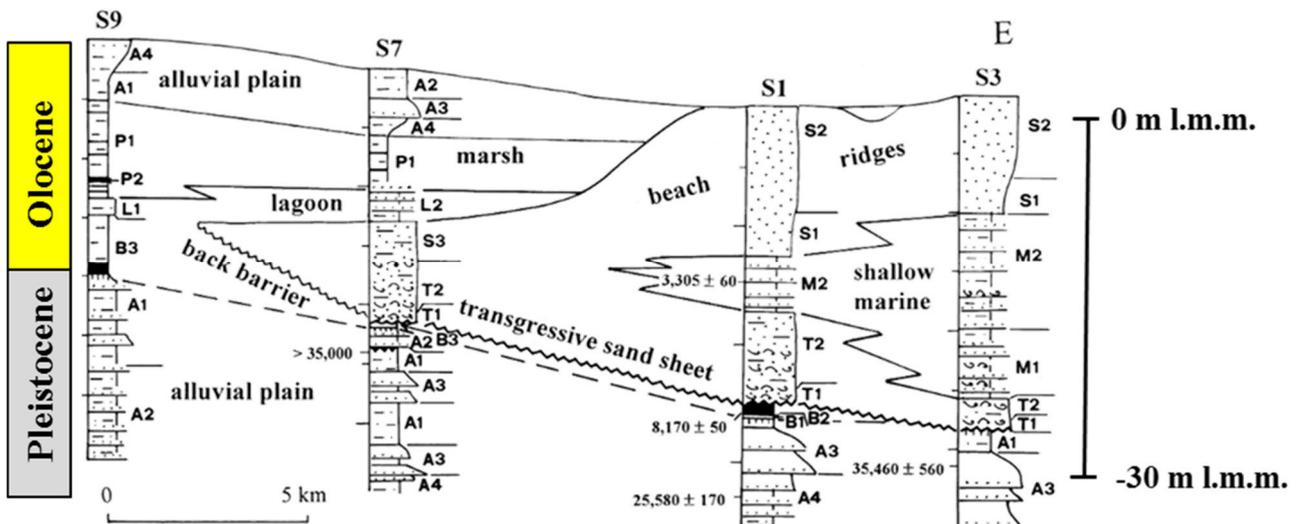
**10000 anni fa** - trasgressione marina avvenuta in tempi molto rapidi cosicché il delta del Po arretra fino quasi alla posizione attuale. Durante le fasi di trasgressione l'estesa piana di stazionamento basso venne rapidamente allagata data anche la sua modesta inclinazione, per cui tutti i sedimenti

precedentemente deposti e sommersi, vennero rimaneggiati e deposti nuovamente lungo le neofornate linee di costa man mano che esse arretravano verso nord ovest.

**6000 anni fa** - massimo arretramento della linea di costa fino a raggiungere l'entroterra di Ravenna. In corrispondenza dell'attuale fascia costiera la deposizione avviene in condizioni di mare basso (ambiente di prodelta).

**da 6000 anni fa ad oggi** - stabilizzazione del livello del mare, progressivo accrescimento e spostamento verso mare della linea di costa ad opera dell'apporto fluviale fino al raggiungimento dell'attuale configurazione delle aree emerse con la formazione delle zone lagunari della Pialassa del Piombone.

Tale breve ricostruzione della geologia recente fornisce un'efficace chiave di lettura della sequenza stratigrafica sintetizzata nella sezione proposta da Amorosi *et al.* (1999) e mostrata in Figura 4; nell'immagine si riconoscono le associazioni di facies ed il codice di riconoscimento delle singole litofacies che caratterizzano il Subintorno di Ravenna (CARG – Foglio 223 Ravenna).



**Figura 4** –Stratigrafia del Subintorno di Ravenna ricostruita lungo l'allineamento (W-E) Villanova –Borgo Anime – Porto (CARG – Foglio 223 Ravenna); l'area oggetto di studio si colloca fra i sondaggi S1 ed S3



**Figura 5** – Planimetria dell'area oggetto di studio con indicazione della sezione di figura (CARG – Foglio 223 Ravenna)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: right;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 21 di 160</p>
--	--	--

Nella successione stratigrafica si individua l'arrivo della trasgressione Olocenica in corrispondenza di **depositi sabbiosi di retro barriera** (facies B) e degli **strati sabbiosi trasgressivi** sovrastanti (facies T, 8000-9000 anni fa) posti ad una profondità di 30 m lungo la linea di costa che tende a diminuire verso ovest. Sopra i depositi sabbiosi si trovano i **sedimenti fini di prodelta** (depositi di mare basso, facies M) che mostrano una geometria a cuneo con diminuzione di spessore verso ovest. L'evoluzione successiva è controllata dalla deposizione degli spessi depositi sabbiosi attribuibili a **cordoni litorali e dunali** (facies S). Nelle zone più interne, sopra i depositi sabbiosi, si osservano sedimenti recenti legati all'evoluzione dei sistemi fluviali più importanti. Fra le verticali dei sondaggi S1 ed S3 si rinvencono **depositi di palude salmastra** (facies P) appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa (Figura 4, *CARG – Foglio 223 Ravenna*).

Al di sotto del Subsistema di Ravenna sono riconoscibili i **depositi di piana alluvionale** (facies A) del tardo-pleistocene (circa 15.000 anni fa).

### 5.1 Modello stratigrafico tipo

Il modello stratigrafico a scala generale così descritto è risultato pienamente confermato dalle indagini svolte da terra e da mare nell'area d'interesse per questo studio, che è ricompresa fra le verticali di indagine S1 ed S3 rappresentate in Figura 4. Essenzialmente ciò è apparso evidente dal confronto dei profili stratigrafici ricavati dai sondaggi a carotaggio continuo con i profili penetrometrici, seguendo la stessa metodologia proposta da Amorosi & Marchi (1999).

Per le prove penetrometriche CPTu eseguite nell'area di indagine è stato riportato l'andamento con la profondità di: resistenza alla punta corretta ( $q_t$ ), resistenza laterale locale ( $f_s$ ), pressione dei pori ( $u_2$  - pressione totale misurata all'avanzamento,  $u_0$  - pressione idrostatica di riferimento,  $\Delta u$  - sovrappressione generata all'avanzamento) ed il rapporto di attrito  $FR=f_s/(q_t - \sigma_v')$ .

I profili penetrometrici evidenziano chiaramente la variazione della litologia con la profondità attraverso una corrispondente variazione dei caratteri meccanici medi. Prendendo a riferimento come esempio la prova CPTU 3, si possono distinguere i seguenti intervalli litologici:

**Sabbie fini di cordone litorale (facies S)** - primo intervallo, ascrivibile alle unità S1 ed S2, esteso da -3m da p.c. fino alla profondità di -15 m da p.c., interrotto a circa 7 m da p.c. da un orizzonte di un metro di materiale organico. I valori di  $q_t$  crescono linearmente con la profondità, da 5MPa (-5 m da p.c.) a 8 MPa (-15 m da p.c.). La sovrappressione interstiziale  $\Delta u$  fino alla profondità di circa 11m si mantiene leggermente positiva con valori inferiori a 100 kPa per poi annullarsi nel tratto compreso fra -11 e -15 m.

**Deposit** **di prodelta (facies M)** - intervallo compreso fra -15 m e -26 m da p.c. ove si incontra un'unità litologica caratterizzata da valori di resistenza meccanica mediamente bassi. La litologia del deposito lungo il suo spessore è prevalentemente limosa argillosa, ma si riconosce la presenza di livelli sabbiosi più consistenti alle quote di -18, -19 e -25 m. I valori di sovrappressione interstiziale  $\Delta u$  si attestano attorno a 200-300 kPa.

**Strati sabbiosi trasgressivi (facies T)** - orizzonte sabbioso posto a -25 m che chiude la sequenza olocenica.

**Depositi di piana alluvionale (facies A, Pleistocene)** – la sequenza alluvionale inizia con il livello di argilla consistente che si ritrova fra -27 e -28,5 m da p.c. al di sotto del quale si trova una alternanza di sabbie, limi argillosi, argille limose e sabbie limose in strati sottili. I livelli più marcatamente sabbiosi presentano valori di  $q_t$  prossimi a 10 MPa. La sovrappressione interstiziale denota notevoli oscillazioni, da valori prossimi a 0 in corrispondenza degli interstrati sabbiosi a valori di 400-500 kPa in corrispondenza degli strati siltosi e argillosi.

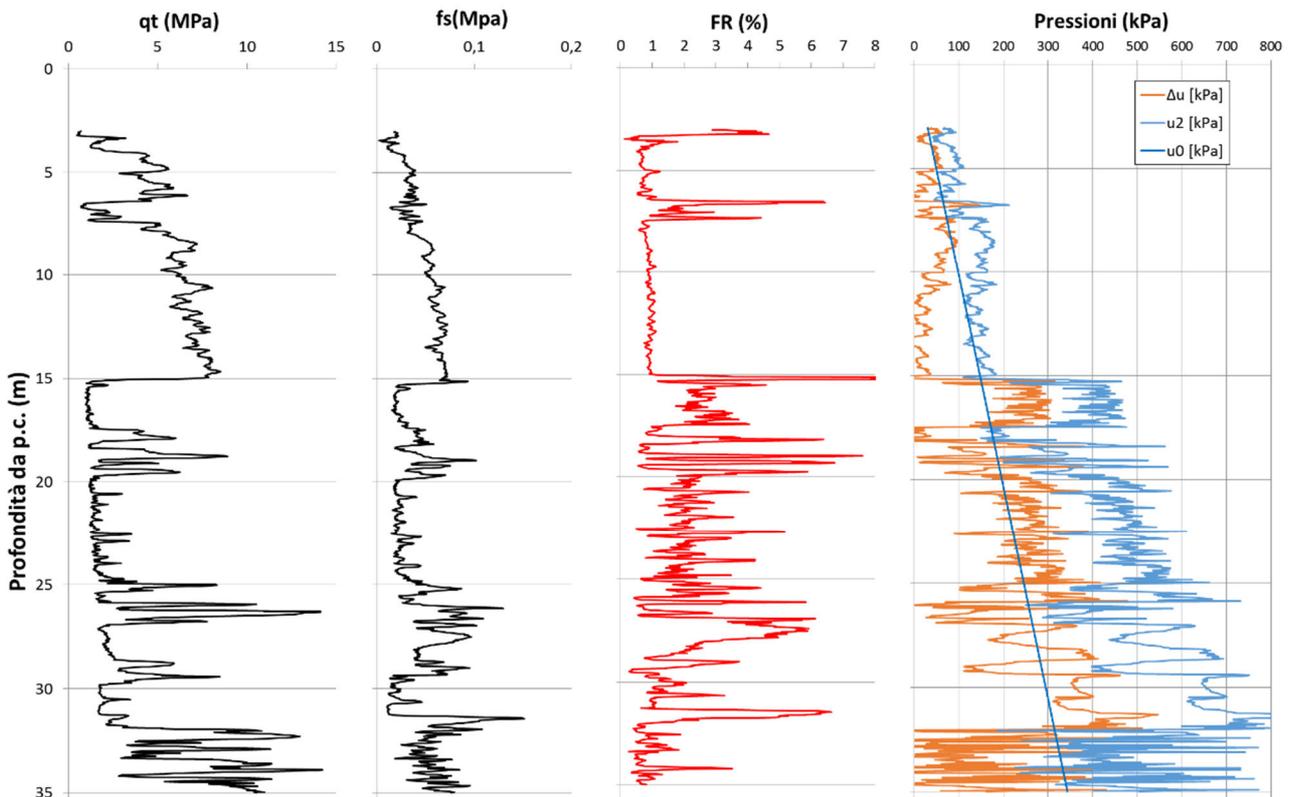


Figura 6 - CPTU3 profili caratteristici della prova

## 5.2 Variabilità stratigrafica lungo il Canale

I profili penetrometrici risultanti lungo tutto il canale, con la loro variabilità, si correlano bene con la CPTU3 che è rappresentativa della zona della Darsena San Vitale. Naturalmente si registra una variabilità continua degli spessori degli strati e quindi dei rapporti geometrici fra sedimenti fini e più grossolani. Se si prende ad esempio in considerazione la CPTU21 rappresentativa della zona di imbocco di Marina di Ravenna, le quattro unità litologiche individuate sono presenti, ma con spessori sensibilmente diversi.

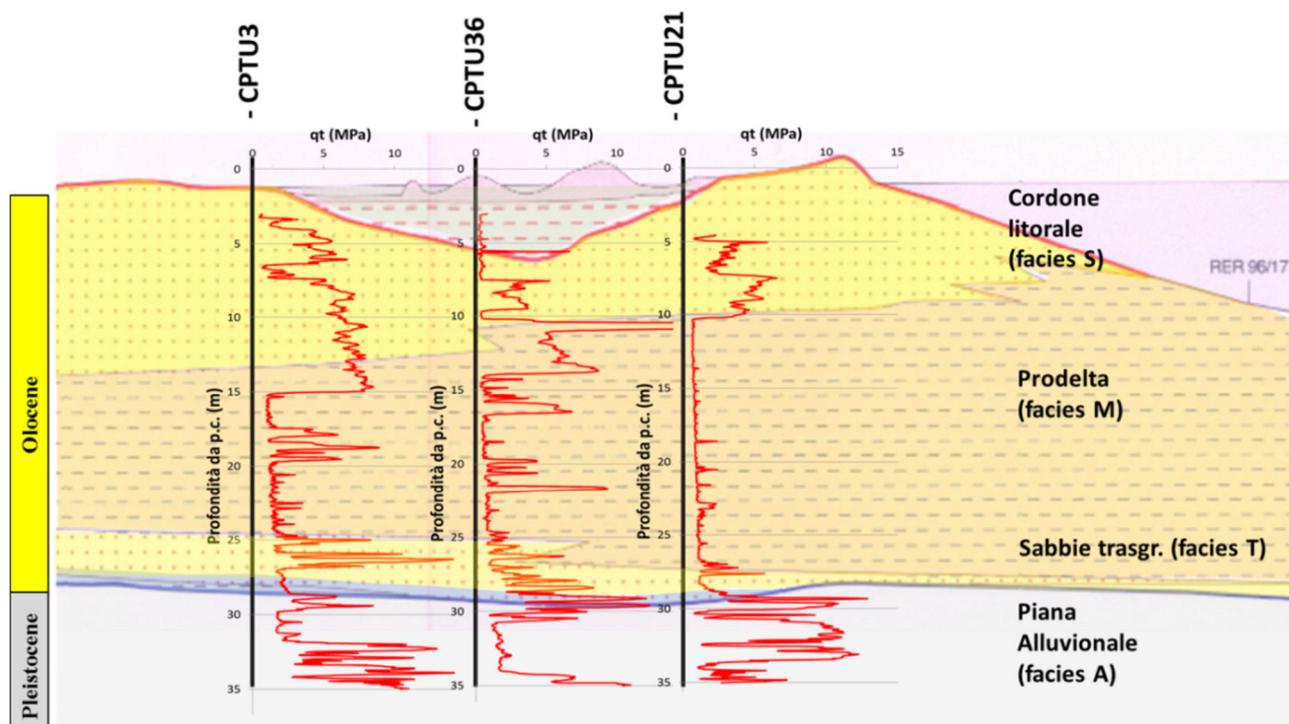


Figura 7 - Sovrapposizione fra la resistenza penetrometrica corretta misurata nelle verticali CPTU 3, 36 e 21 e la corrispondente sezione geologica dei sedimenti recenti del Ravennate (CGI foglio 223)

Un carattere comune ai diversi profili è che il tetto dei depositi pleistocenici di piana alluvionale è individuato generalmente da un livello di circa un metro di “argilla debolmente limosa, molto consistente, con tracce di ossidazione” al di sotto della quale si ritrovano alternanze di limi e sabbie da grossolane a fini; tale livello si rinviene ad una profondità di circa 27 m da p.c. nella zona della Darsena San Vitale e di 29 m da p.c. nella zona dell’imbocco del Porto Canale. Al di sopra dei depositi pleistocenici è presente lo strato di sabbie e sabbie limose trasgressive di spessore metrico che tende ad assottigliarsi verso mare.

Con riferimento ai sovrastanti sedimenti fini di prodelta, procedendo verso l’imboccatura del canale si osserva un accrescimento dello spessore dello strato, che passa da circa 12 m nella zona Est della Darsena San Vitale a circa 20 m nella zona Ovest di Marina di Ravenna e la progressiva scomparsa delle intercalazioni sabbiose.

In un quadro sedimentario pienamente coerente, il tetto dei sedimenti fini di prodelta che segna la separazione con le sabbie del Cordone litorale, si ritrova a -16 m da p.c. nella zona Est della Darsena San Vitale e a circa -9 ÷ -10 m da p.c. nella zona centrale di Trattaroli per poi mantenersi a profondità costante fino all’accesso del canale in località Marina di Ravenna.

Infine c’è da evidenziare che nella zona centrale lagunare, lo spessore delle sabbie di Cordone risulta minimo, con la profondità del tetto delle sabbie che risulta -4 m da l.m.m. in corrispondenza di Largo Trattaroli. La Figura 8 rappresenta le fasce in cui è possibile suddividere la zona litorale per descrivere la variazione della profondità del tetto delle sabbie e come tale suddivisione si relaziona con l’andamento planimetrico del Canale Candiano.

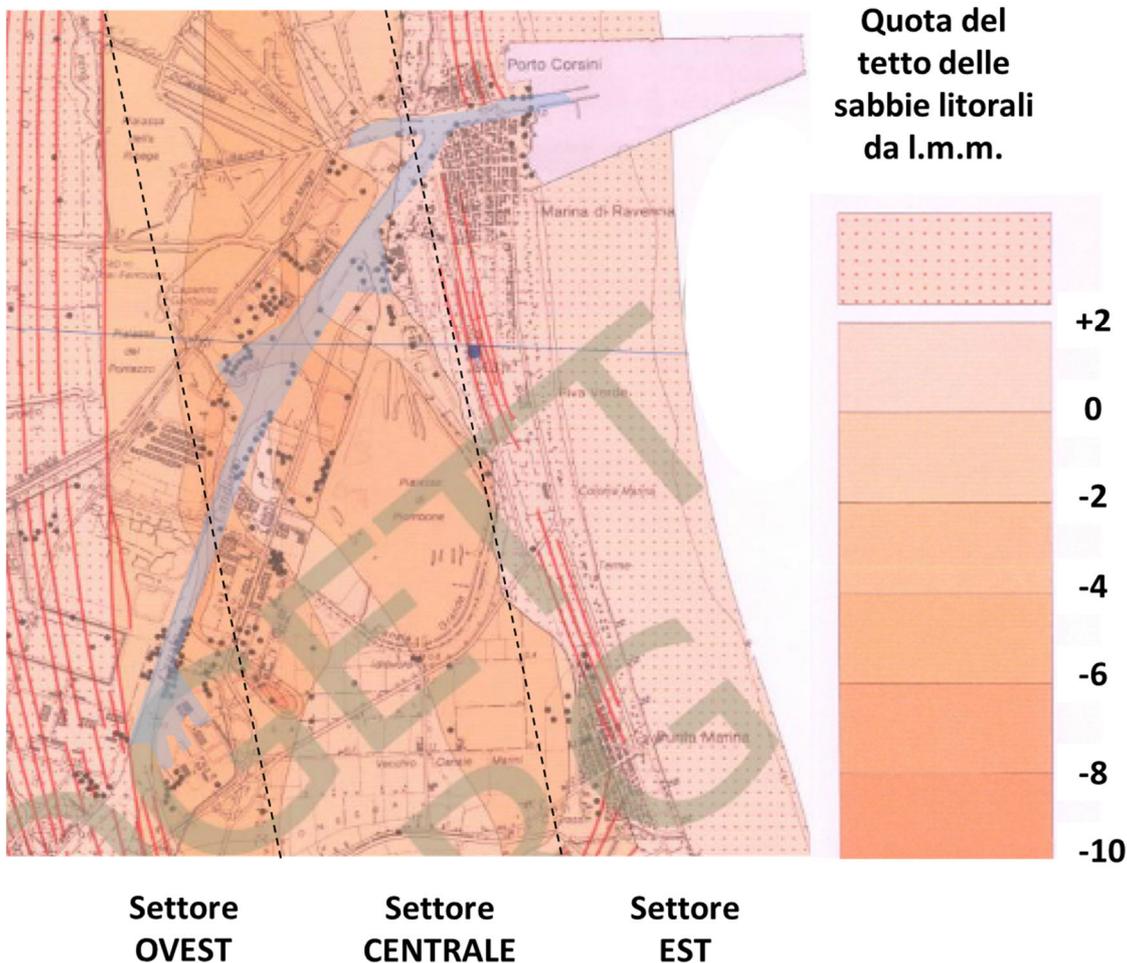


Figura 8 – Profondità del tetto delle sabbie litorali e suddivisione in settori omogenei

Per alcune verticali di indagine ubicate nella zona lagunare, le caratteristiche meccaniche dei depositi superficiali (come evidenziano ad esempio i profili penetrometrici da CPTU 31 a CPTU 36), per uno spessore di terreno di 5÷6 m da p.c., sembrano indicare la presenza dei terreni argillosi e torbosi che costituiscono i **depositi di palude salmastra** (facies P). La presenza di tali materiali non è però sistematica perché la forte antropizzazione dell'area ha alterato la situazione naturale del sito.

La variabilità della quota a cui si individua il passaggio fra i depositi palustri superficiali (facies P) e le sabbie di cordone (facies S) e soprattutto fra queste ultime e i depositi fini di prodelta (facies M) permette di identificare, a fronte di una medesima successione stratigrafica, almeno tre modelli stratigrafici come possibili modelli di riferimento lungo il canale, coerenti con i tre diversi profili penetrometrici illustrati in Figura 7.



### 5.2.1 Modelli stratigrafici

Nel seguito, per ciascuna delle tre fasce individuate in Figura 8, *Settore Ovest*, *Settore Centrale* e *Settore Est*, sono presentati i profili penetrometrici interpretati con il riconoscimento litologico in base alla correlazione proposta da Robertson e Wride (1993) attraverso l'indice di comportamento  $I_c$  (già definito al §5.1.1).

**Settore Ovest: Darsena San Vitale (CPTU 1÷9 e 37÷48)**

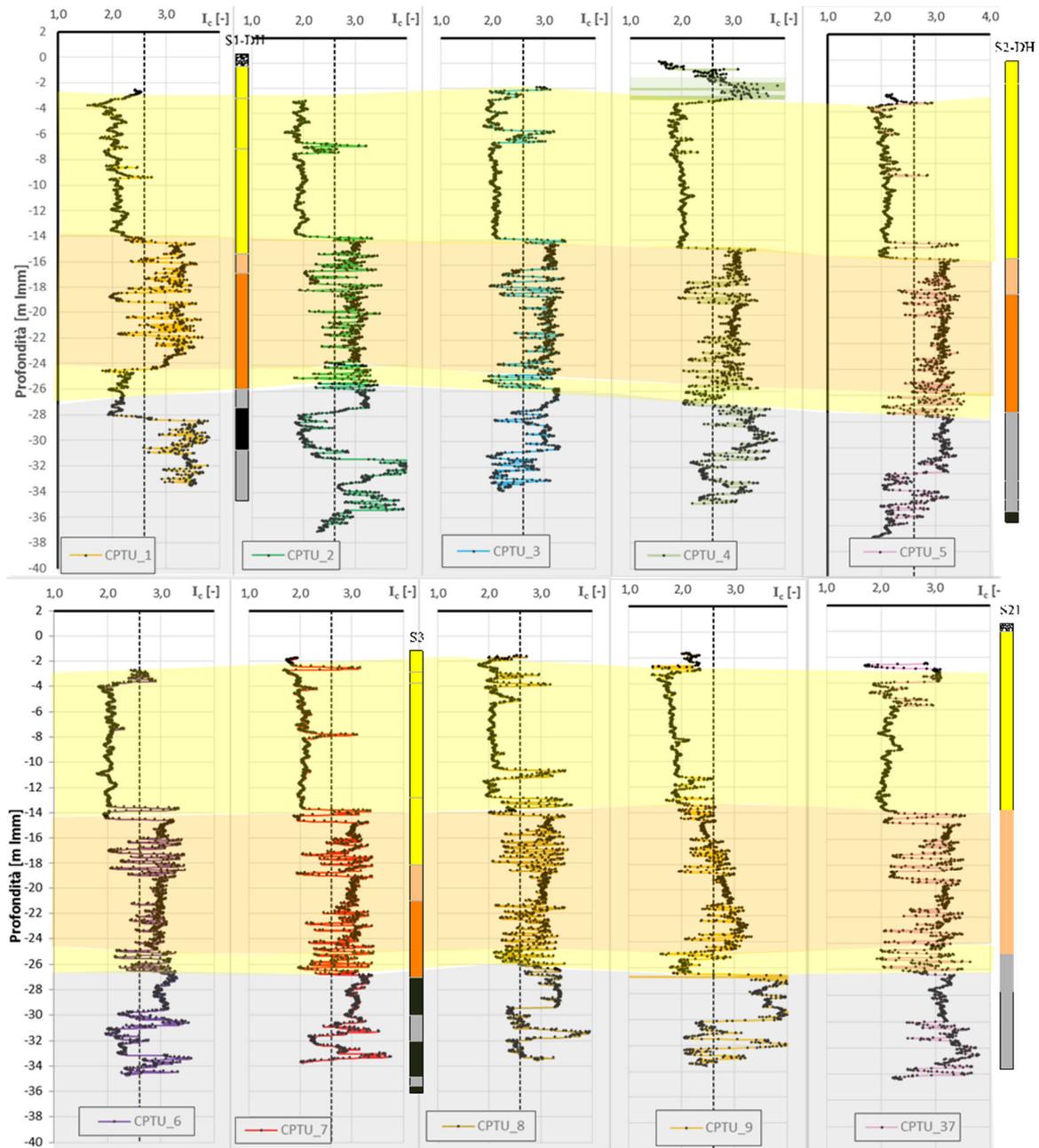


Figura 9 – Identificazione stratigrafica da prove penetrometriche CPTu (verticali da 1 a 9 e 37)

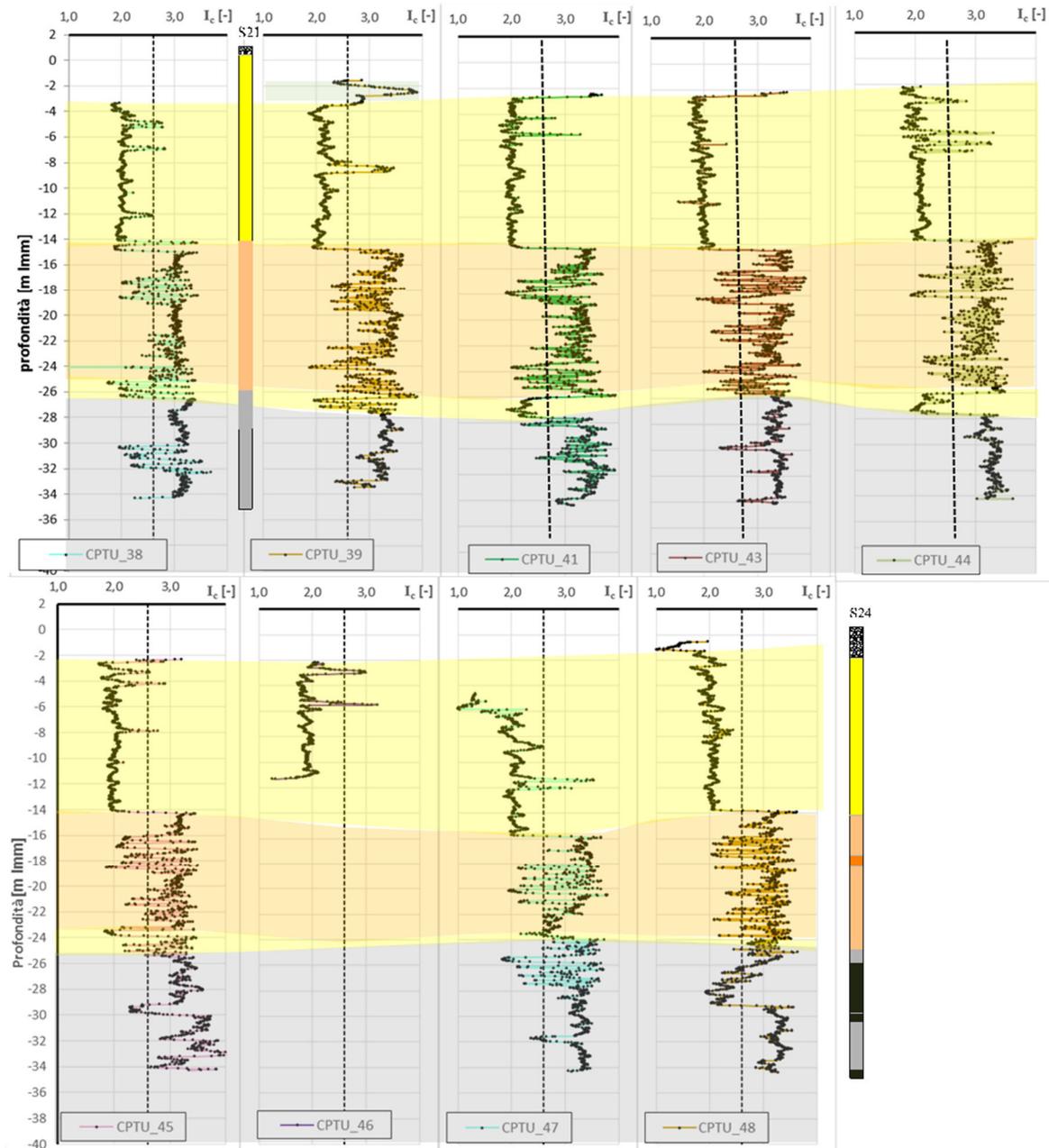


Figura 10 - Identificazione stratigrafica da prove penetrometriche CPTu (verticali da 38 a 48)

Si rileva come in questo settore si registrano gli spessori maggiori delle sabbie fini di cordone litorale (S).

I depositi di prodelta di natura limoso argillosa (M) in tutte le verticali di questo settore risultano frequentemente intervallati da sottili lenti sabbiose.

I depositi di piana alluvionale (A) risultano costituiti da strati prevalentemente coesivi alternati a livelli più marcatamente sabbiosi.

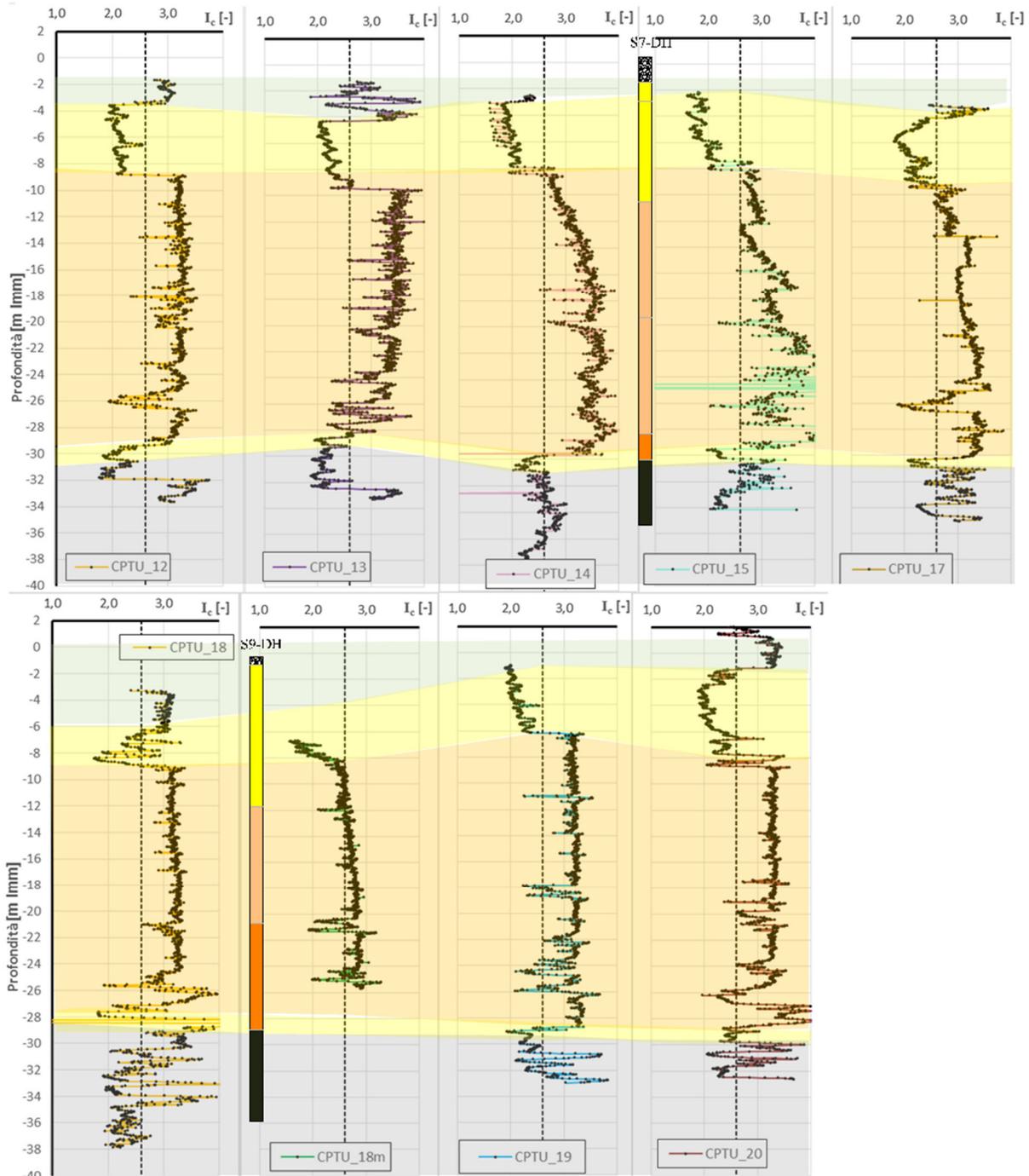
La sequenza stratigrafica che caratterizza il settore è sintetizzata alla tabella seguente:

**Tabella 7 – Settore Ovest: stratigrafia di riferimento**

<b>Nome</b>	<b>Facies</b>	<b>Da m su l.m.m.</b>	<b>a m su l.m.m.</b>
<b><i>Riporto</i></b>	-	+1	0
<b><i>Depositi di palude salmastra</i></b>	P	0	-2÷-3
<b><i>Sabbie fini di cordone litorale</i></b>	S	-2÷-3	-15
<b><i>Depositi di prodelta</i></b>	M	-15	-25
<b><i>Strati sabbiosi trasgressivi</i></b>	T	-25	-26
<b><i>Depositi di piana alluvionale</i></b>	A	-26	-



**Settore Centrale:** Canale Candiano – penisola Trattaroli (CPTU 10÷20 e 31÷36);



**Figura 11 -** Identificazione stratigrafica da prove penetrometriche CPTu (verticali da 12 a 20)

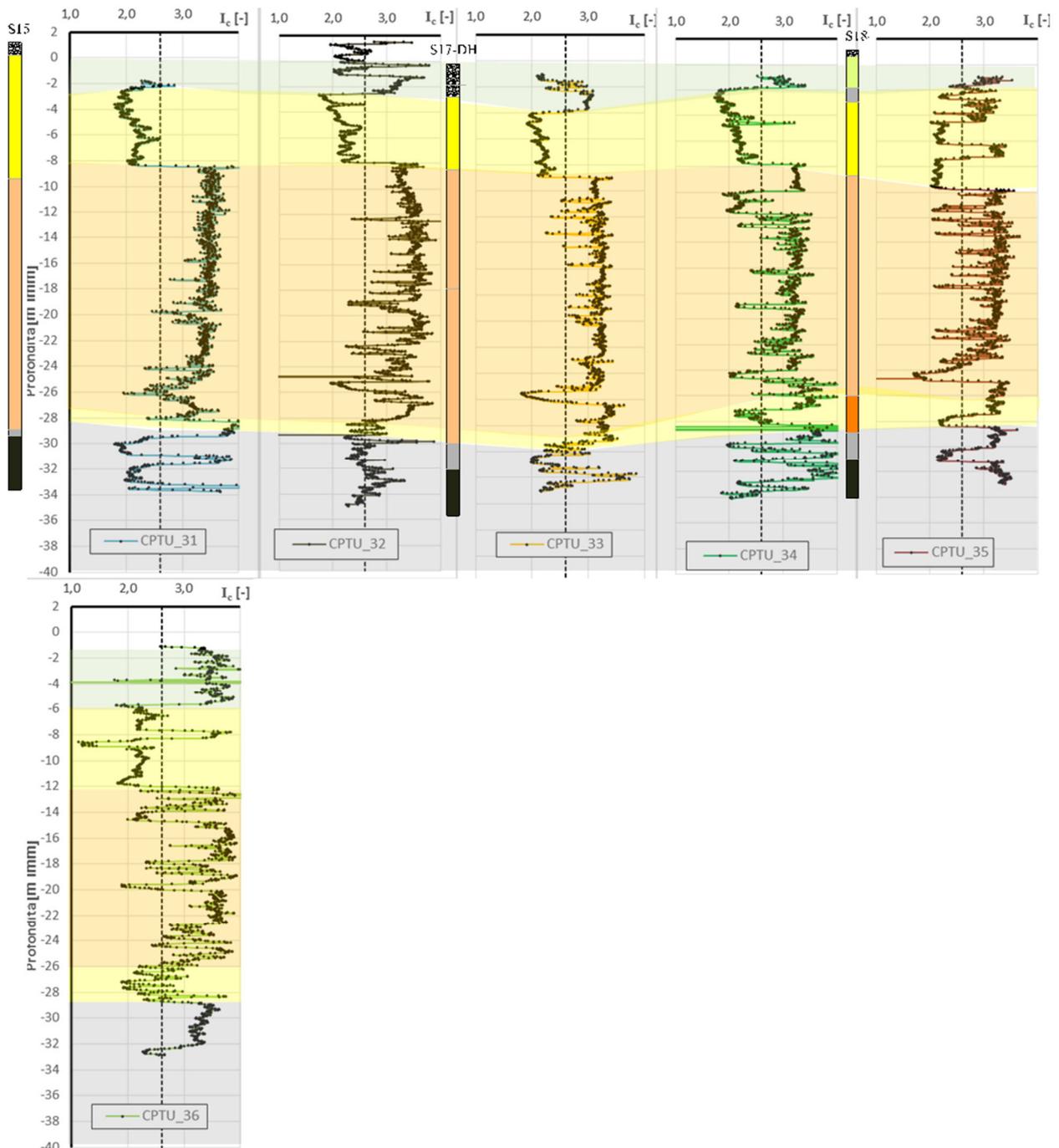


Figura 12 - Identificazione stratigrafica da prove penetrometriche CPTu (verticali da 31 a 36)

In questo settore si registrano gli spessori maggiori dei depositi di palude salmastra (P) sovrastanti il tetto delle sabbie litorali (S).

Il numero e l'importanza delle intercalazioni sabbiose all'interno dei depositi di prodelta (M) diminuisce spostandosi verso Est.

Per i depositi di piana alluvionale (A) si conferma l'alternanza fra livelli coesivi e granulari.

La sequenza stratigrafica che caratterizza il settore è sintetizzata alla tabella seguente:

**Tabella 8 – Settore Centrale: stratigrafia di riferimento**

<b>Nome</b>	<b>Facies</b>	<b>da m su l.m.m.</b>	<b>a m su l.m.m.</b>
<b><i>Riporto</i></b>	-	+1	0
<b><i>Depositi di palude salmastra</i></b>	P	0	-4÷-5
<b><i>Sabbie fini di cordone litorale</i></b>	S	-4÷-5	-9
<b><i>Depositi di prodelta</i></b>	M	-9	-29
<b><i>Strati sabbiosi trasgressivi</i></b>	T	-29	-30
<b><i>Depositi di piana alluvionale</i></b>	A	-30	-



Settore Est: Marina di Ravenna (CPTU 21÷30).

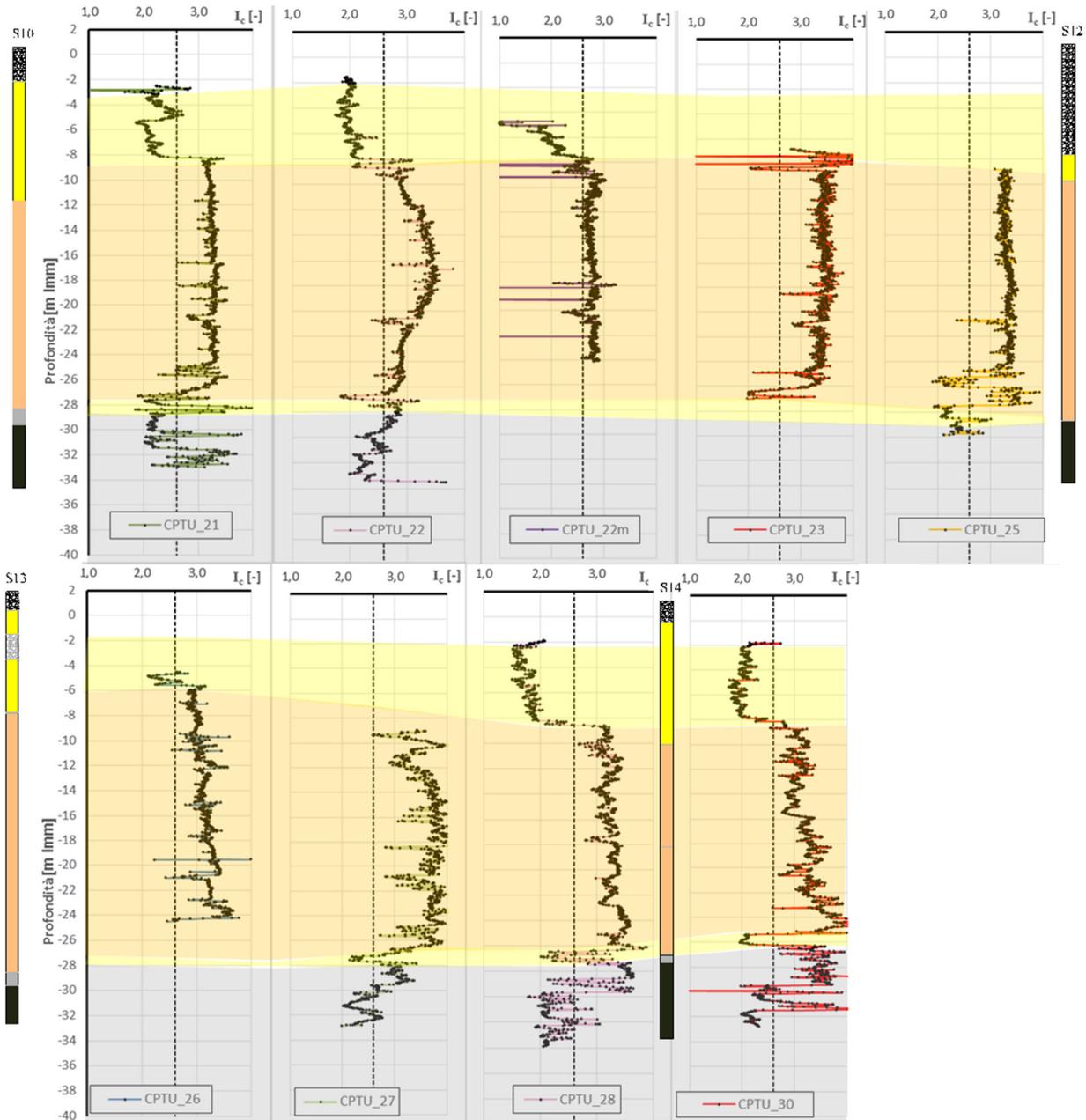


Figura 13 - Identificazione stratigrafica da prove penetrometriche CPTu (verticali da 21 a 30)

In questa zona, corrispondente all’attuale cordone dunale, i depositi di palude salmastra (P) non si rinvencono.

Le sabbie di cordone (S) sembrano caratterizzate da maggiore omogeneità rispetto ai settori più interni.

I depositi di prodelta (M) risultano costituiti dalla sola componente limoso argillosa.

Lo spessore del livello di sabbie trasgressive (T) appare modesto ed inferiore al metro.

Per i depositi di piana alluvionale (A) si conferma l’alternanza fra livelli coesivi e granulari.

La sequenza stratigrafica che caratterizza il settore è sintetizzata alla tabella seguente:

**Tabella 9 – Settore Est: stratigrafia di riferimento**

<b>Nome</b>	<b>Facies</b>	<b>da m su l.m.m.</b>	<b>a m su l.m.m.</b>
<b><i>Riporto</i></b>	-	+1	0
<b><i>Sabbie fini di cordone litorale</i></b>	S	0	-8
<b><i>Depositi di prodelta</i></b>	M	-8	-29
<b><i>Strati sabbiosi trasgressivi</i></b>	T	-29	-30
<b><i>Depositi di piana alluvionale</i></b>	A	-30	-

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><i>Progetto Definitivo</i> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p>Membro della Federazione CSQ <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> </div> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 33 di 160</p>
--	--	--

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

Nei successivi capitoli 7-8-9-10-11 si procederà alla caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti nell'area.

La denominazione del deposito (o litotipo) sarà direttamente associabile alla Facies litologica individuata. Pertanto alla Facies S corrisponderà il deposito relativo al litotipo S, e così via.

Per i depositi sabbiosi del **litotipo S** e per i depositi fini del **litotipo M** il presente studio ha prevalentemente utilizzato i risultati della recente campagna di indagine (2014-2015) che risultano esaurienti, affidabili ed in numero sufficiente allo scopo.

Per i litotipi più profondi (**T ed A**) al fine di aumentare la numerosità dei dati a disposizione, ci si è riferiti anche a campagne di indagini precedenti.

Saranno caratterizzati inoltre i depositi di palude salmastra (**litotipo P**) attraverso i risultati delle prove penetrometriche CPTU che li hanno attraversati nella zona centrale.

## 7. DEPOSITO SABBIOSO (LITOTIPO S)

### 7.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

La classificazione del litotipo è stata effettuata attraverso i risultati delle prove di laboratorio in termini di:

- granulometria
- peso specifico dei grani
- peso di volume naturale
- contenuto d'acqua naturale

La litologia del deposito è prevalentemente sabbiosa sebbene siano presenti intercalazioni limose di spessore decimetrico dove è stato possibile prelevare alcuni campioni indisturbati nel corso dei sondaggi. Nei paragrafi successivi sono presentati i risultati ottenuti attraverso le prove geotecniche sui campioni; la caratterizzazione geotecnica si riferisce essenzialmente ai campioni di natura sabbiosa.

#### 7.1.1 Analisi granulometrica

In Figura 14 sono riportate le composizioni granulometriche relative ai campioni indisturbati prelevati nel litotipo S. Il grafico mostra una certa disuniformità dovuta alle disomogeneità rilevate nel deposito. Per quanto riguarda i campioni sabbiosi il contenuto in sabbia è sempre superiore al 50% fino a raggiungere contenuti dell'ordine del 90%. I campioni prelevati all'interno delle intercalazioni limose presentano un contenuto in fine variabile dal 60% al 95%.

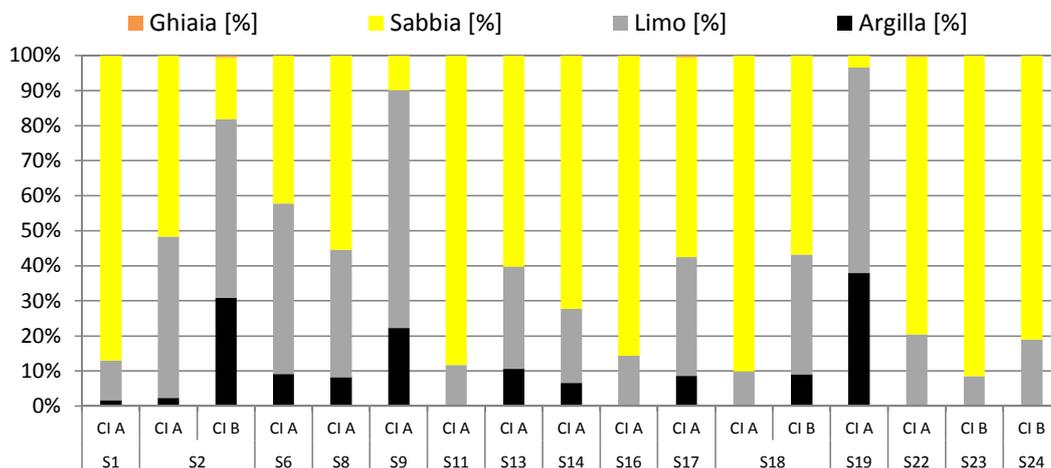


Figura 14 - Litotipo S. Composizione granulometrica

### 7.1.2 Peso specifico dei grani

In Figura 15 sono riportati i valori misurati del peso specifico dei grani da cui si deduce il valore medio  $\gamma_s = 27,40 \text{ kN/m}^3$ .

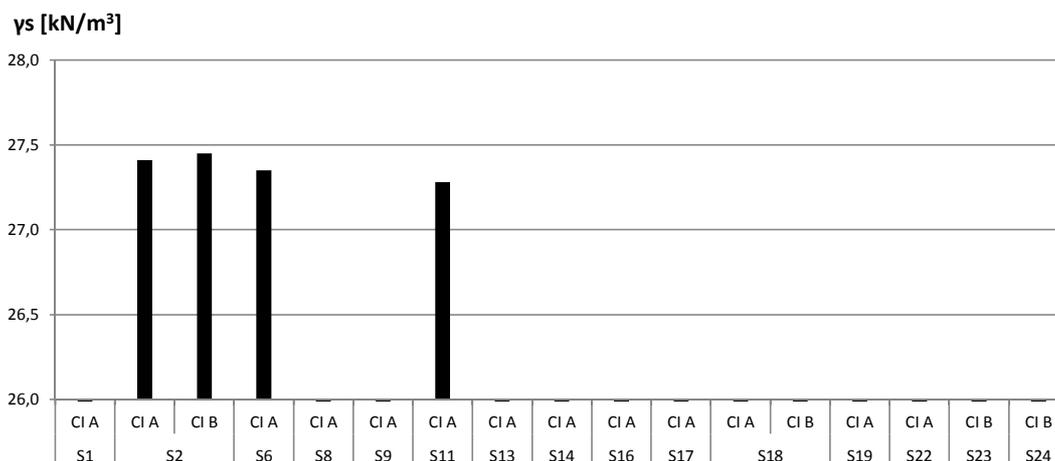


Figura 15 – Litotipo S. Peso specifico dei grani

### 7.1.3 Peso dell'unità di volume

Il peso dell'unità di volume è stato misurato su campioni indisturbati di laboratorio. Come si rileva dalla Figura 16, il peso di volume è piuttosto variabile, risultando compreso tra 17,5 e 19,5 kN/m<sup>3</sup>.

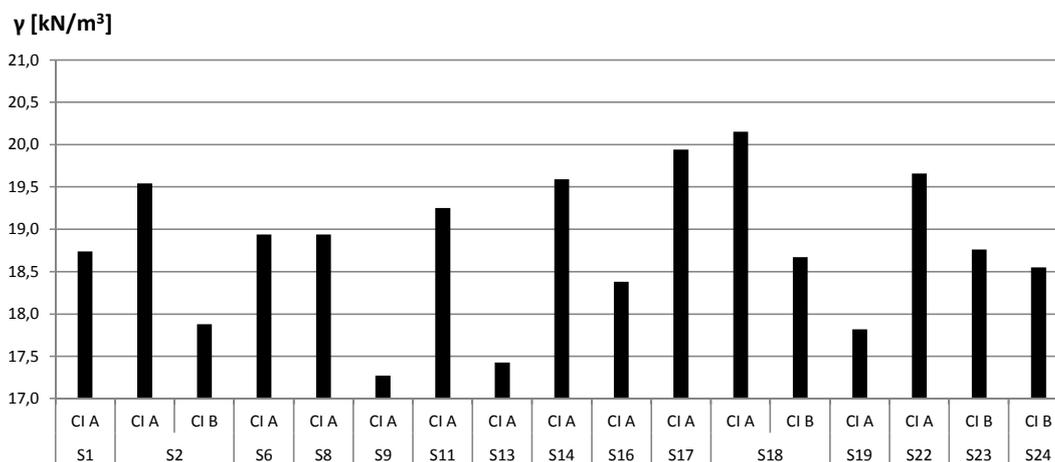
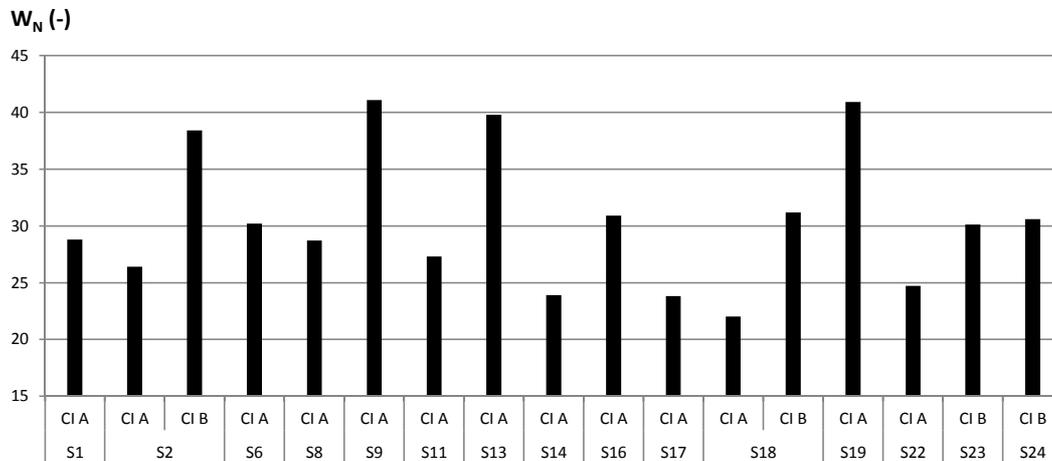


Figura 16 - Litotipo S. Peso dell'unità di volume

### 7.1.4 Contenuto d'acqua naturale

In Figura 17 è riportato il contenuto d'acqua naturale misurato in laboratorio su alcuni campioni indisturbati. Si nota una certa variabilità dei risultati attribuibile alle diverse composizioni granulometriche. Infatti maggiore è il contenuto in fine e più elevato risulta essere il contenuto d'acqua naturale. Prendendo in considerazione solo i campioni con contenuto in fine minore del 50% il contenuto d'acqua  $W_n$  risulta compreso tra 22 e 30%.



**Figura 17 – Litotipo S. Contenuto d'acqua naturale**

## 7.2 Densità Relativa

### 7.2.1 Densità Relativa da CPTu

Nelle seguenti figure sono riportati i profili penetrometrici elaborati in termini di densità relativa secondo le indicazioni del §5.1.4. Assumendo un valore di  $k_{RD}$  pari 300, per il Litotipo S è possibile ricavare un valore di densità relativa compreso tra 30% e 50%.

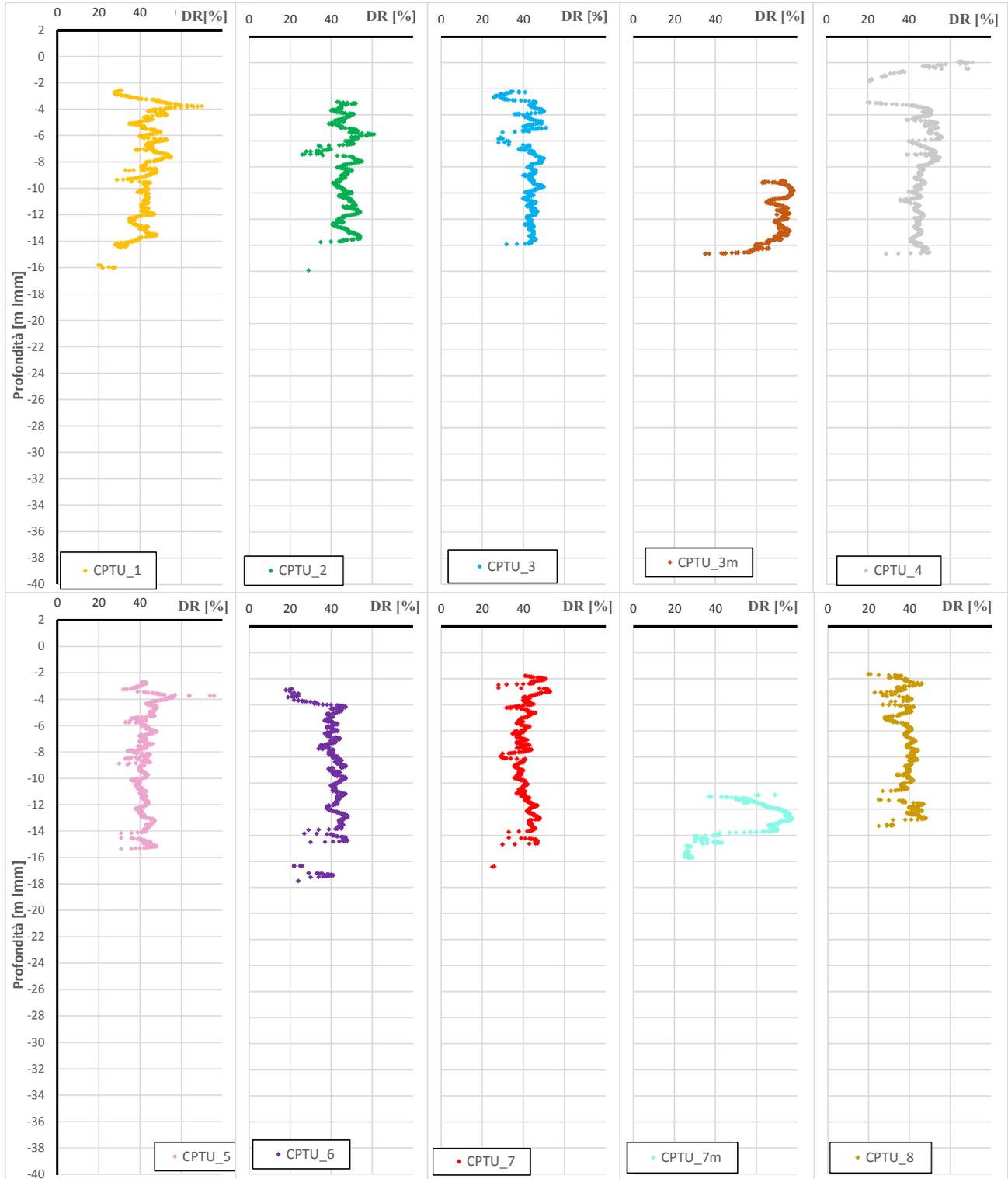


Figura 18 – Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 1 a 8)

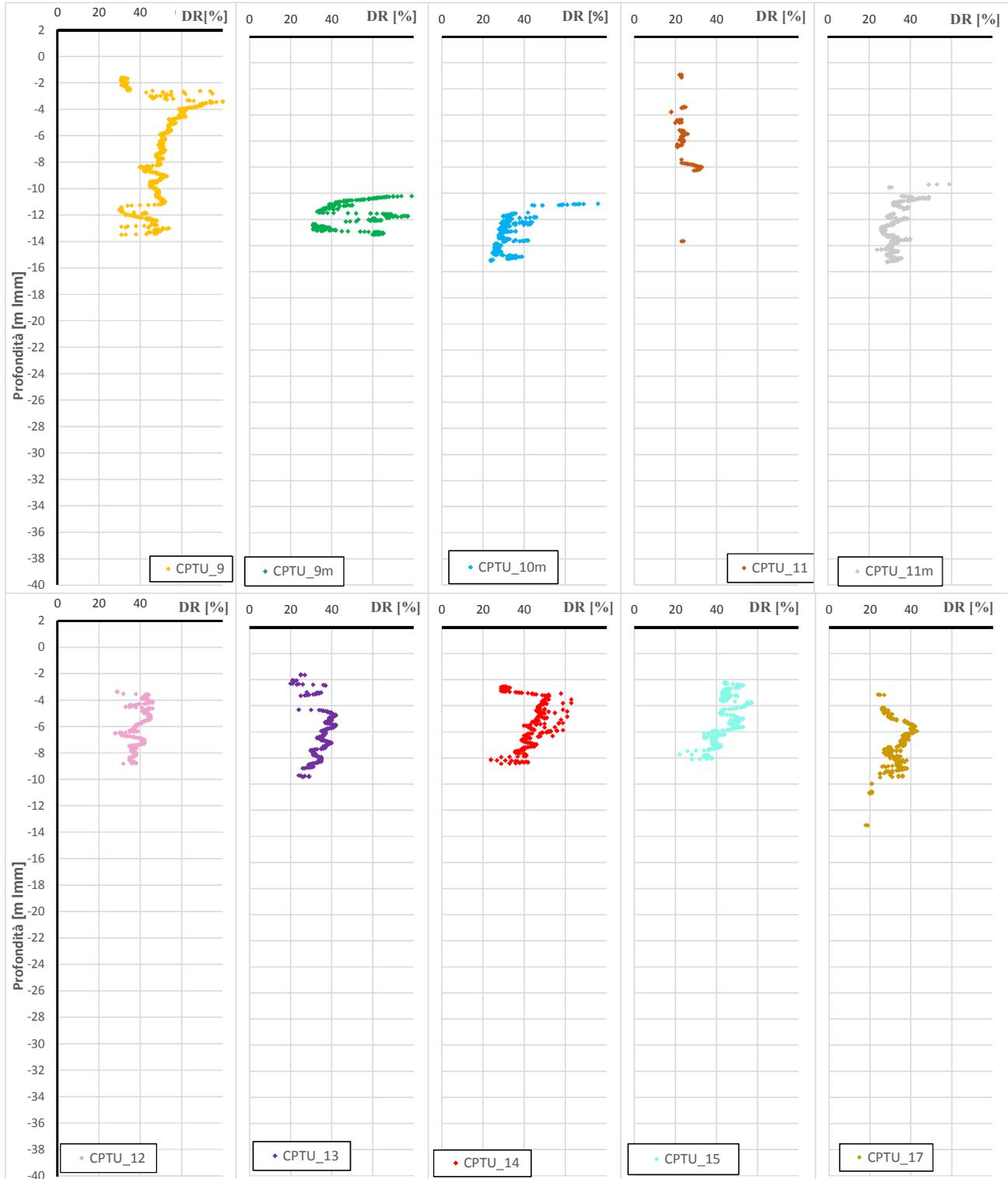


Figura 19 – Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 9 a 17)

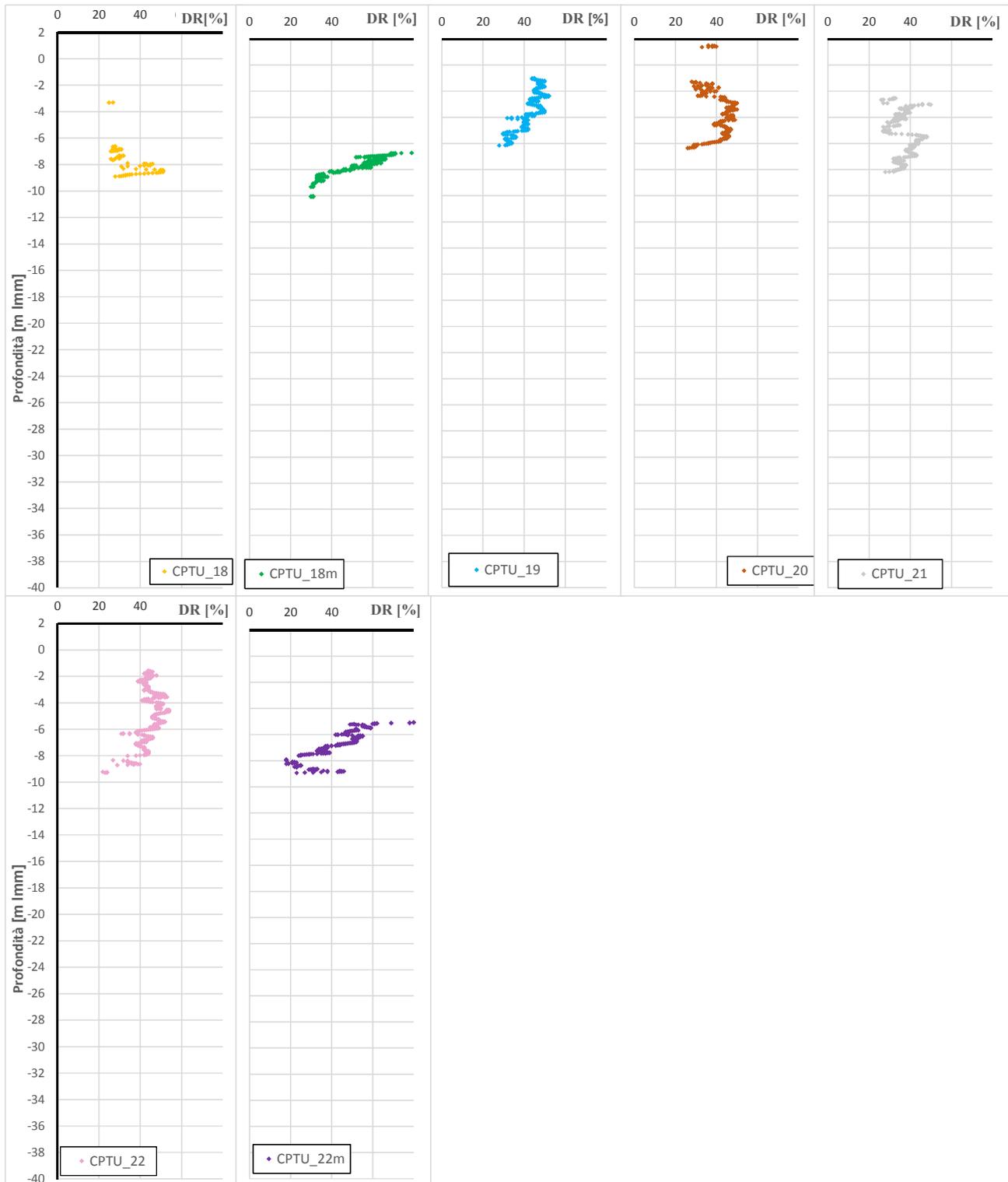


Figura 20– Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 18 a 22m)

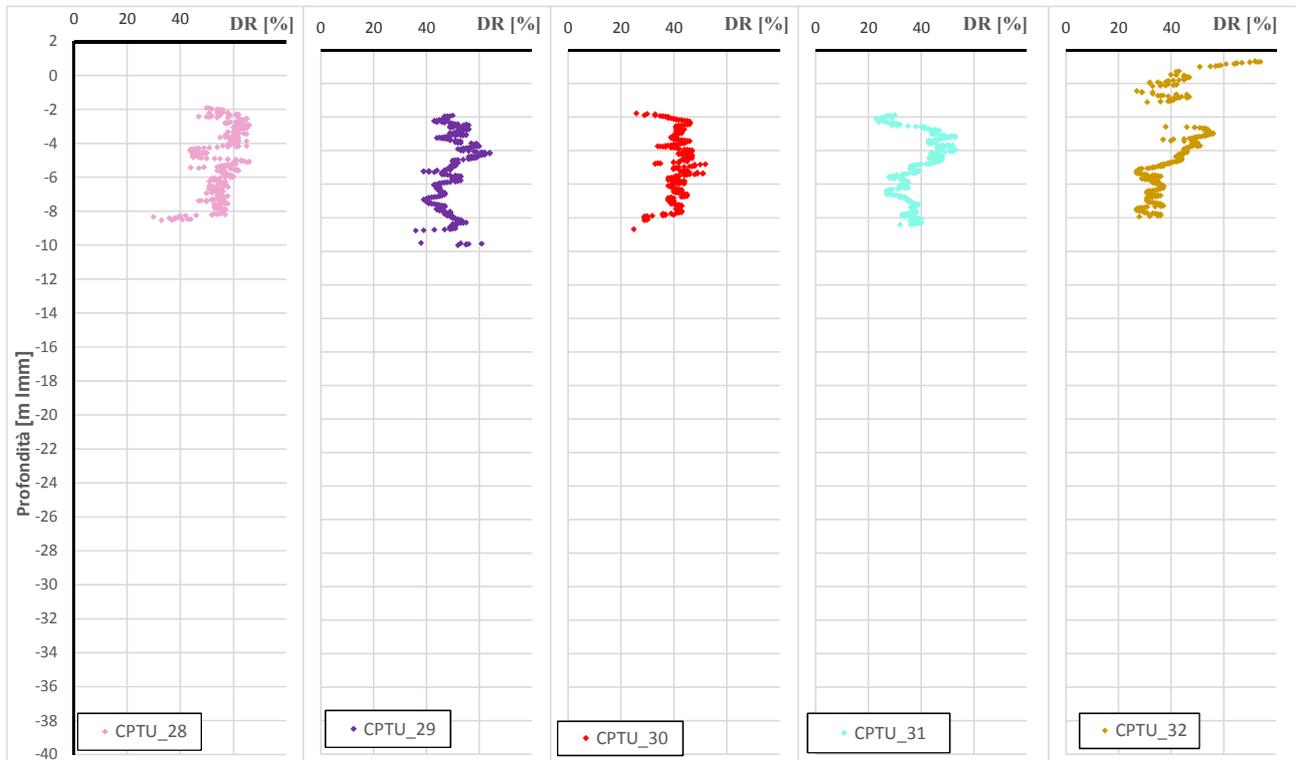


Figura 21 – Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 28 a 32)

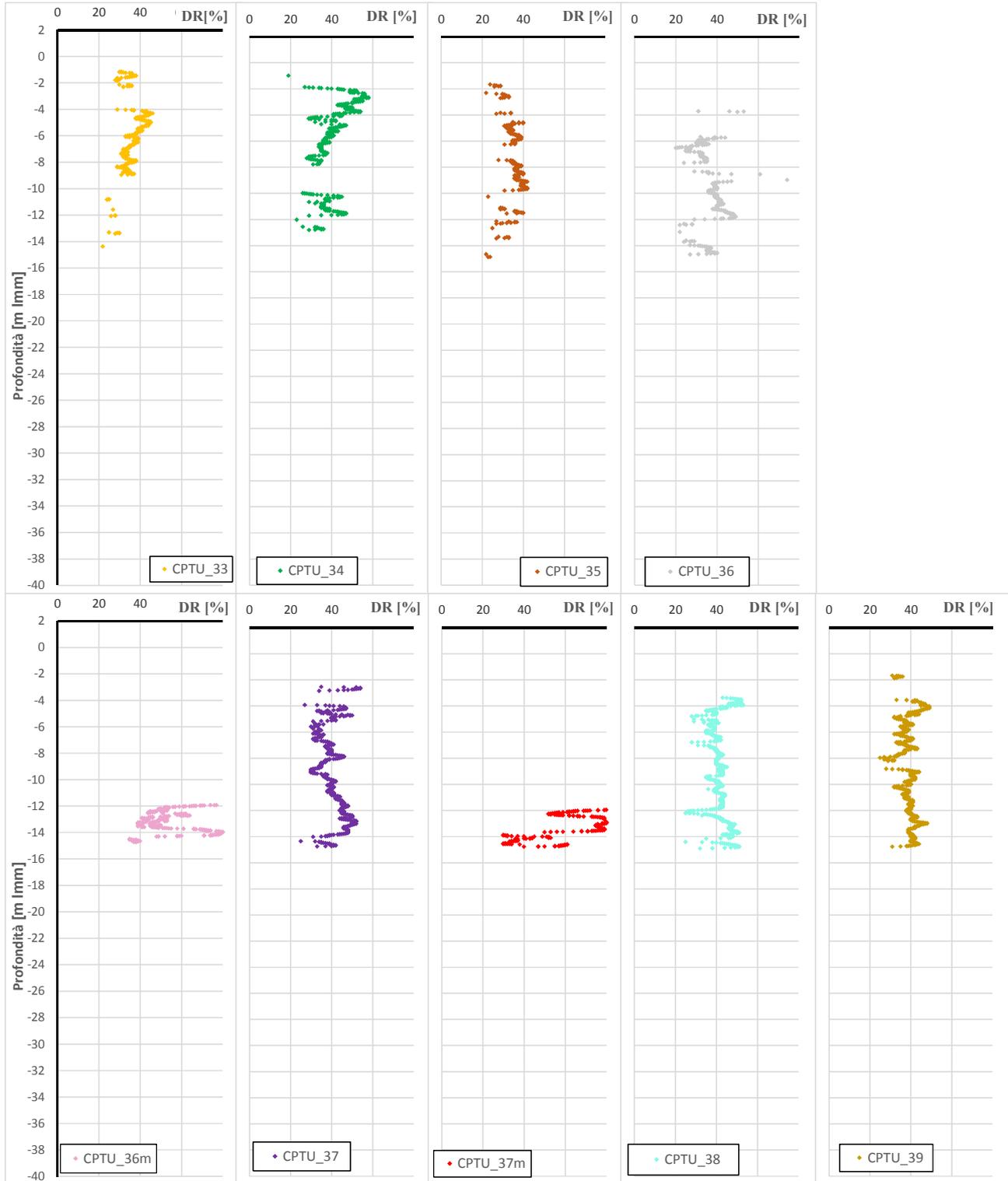


Figura 22 – Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 33 a 39)

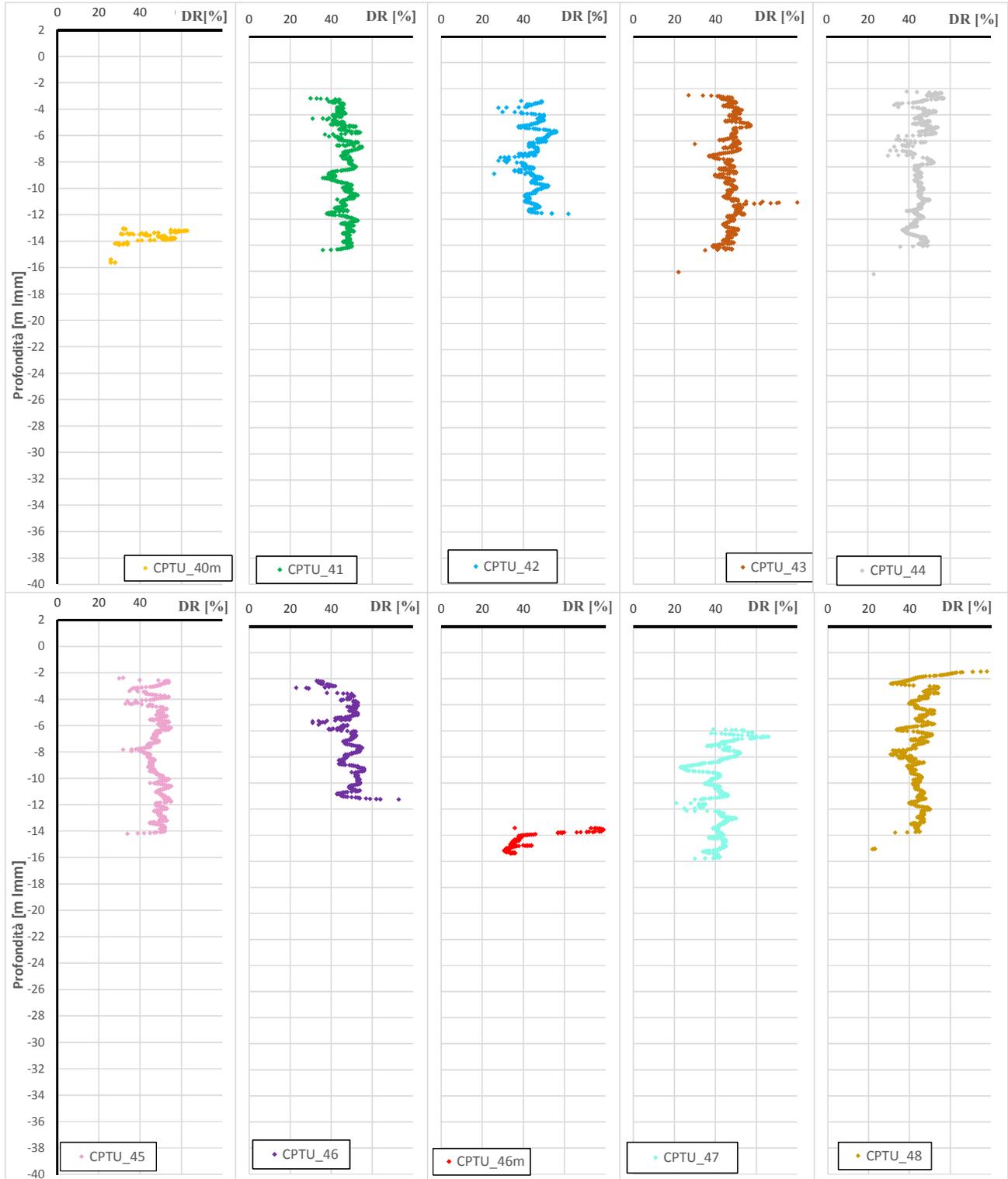


Figura 23 – Litotipo S. Densità Relativa da prova penetrometrica CPTu (verticali da 40m a 48)



### 7.3 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

Adottando un criterio di resistenza rettilineo alla Mohr-Coulomb, le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci sono definite dall'angolo di attrito  $\phi'$  e dalla coesione  $c'$ .

#### 7.3.1 Resistenza in T.E. da prove di laboratorio

TAGLIO DIRETTO: in Figura 24 si forniscono gli involucri rettilinei delle resistenze nel piano di Mohr ottenuti dai risultati delle prove di taglio diretto. Escludendo i campioni in cui il contenuto in fine è superiore al 50% (S6\_CI\_A) è possibile individuare un involucro limite superiore ed uno inferiore caratterizzati dai seguenti parametri di resistenza:

- limite superiore  $\phi' \cong 38^\circ$   $c' \cong 0$  kPa
- limite inferiore  $\phi' \cong 30^\circ$   $c' \cong 0$  kPa.

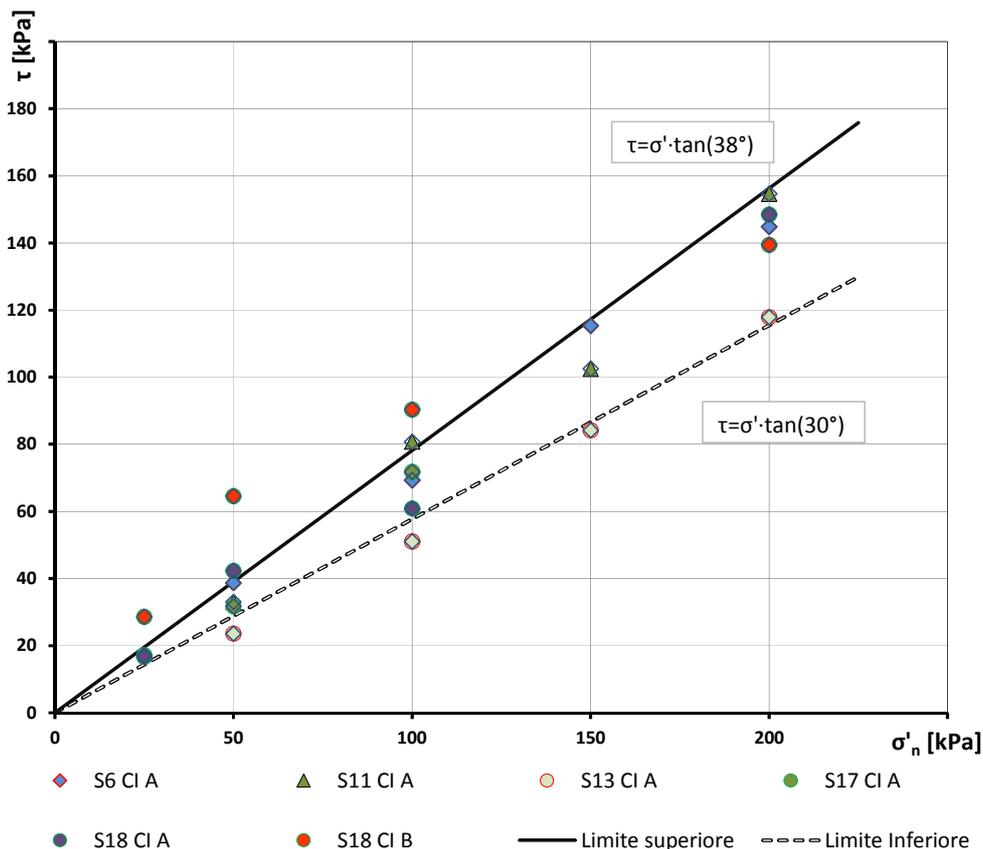


Figura 24 – Litotipo S. Involucro di rottura da prove di taglio diretto

TRIASSIALE: in Figura 25 si forniscono gli involucri di resistenza nel piano degli invarianti ( $t$ ,  $s'$ ) ottenuti da prove triassiali di tipo consolidate isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU). Escludendo i campioni in cui il contenuto in fine è superiore al 50% (S2\_CI\_A, S2\_CI\_B, S9\_CI\_A e S19\_CI\_A) è possibile individuare un involucro limite superiore ed uno inferiore caratterizzati dai seguenti parametri di resistenza:



- limite superiore  $\varphi' = \sin^{-1}(\tan\beta) \cong 39^\circ$   $c' \cong 0 \text{ kPa}$
- limite inferiore  $\varphi' = \sin^{-1}(\tan\beta) \cong 34^\circ$   $c' \cong 0 \text{ kPa}$

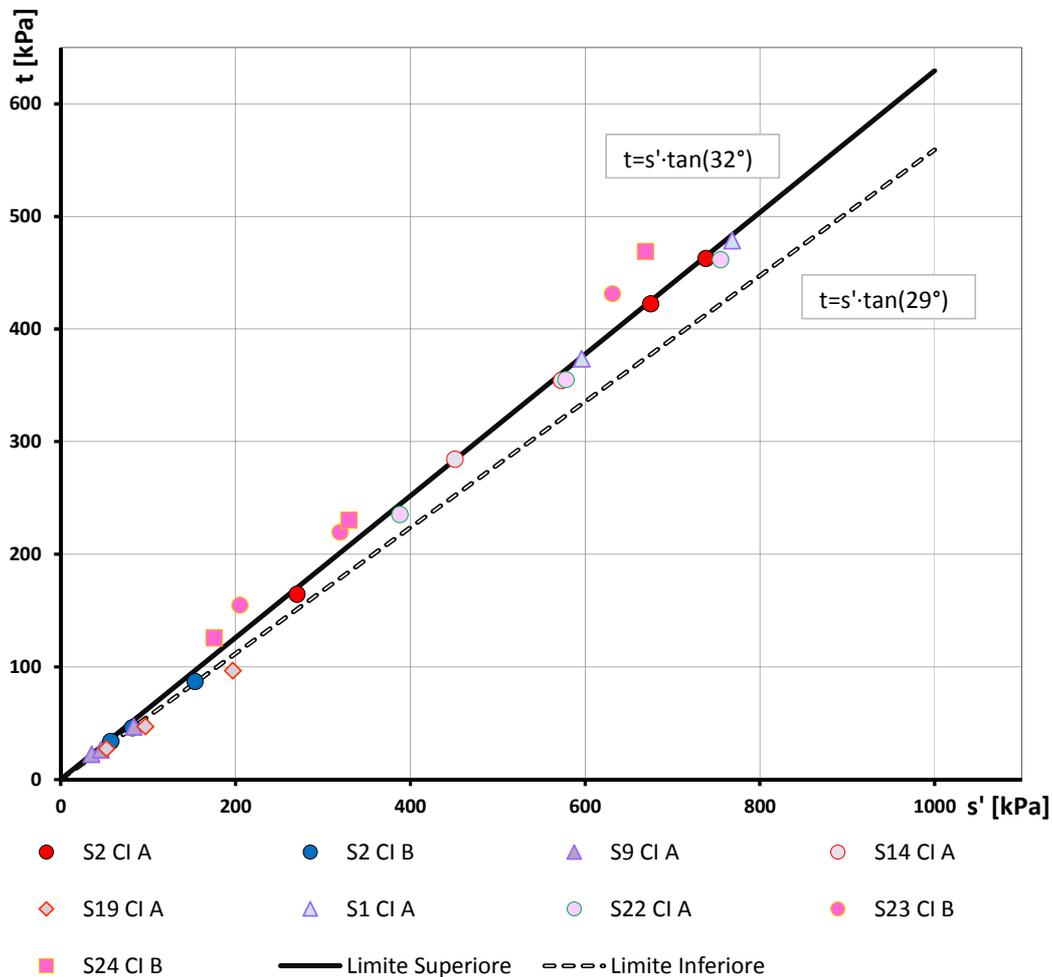


Figura 25 – Litotipo S. Inviluppo di rottura da prove di tipo triassiale (CIU)

### 7.3.2 Resistenza in T.E. da DMT

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati di prove dilatometriche eseguite nel litotipo S elaborate in termini di angolo di attrito (cfr. § 5.4). Si deduce un angolo d'attrito compreso tra  $34^\circ$  e  $36^\circ$ .

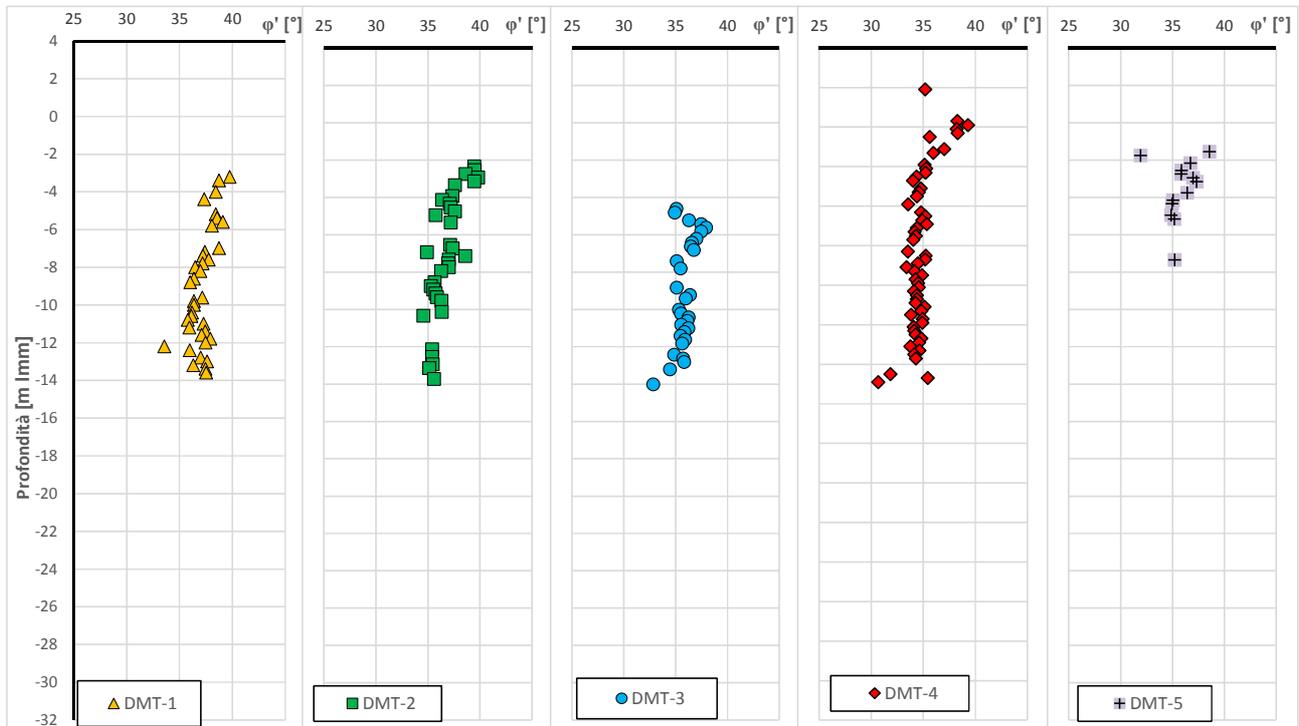


Figura 26 – Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 1 a 5)

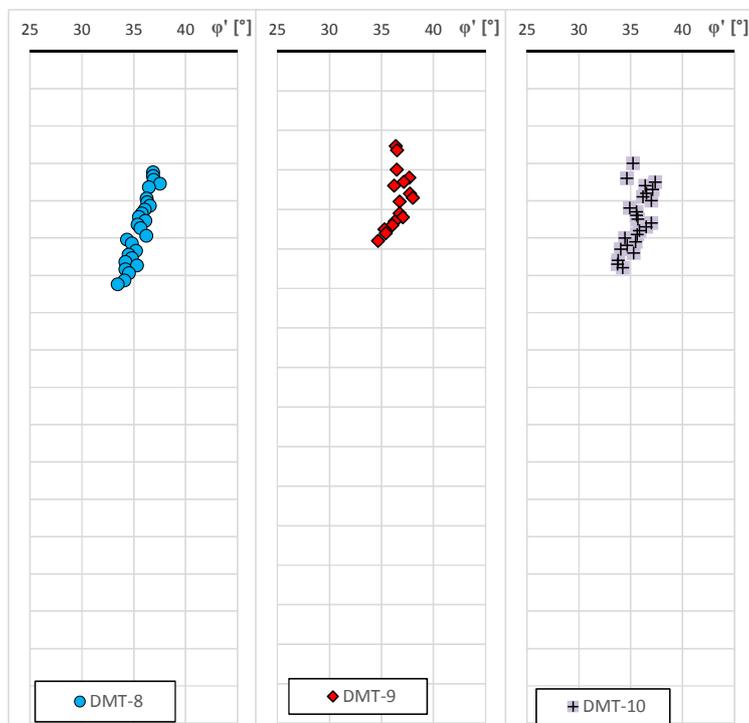


Figura 27 – Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 8 a 10)

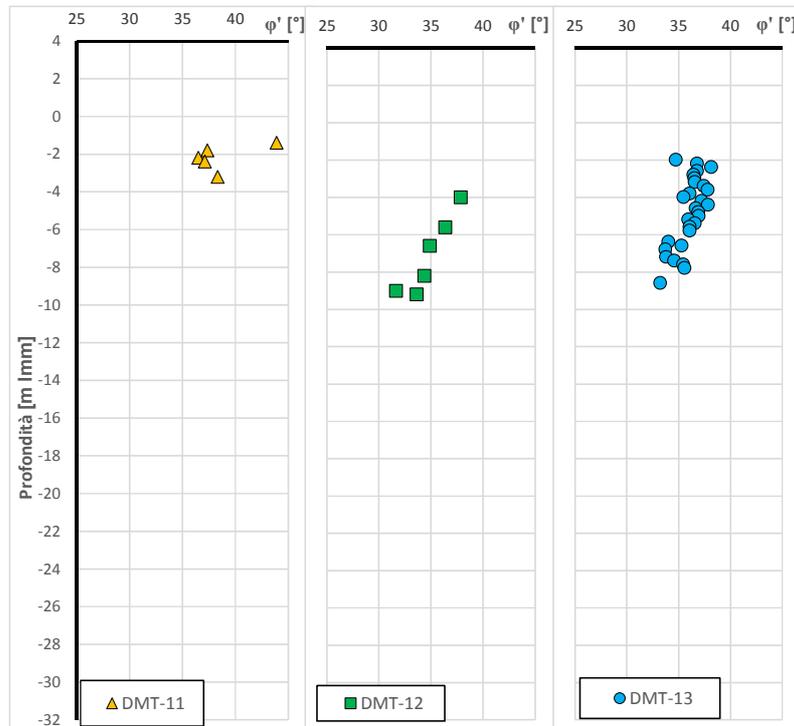


Figura 28 – Litotipo S. Stima dell’angolo d’attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 11 a 13)

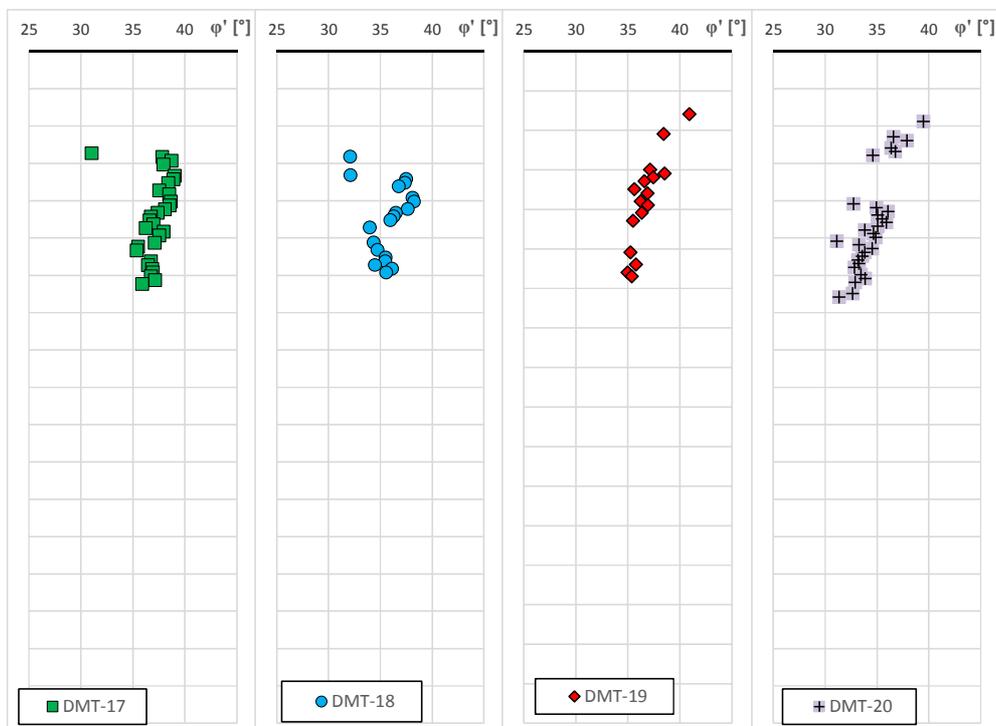


Figura 29 – Litotipo S. Stima dell’angolo d’attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 17 a 20)

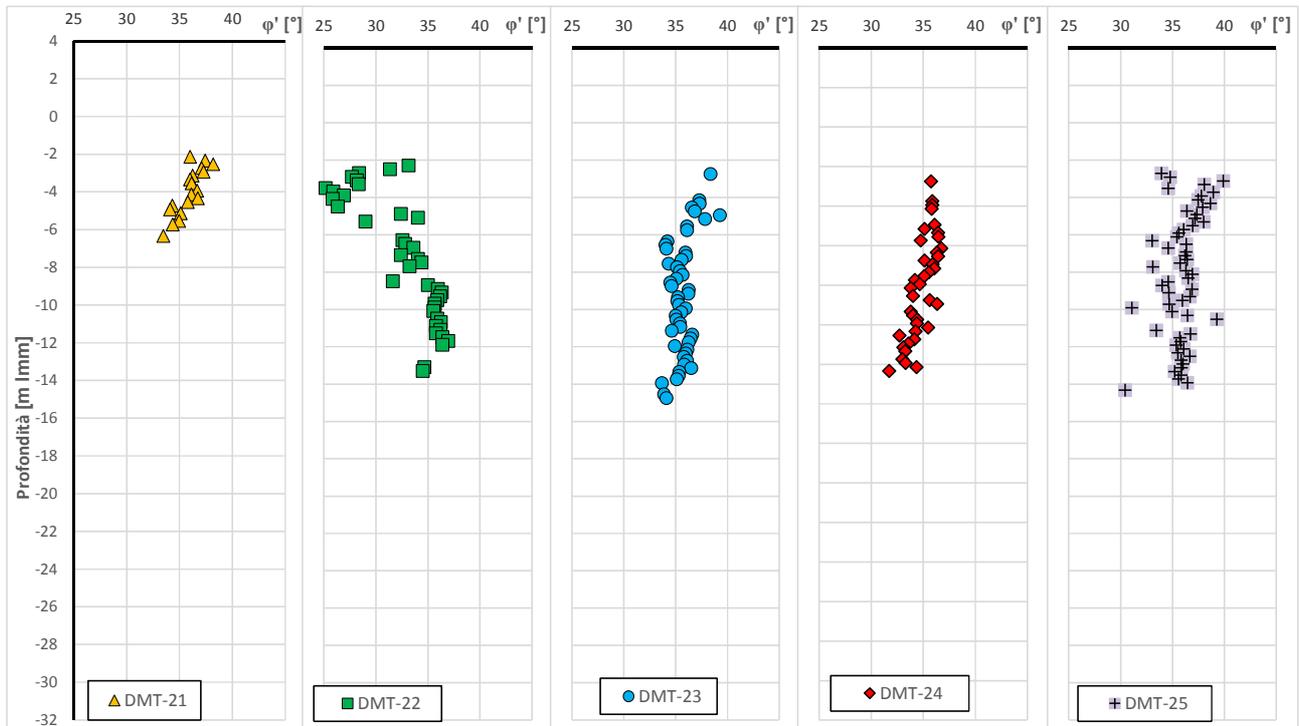


Figura 30 – Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 21 a 25)

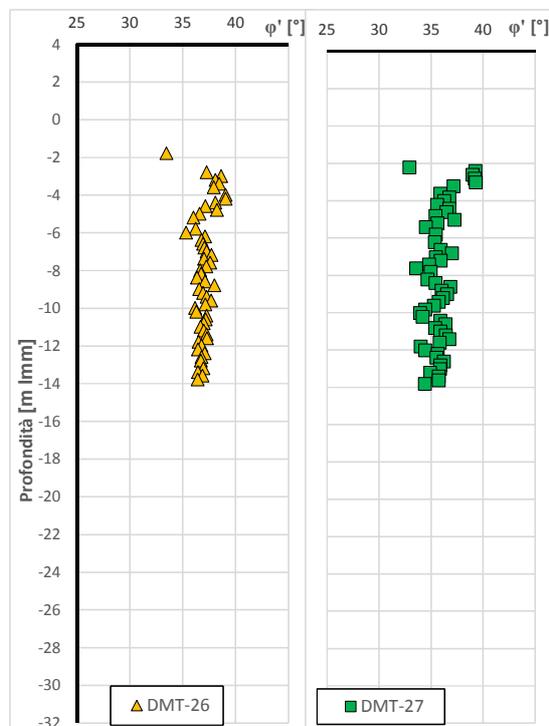


Figura 31 – Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove DMT (verticali da 26 a 27)



### 7.3.3 Resistenza in T.E. da CPTu

Nei grafici che seguono sono riportati i profili penetrometrici elaborati in termini di angolo di attrito, facendo riferimento alla formulazione di Kulhawy e Mayne (1990), per il Litotipo S. I valori di  $\phi'$  risultano compresi fra  $35^\circ$  e  $38^\circ$ .

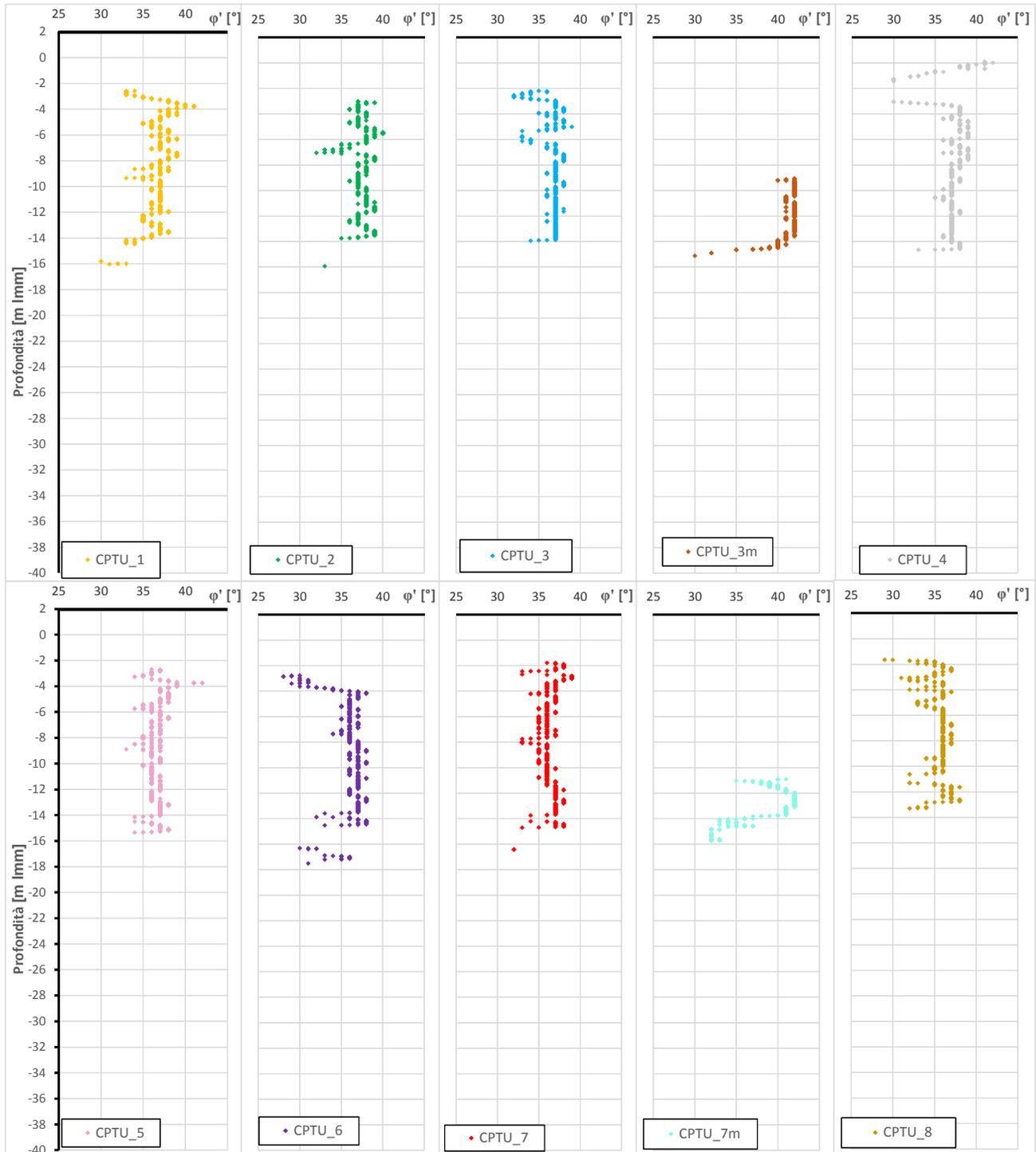


Figura 32 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 1 a 8)

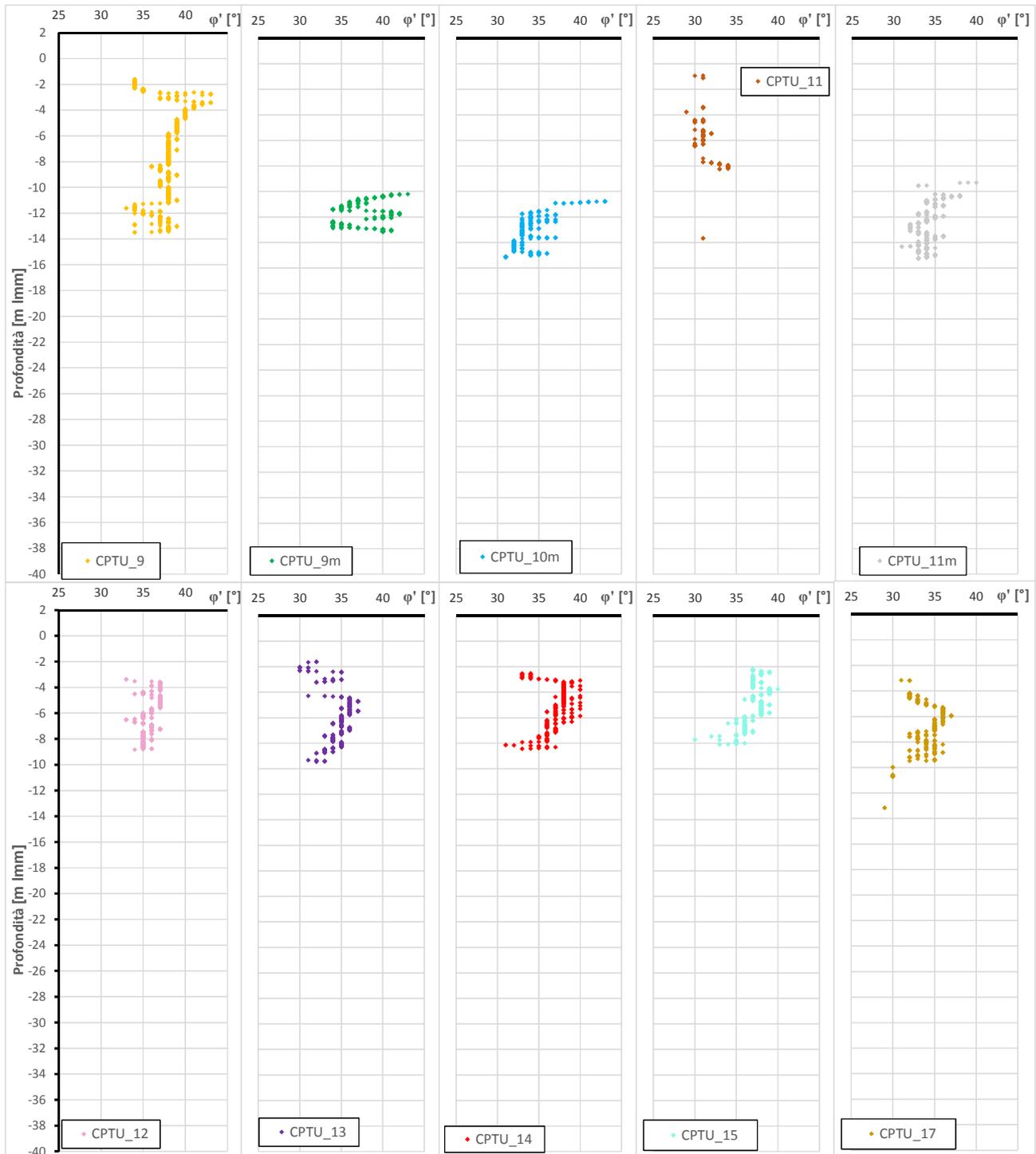


Figura 33 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 9 a 17)

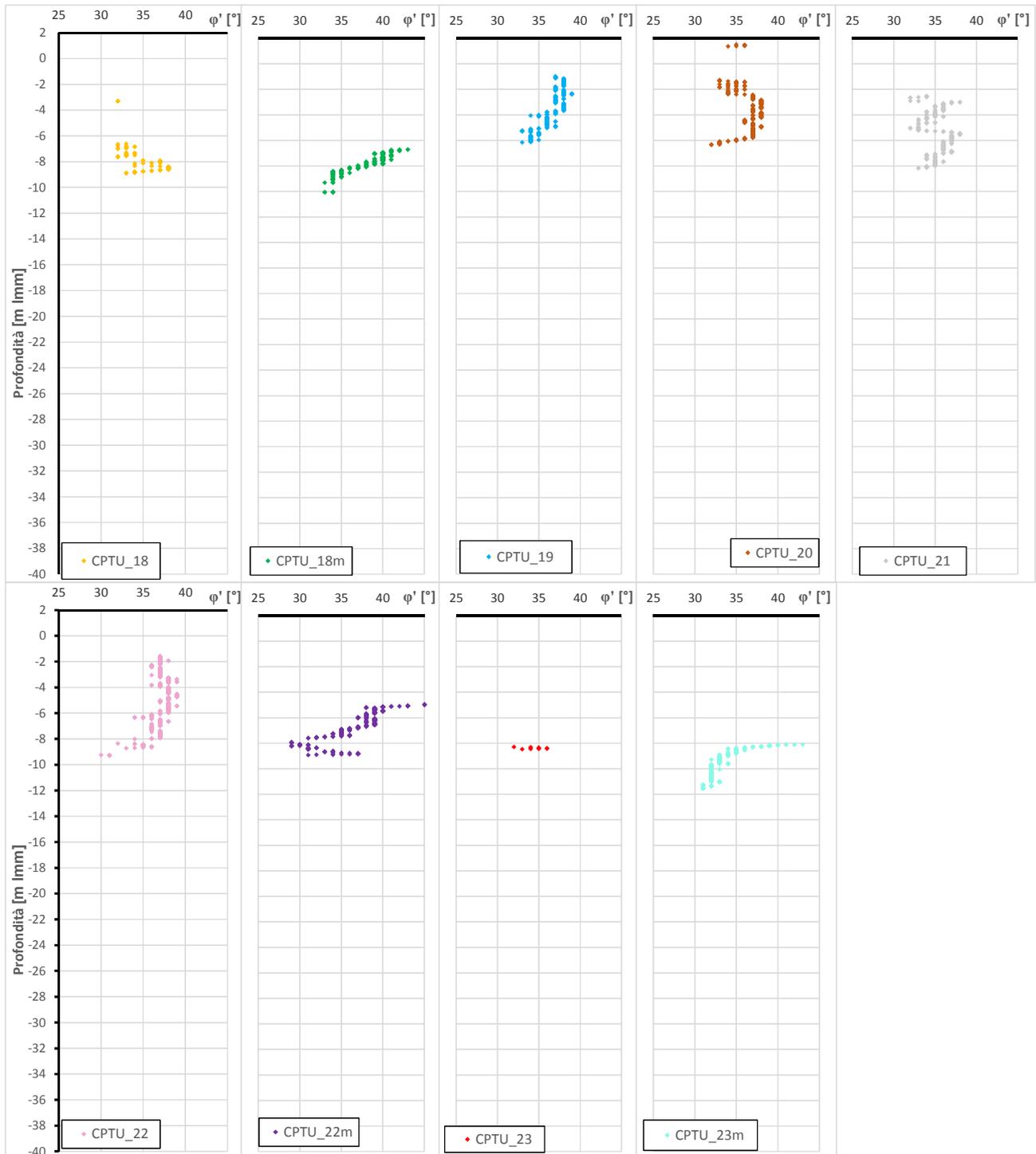


Figura 34 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 18 a 23m)

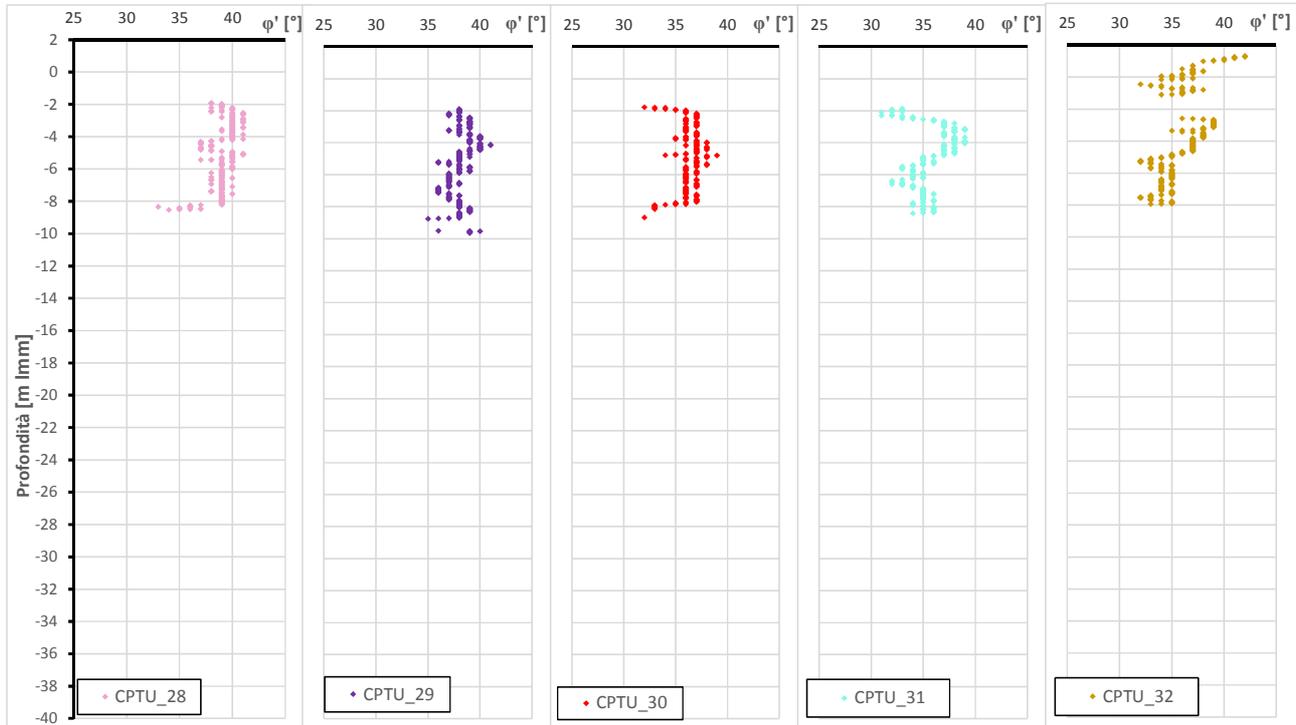


Figura 35 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 28 a 32)

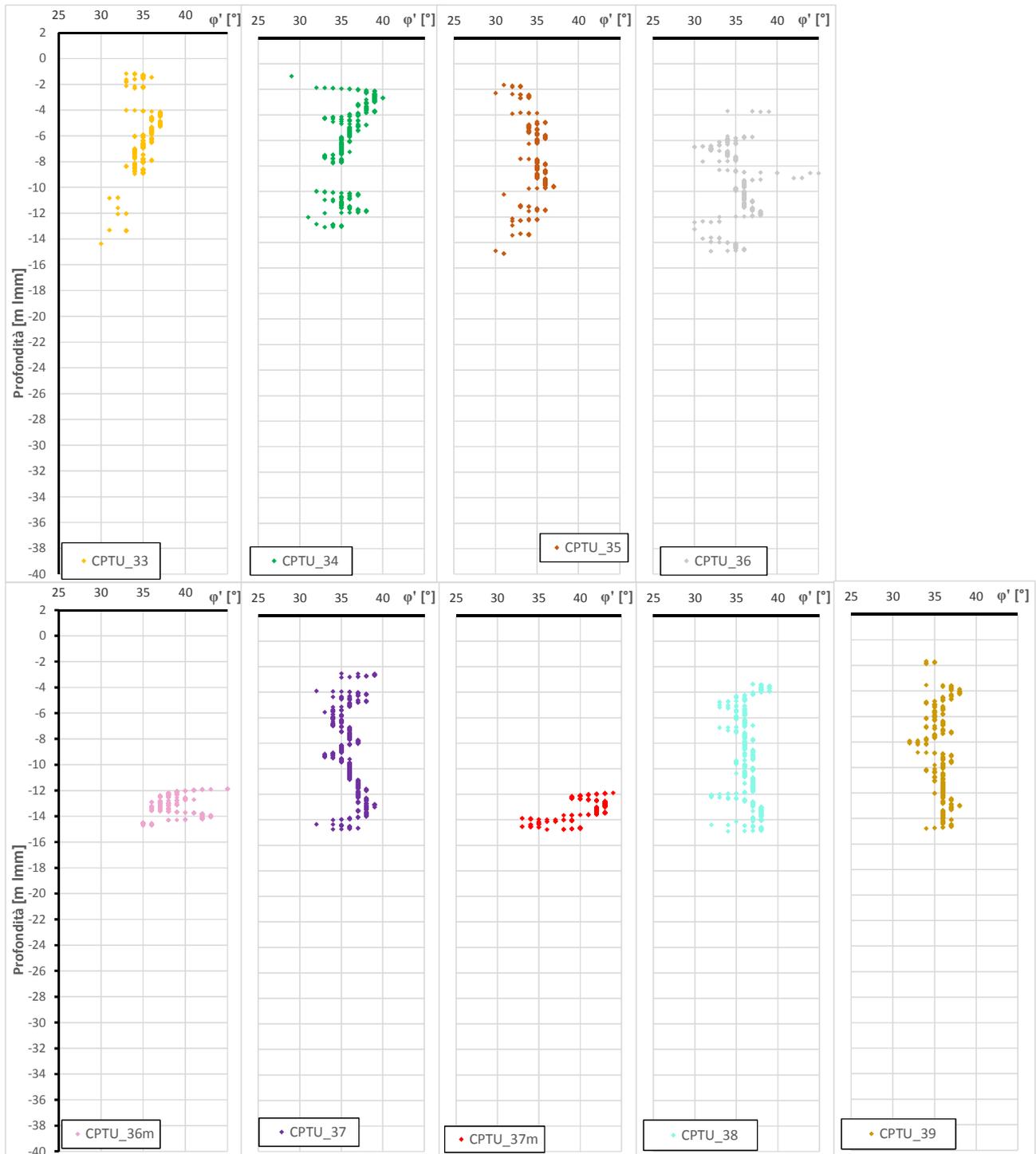


Figura 36 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 33 a 39)

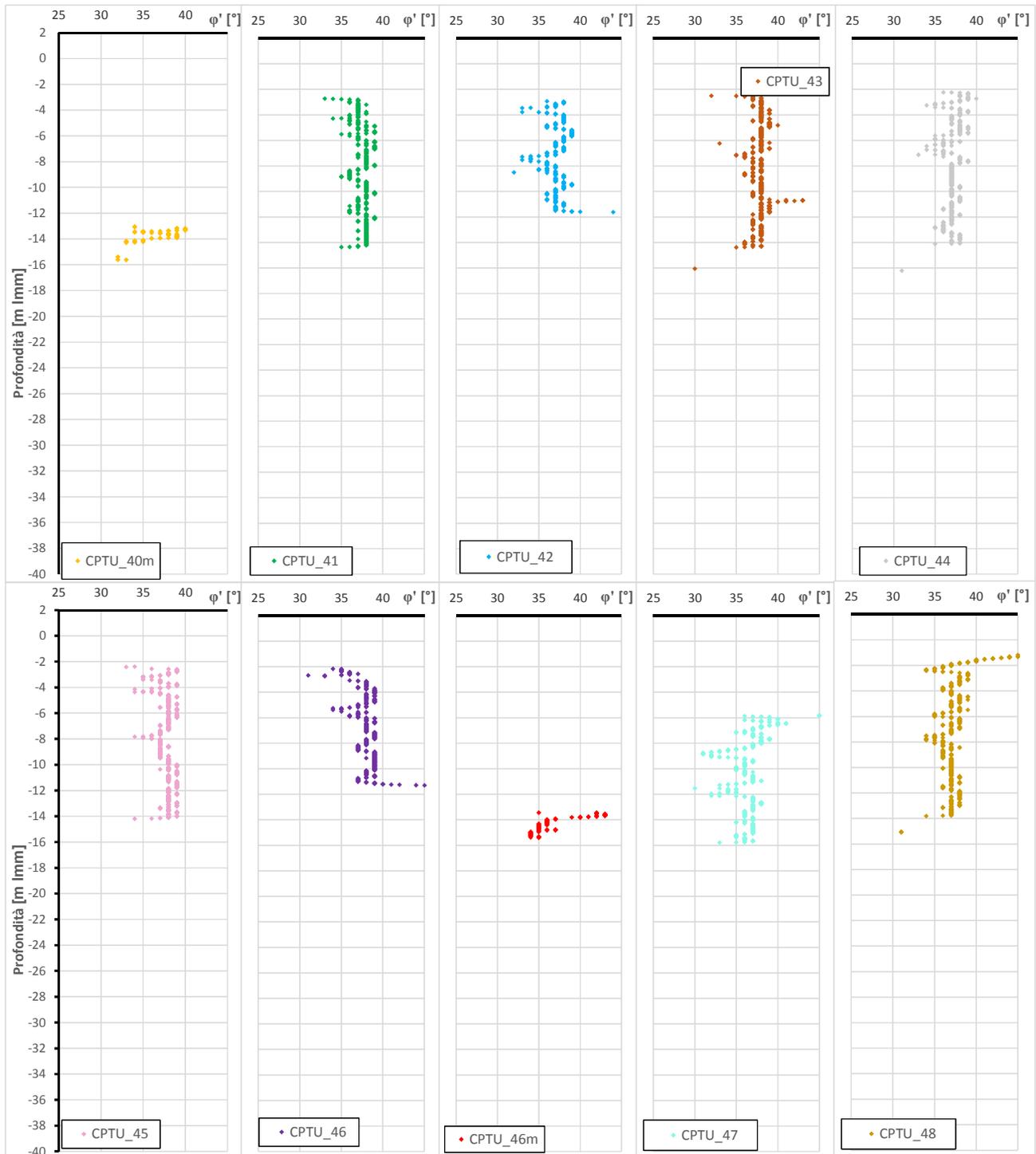
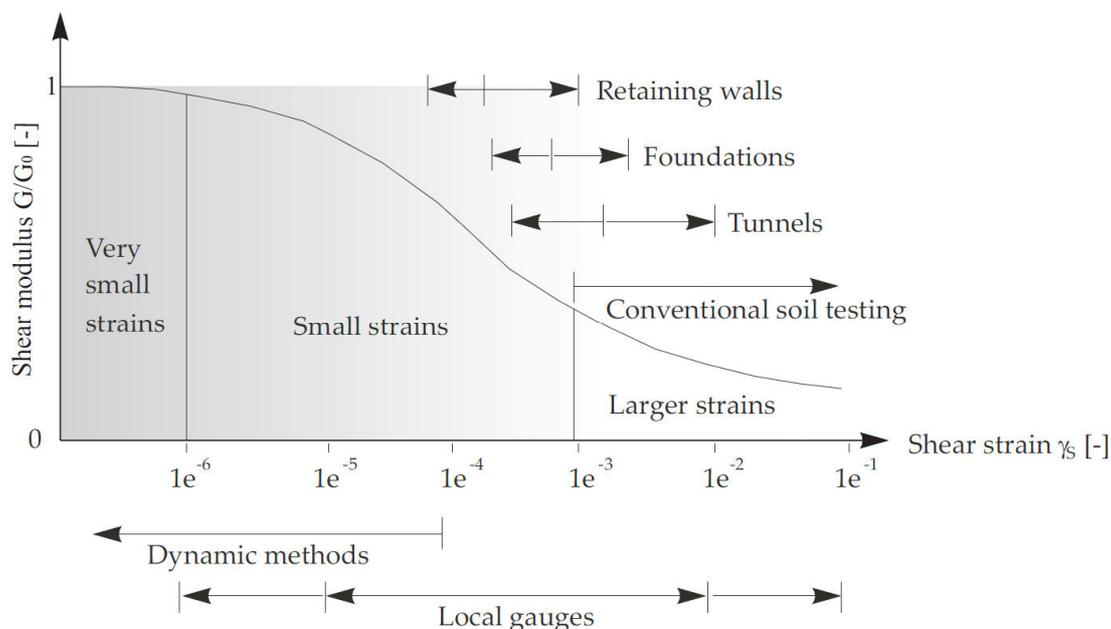


Figura 37 - Litotipo S. Stima dell'angolo d'attrito delle sabbie da prove CPTu (verticali da 40m a 48)

## 7.4 Caratteristiche di deformabilità

E' noto che la rigidezza del terreno dipende in modo significativo dal livello di deformazione di riferimento. In particolare, al crescere delle deformazioni, le caratteristiche elastiche del terreno diminuiscono drasticamente, anche di un ordine di grandezza. In virtù di tale comportamento è necessario associare i moduli elastici ad uno specifico campo di deformazione, distinguendo quantomeno tra moduli a piccole e a grandi deformazioni. In relazione alla natura del problema, la scelta del valore appropriato della rigidezza di un terreno (modulo operativo) dipende sia dal livello di deformazione che si produce in seguito alla realizzazione dell'opera che dallo stato tensionale efficace medio. In Figura 38 (da Mair, 1993, modificata) è rappresentata una tipica curva di decadimento della rigidezza con l'indicazione degli intervalli di deformazione al variare della tipologia dell'opera geotecnica, e delle possibili tecniche di misura. La determinazione delle rigidzze a piccolissime deformazioni è affidata alla misura delle velocità delle onde di taglio, generalmente attraverso l'esecuzione di prove geofisiche in sito (dynamic methods in figura).



**Figura 38** – Curva di decadimento della rigidezza in funzione della deformazione deviatorica.

### 7.4.1 Curva di decadimento della rigidezza da prove di laboratorio

Le caratteristiche di deformabilità a piccolissime deformazioni sono state valutate tramite prove eseguite in colonna risonante (RC), secondo lo schema sperimentale di Stokoe, ovvero sia del tipo “fixed-free”, dove la base del provino è fissa e la testa ruota sotto l'azione trasmessa da un motore torsionale ad essa rigidamente connesso.

Le prove RC consentono di determinare principalmente:

- il valore del modulo di taglio iniziale  $G_0$  a piccoli livelli deformativi;
- la legge di decadimento del modulo di taglio  $G$  in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ ;
- l'andamento del rapporto di smorzamento  $D$  in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ .

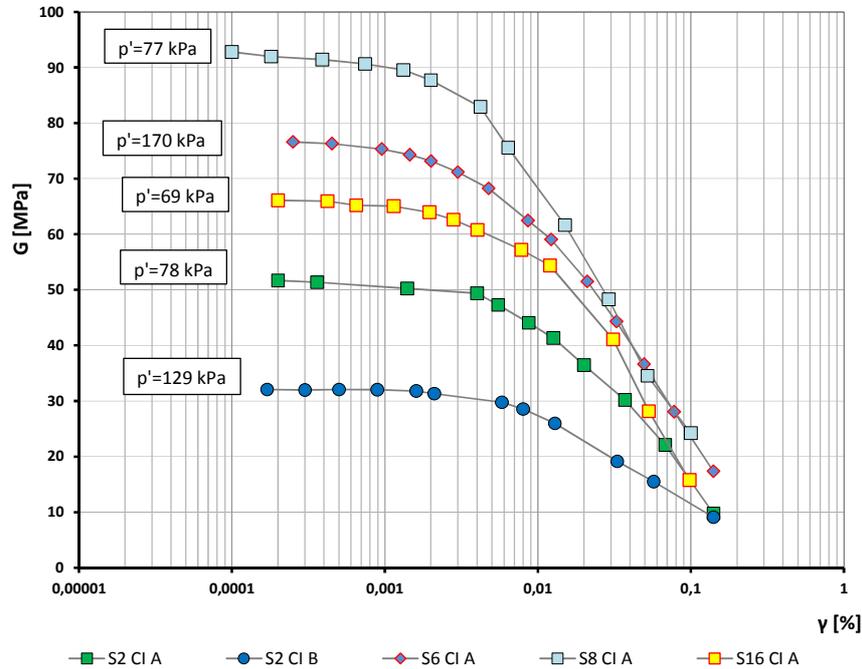


Figura 39 – Litotipo S. Risultati della prova in colonna risonante realizzata per diversi campioni analizzati

I risultati delle prove in colonna risonante su campioni prelevati nel deposito S non individuano con chiarezza il legame fra stato tensionale e modulo  $G_0$  (Figura 40). Tale disuniformità può essere ascritta alla diversa composizione granulometrica dei campioni sottoposti a prova. Nonostante questa variabilità di  $G_0$  la Figura 40 mostra una buona sovrapposizione delle diverse curve di decadimento normalizzate

I campioni che sono certamente rappresentativi del Litotipo S sono S16\_CI\_A e S8\_CI\_A in cui il contenuto in fine è minore del 50%. Dalle prove su questi campioni risulta un modulo  $G_0$  compreso tra 65 e 95 MPa.

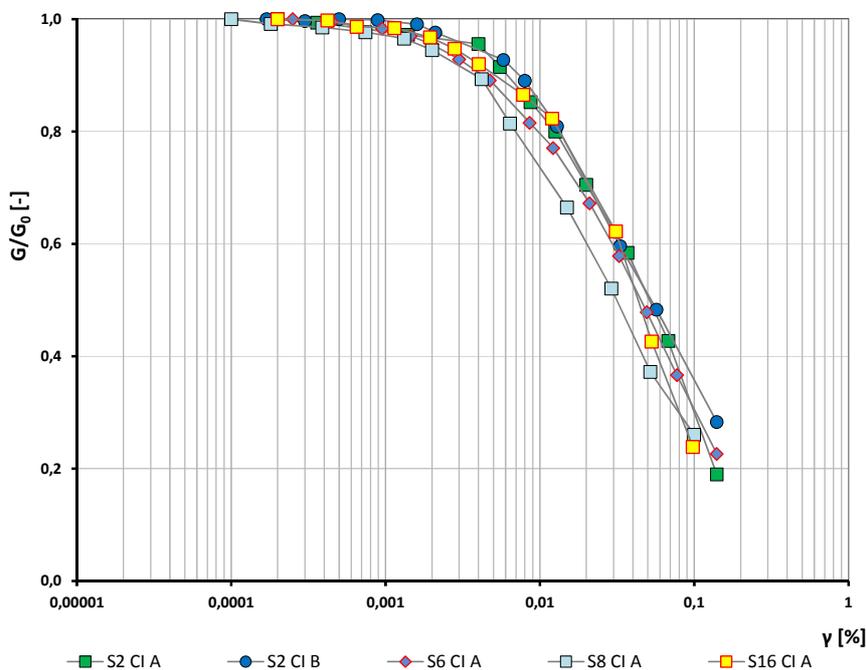


Figura 40– Litotipo S. Curva di decadimento per diversi campioni analizzati

#### 7.4.2 Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH, DH e Re.Mi.)

In Tabella 10 si riporta una sintesi dei risultati delle prove sismiche tipo Re.Mi., in Tabella 11 i risultati delle prove Down-Hole e in Figura 41 sono riportati quelli della prova Cross-Hole.

Si mette in evidenza che le prove Re.Mi. numero 3 e 4 non identificano la presenza del litotipo P appartenente allo strato paludoso, che quindi non è distinto dal deposito sabbioso, mentre lo stesso strato è identificato con chiarezza dalle prove in foro (DH-S07 e CH-S06). Tale risultato deriva essenzialmente dal fatto che le prove Re.Mi. non presentano la stessa precisione delle prove in foro tipo DH o CH.

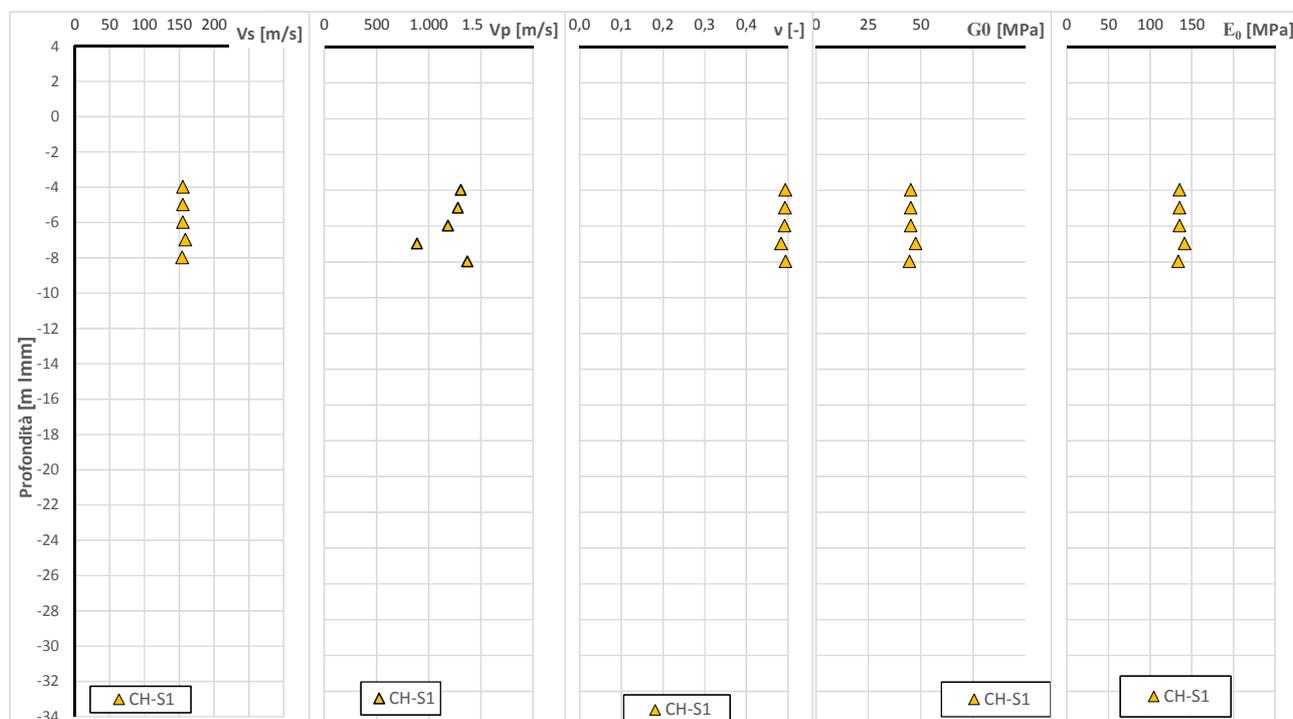
Per il Litotipo S le velocità di taglio  $V_s$  varia da 120 a 190 m/s in base alle prove in foro mentre  $V_s$  varia da 180 a 240 m/s secondo i risultati delle prove Re.Mi. Di conseguenza il modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  varia tra 27 e 63 MPa da prove Down-Hole e circa 45 MPa da prove Cross-Hole

Tabella 10 – Litotipo S. Sintesi prove sismiche tipo ReMi

Prova	Spessore [m]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]
RE1 10	10 - 15	220-240	99,8
RE2 4	15 - 25	200-220	83,2
RE3 10	10 - 15	180-190	64,5
RE4 4	7 - 10	120-170	39,6
RE5 7	10 -12	180-190	64,5

**Tabella 11 – Litotipo S. Sintesi prove sismiche tipo Down-Hole**

Prova	Da m lmm	a m lmm	Vs [m/s]	Vp [m/s]	v [-]	Go [MPa]	Eo [MPa]
DH-S01	-1,09	-16,09	158	1495	0,494	47,1	140,7
DH-S02	-2,08	-14,58	177	1655	0,494	59,1	176,6
DH-S07	-1,45	-10,45	120	1426	0,497	27,2	81,3
DH-S09	-0,13	-11,13	129	637	0,479	31,4	92,8
DH-S14	-0,88	-10,38	155	1274	0,493	45,3	135,2
DH-S17	-1,38	-6,38	130	1260	0,495	27,2	81,2
DH-S18	-1,87	-7,87	148	1164	0,492	41,3	123,2
DH-S21	+0,49	-14,51	166	1239	0,491	52,0	154,9
DH-S23	-3,24	-19,24	183	1368	0,491	63,2	188,3



**Figura 41 – Litotipo S. Risultati della prova Cross-Hole**

### 7.4.3 Moduli a piccole deformazioni da prove CPTu

Nelle seguenti figure sono rappresentati i profili penetrometrici elaborati in termini di modulo di taglio a piccole deformazioni in base alle correlazioni indicate al §5.1.2. Il modulo di taglio  $G_0$  per il litotipo S risulta essere compreso tra 40 e 80 MPa.

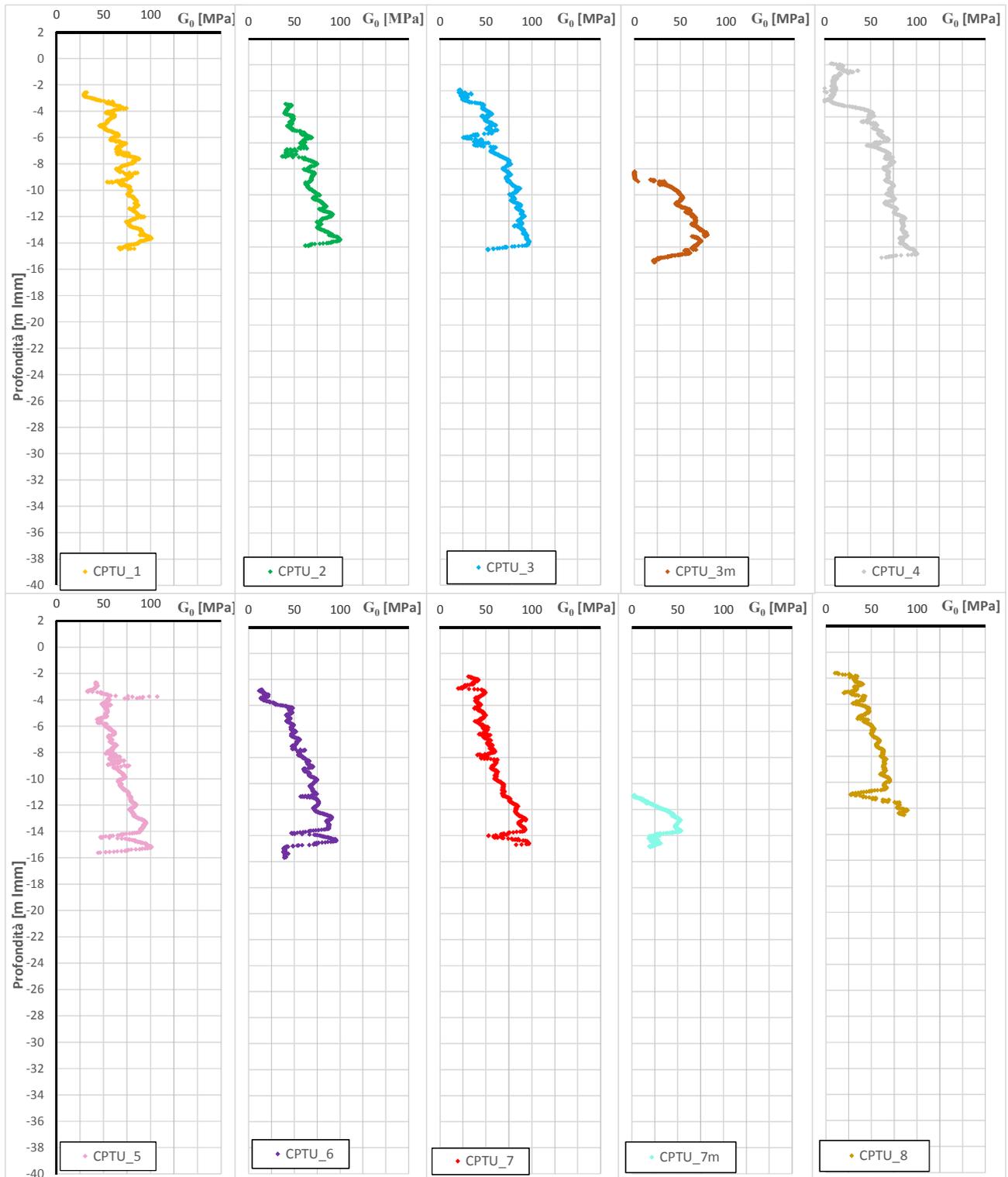


Figura 42 – Litotipo S. Modulo di rigidità iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 1 a 8)

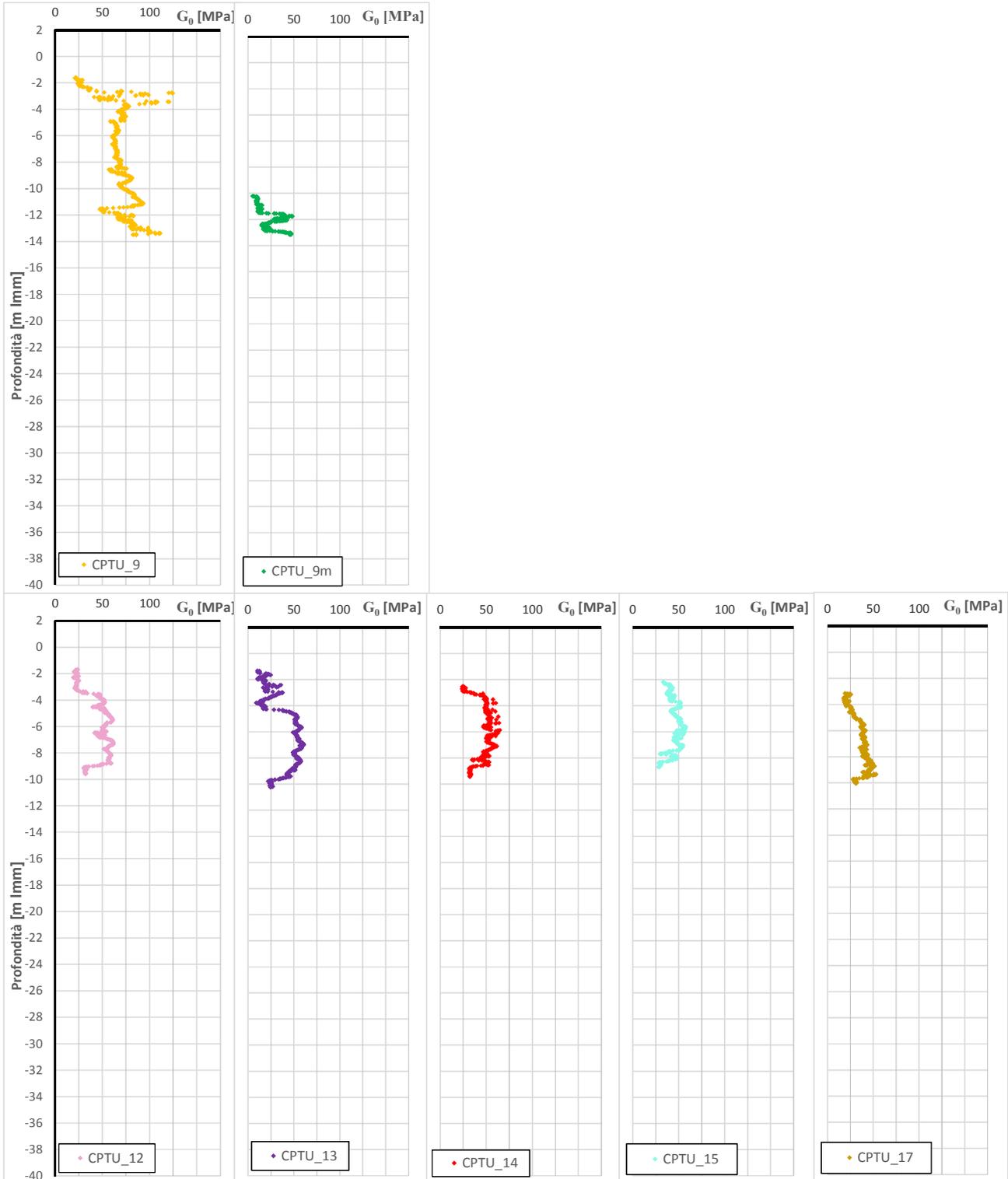


Figura 43 – Litotipo S. Modulo di rigidezza iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 9 a 17)

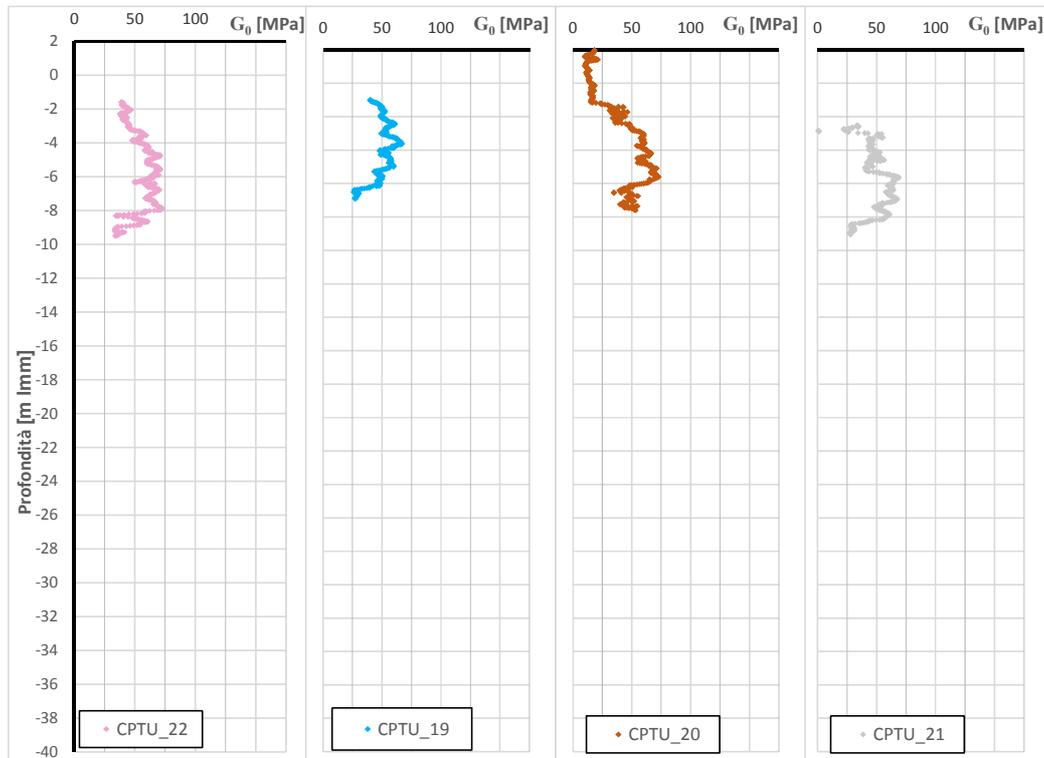


Figura 44 – Litotipo S. Modulo di rigidezza iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 19 a 22)

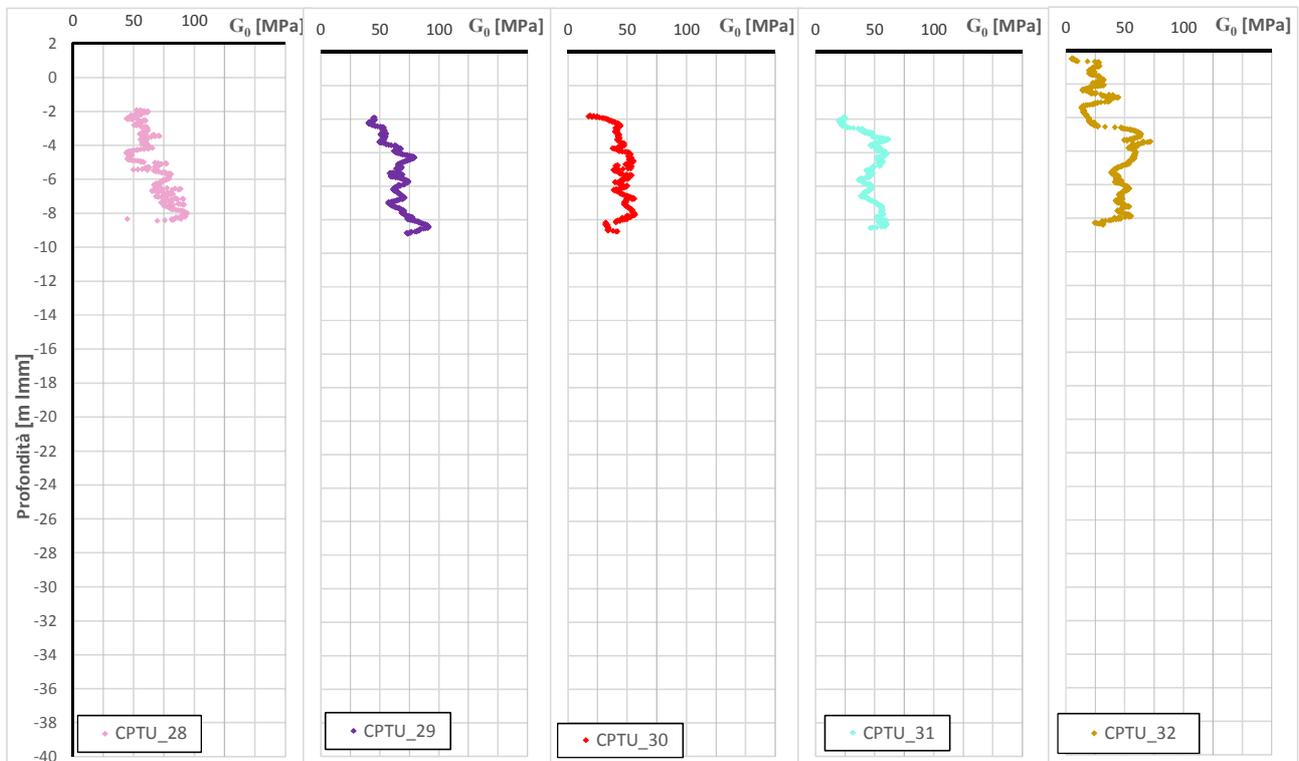


Figura 45 – Litotipo S. Modulo di rigidezza iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 28 a 32)

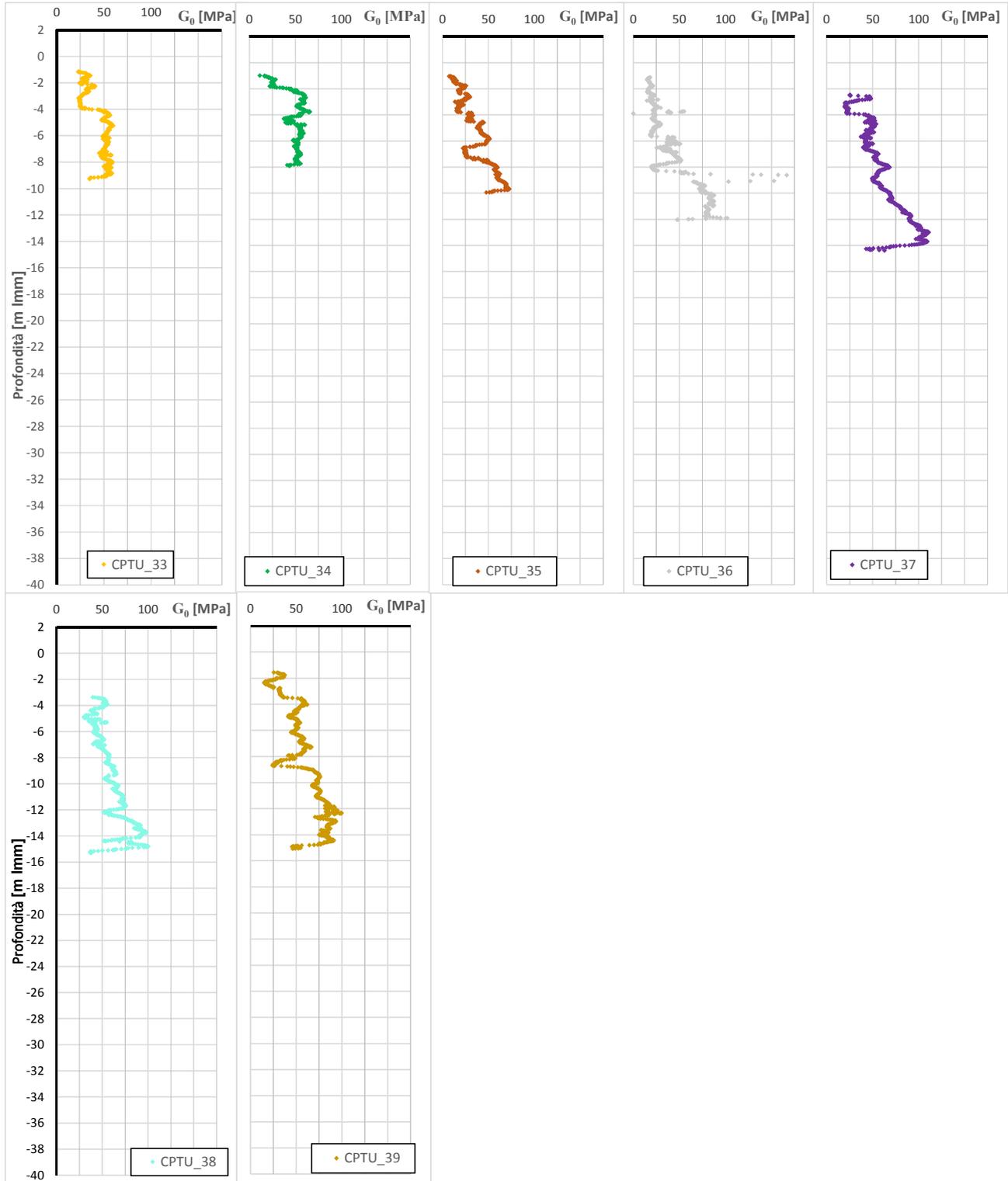


Figura 46 – Litotipo S. Modulo di rigidezza iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 33 a 39)

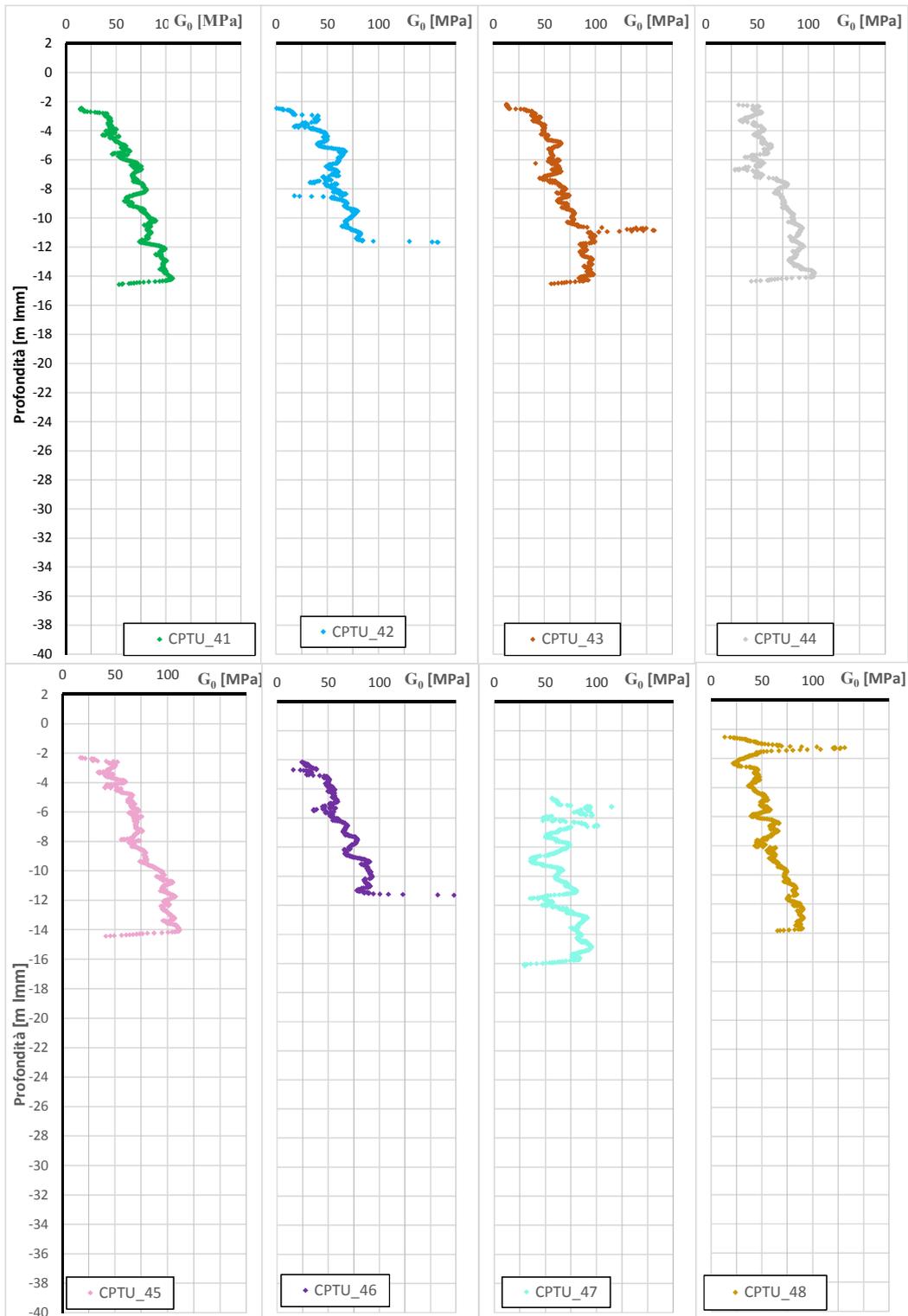


Figura 47 – Litotipo S. Modulo di rigidezza iniziale  $G_0$  da prove CPTu (verticali da 41 a 48)



#### 7.4.4 Modulo edometrico da prove DMT

Le prove dilatometriche permettono la determinazione del modulo confinato  $M_{DTM}$  correlabile al modulo di Young attraverso la relazione  $E' \approx 0,8 M_{DTM}$ .

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati relativi al litotipo S; dalle prove effettuate si evince, per  $M_{DTM}$  valori compresi tra 20 e 45 MPa.

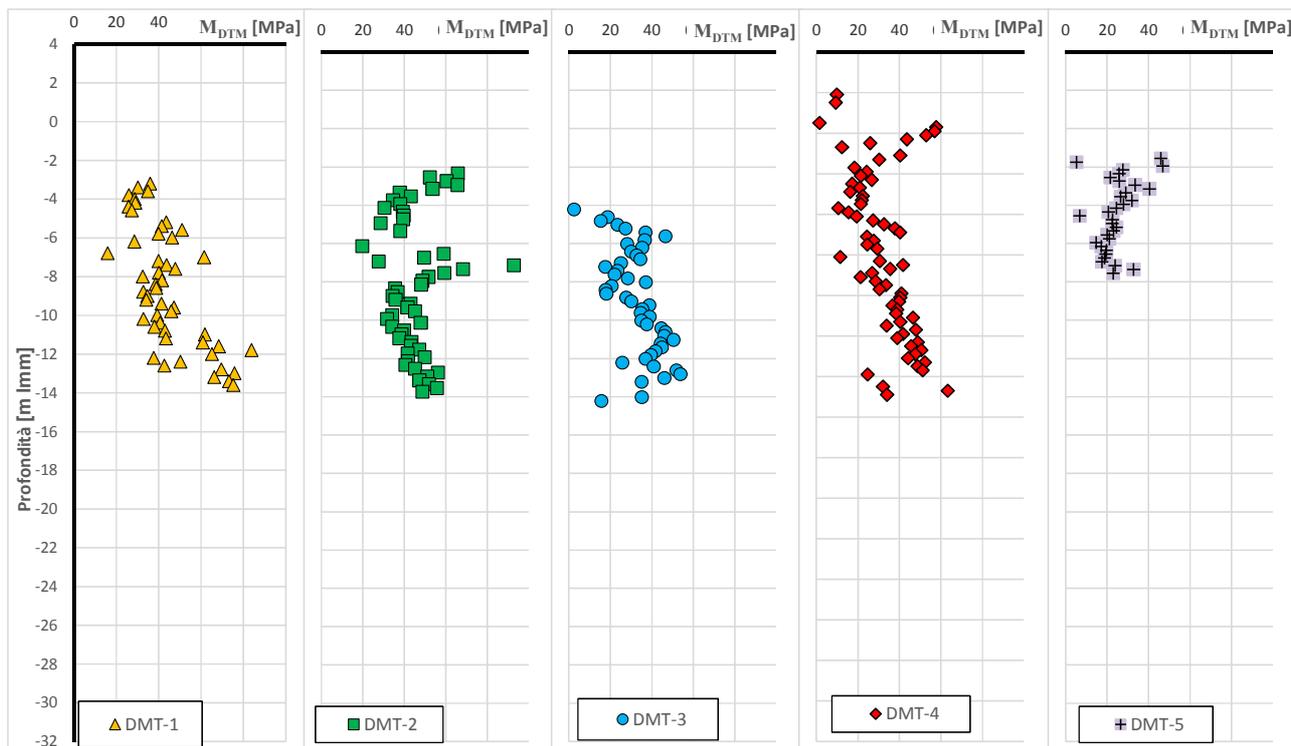


Figura 48 – Litotipo S. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 1 a 5)

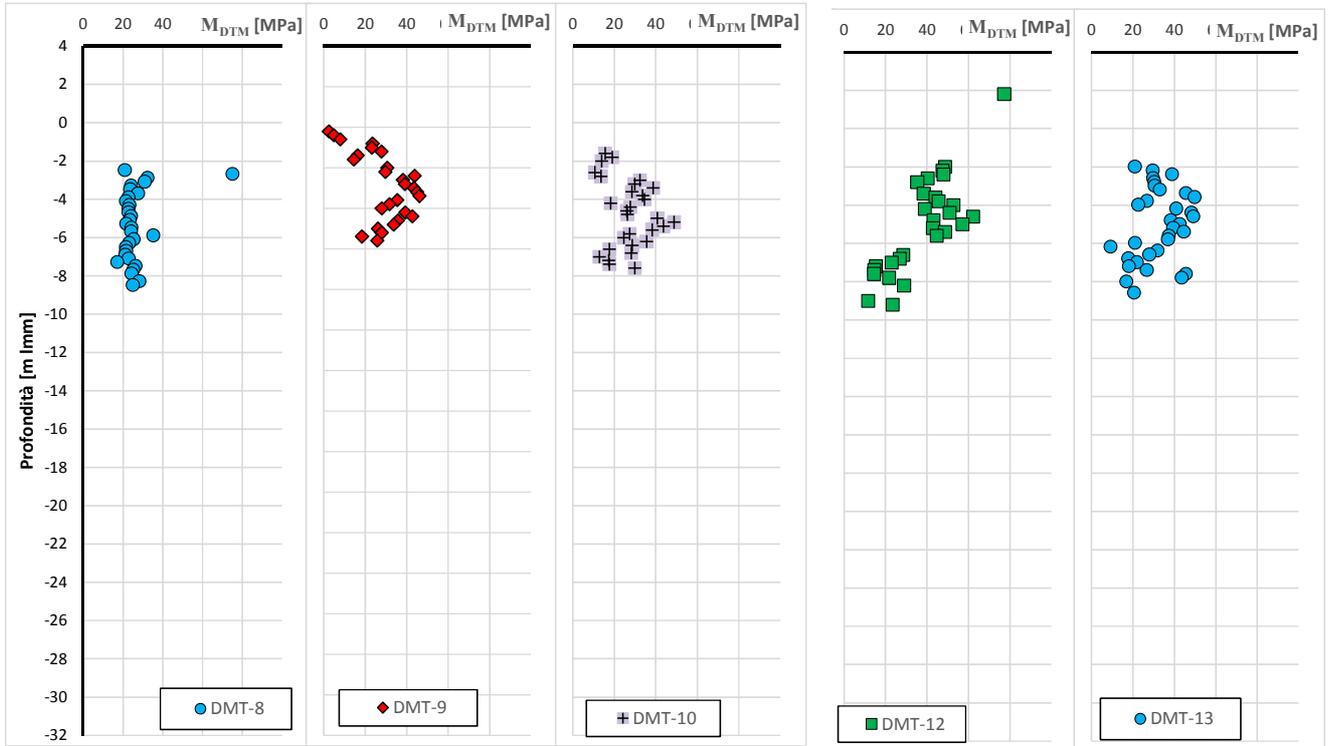


Figura 49 – Litotipo S. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 8 a 13)

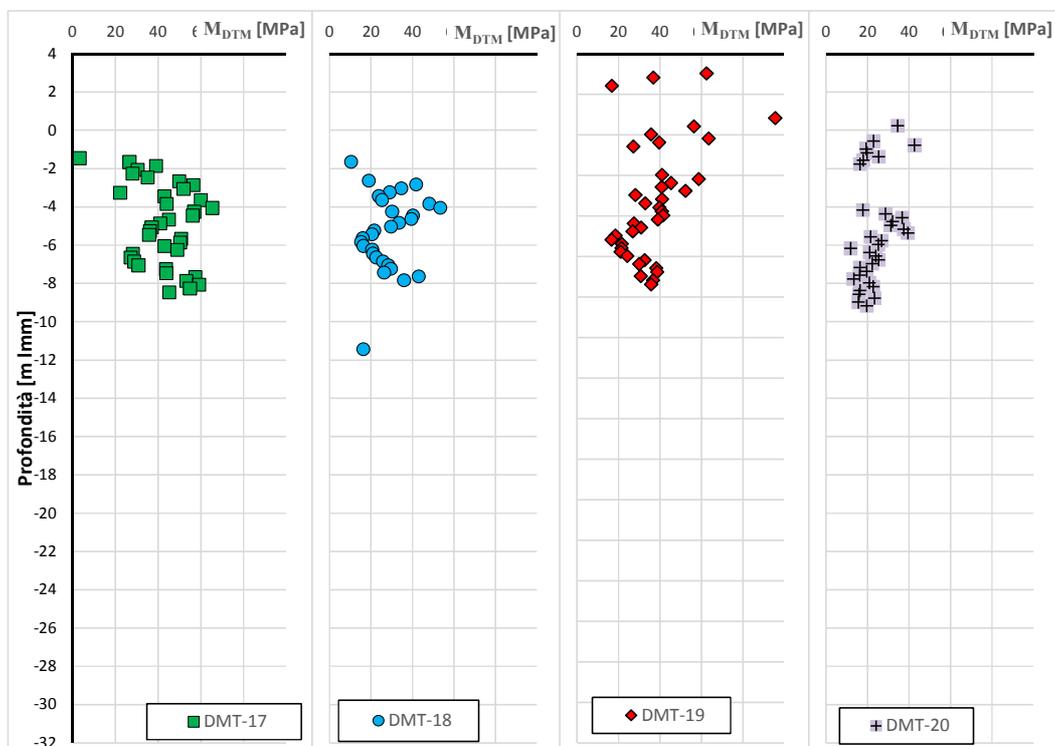


Figura 50 – Litotipo S. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 17 a 20)

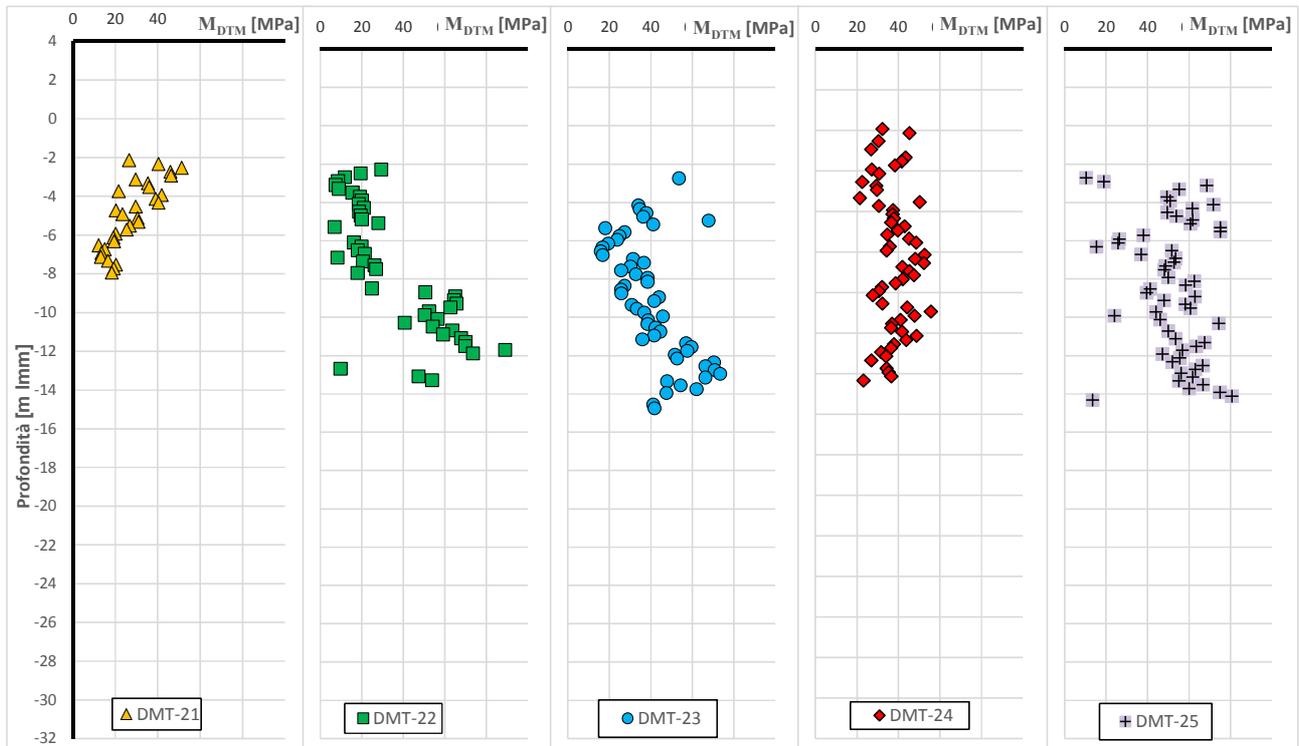


Figura 51 – Litotipo S. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 21 a 25)

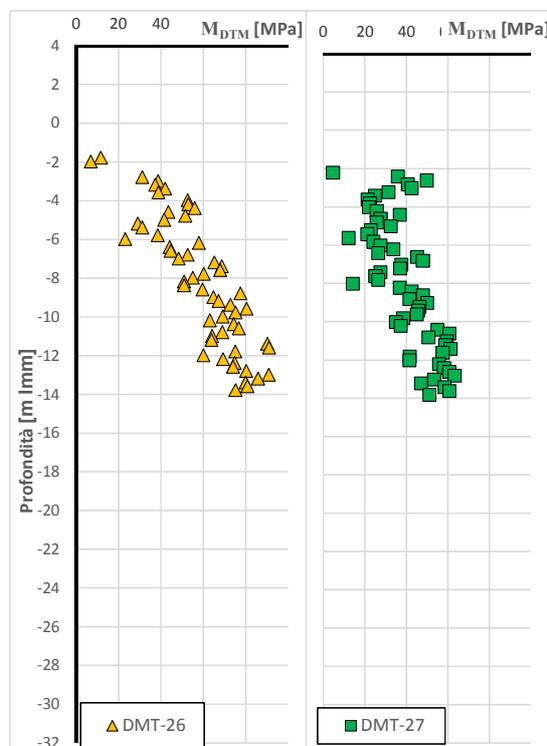


Figura 52 – Litotipo S. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 26 a 27)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p><i>Progetto Definitivo</i> <i>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</i></p>	 <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 66 di 160</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

#### **7.4.5 Moduli elastici operativi da prove CPTu**

Le prove CPT consentono di stimare il modulo elastico operativo del terreno utilizzando le correlazioni di letteratura già indicate al §5.1.5. Tuttavia, le correlazioni tra la resistenza alla punta e il modulo di Young (Es) sono molto sensibili alla storia geologica e allo stato tensionale. Nelle seguenti figure sono mostrati i moduli elastici ottenuti dalle prove CPTu. Il litotipo S può essere caratterizzabile con un valore del modulo elastico Es compreso tra 20 e 50 MPa.

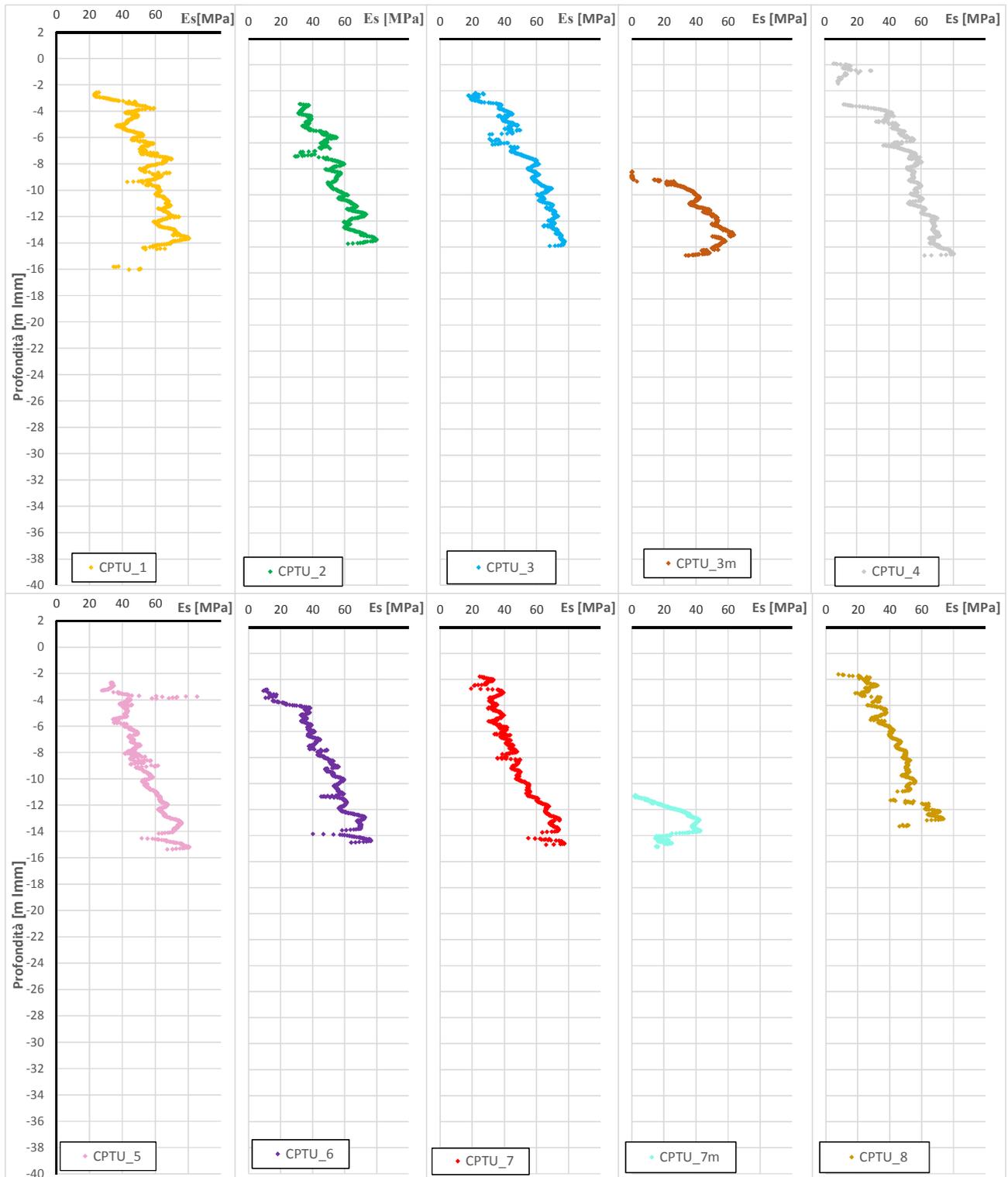


Figura 53 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 1a 8)

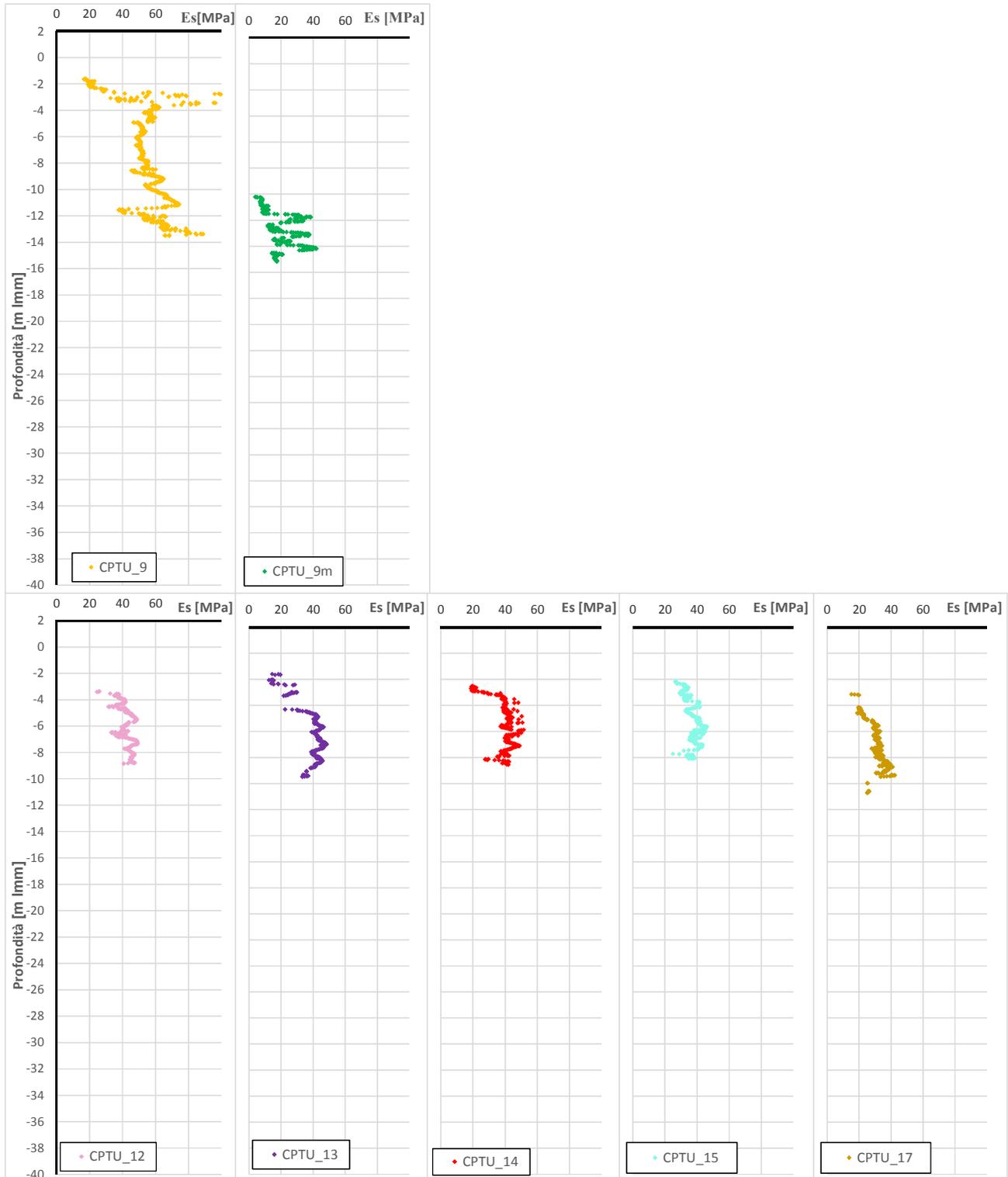


Figura 54 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 9 a 17)

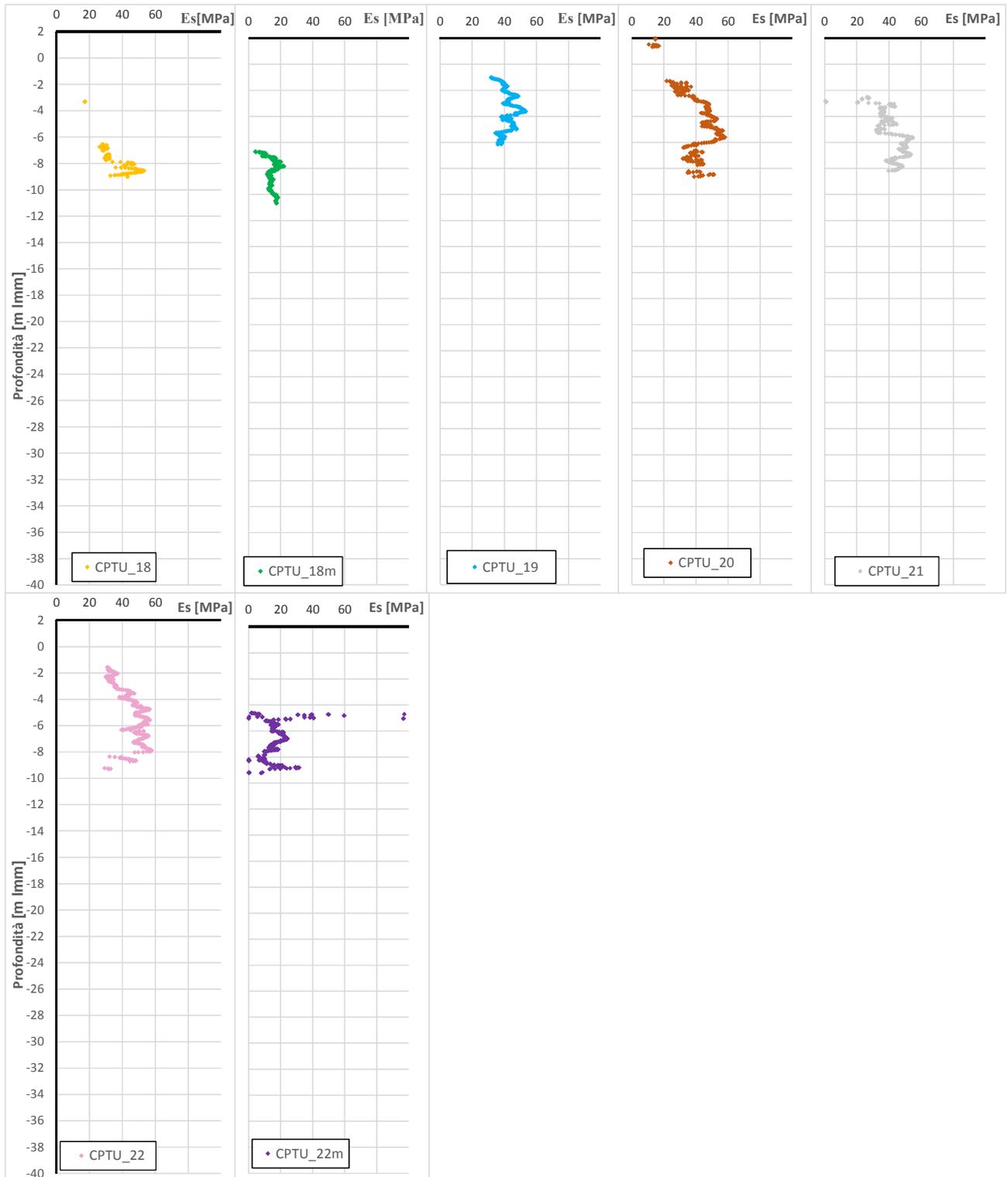


Figura 55 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 18 a 22)

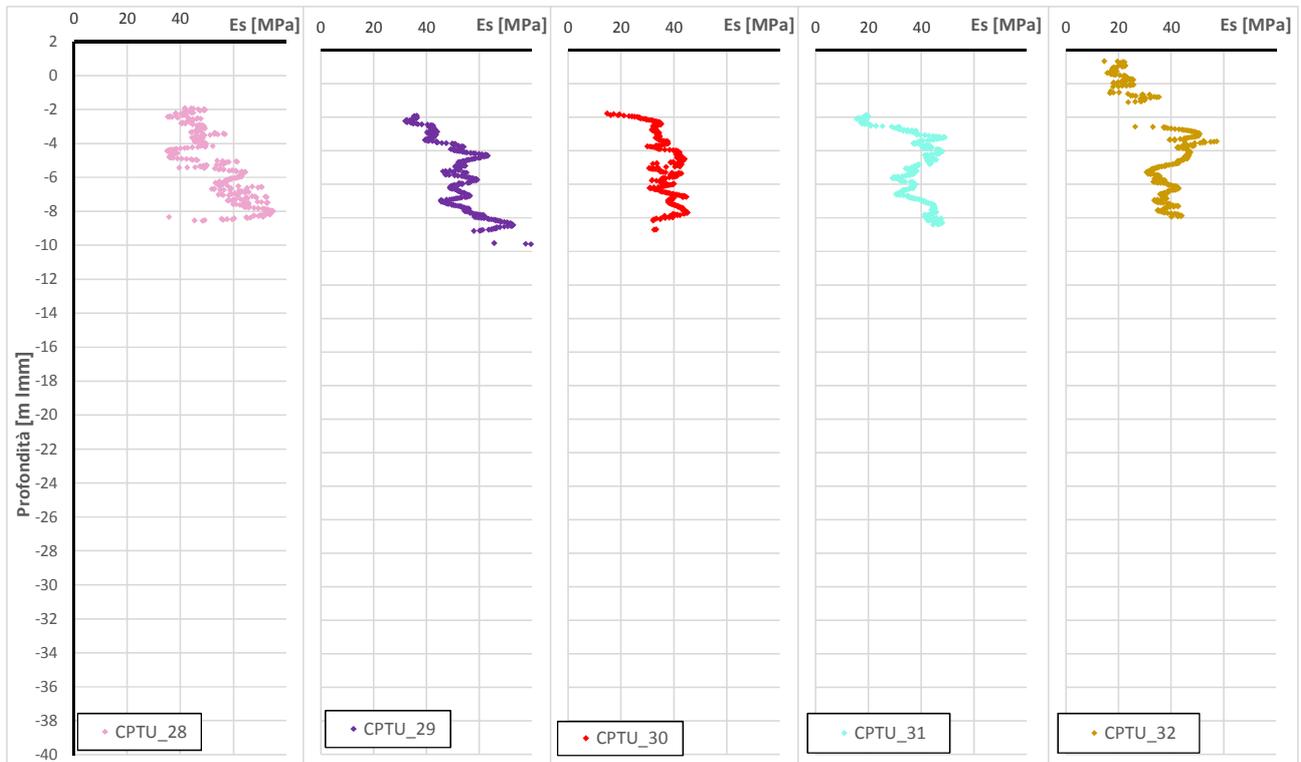


Figura 56 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 28 a 32)

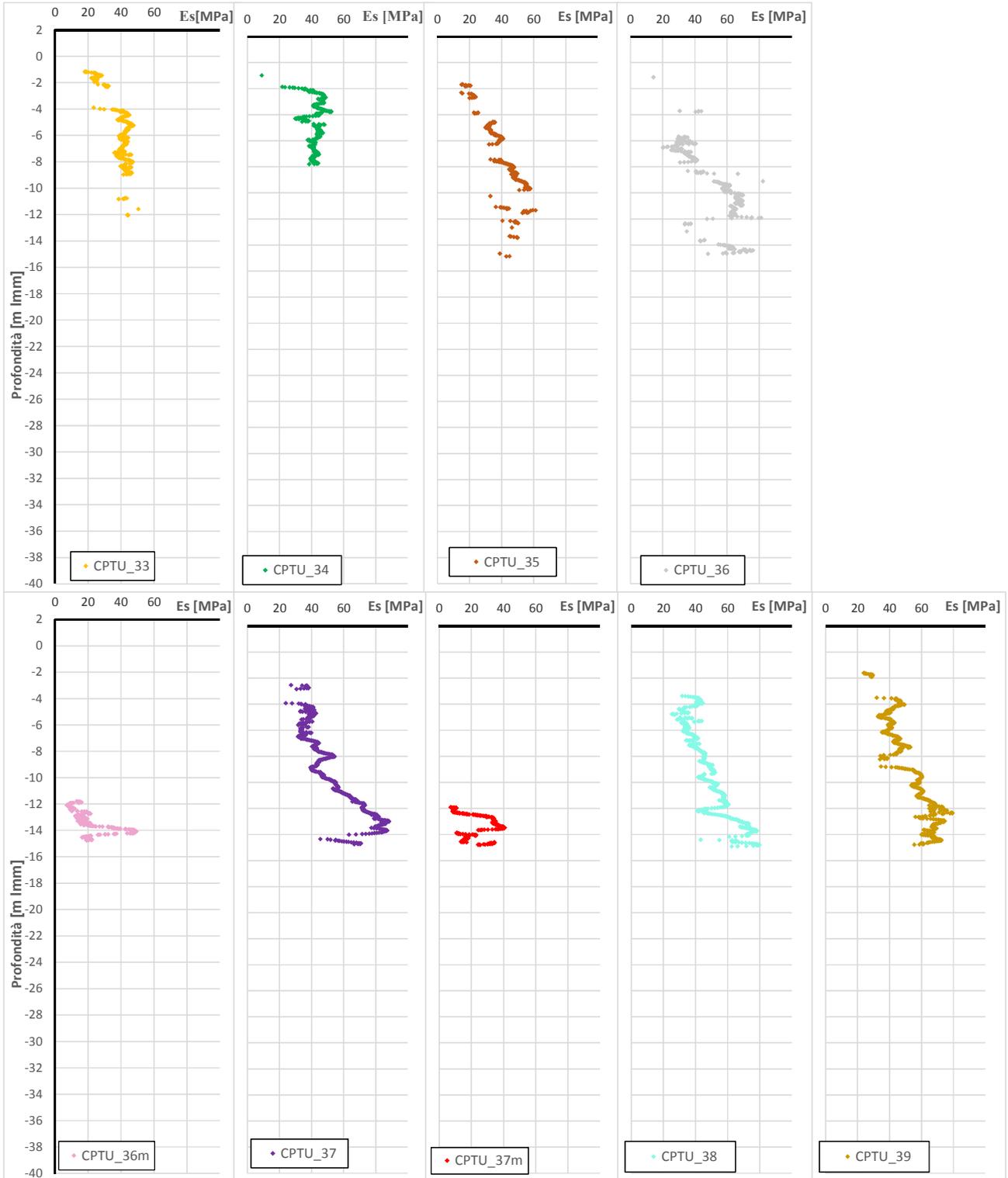


Figura 57 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 33 a 39)

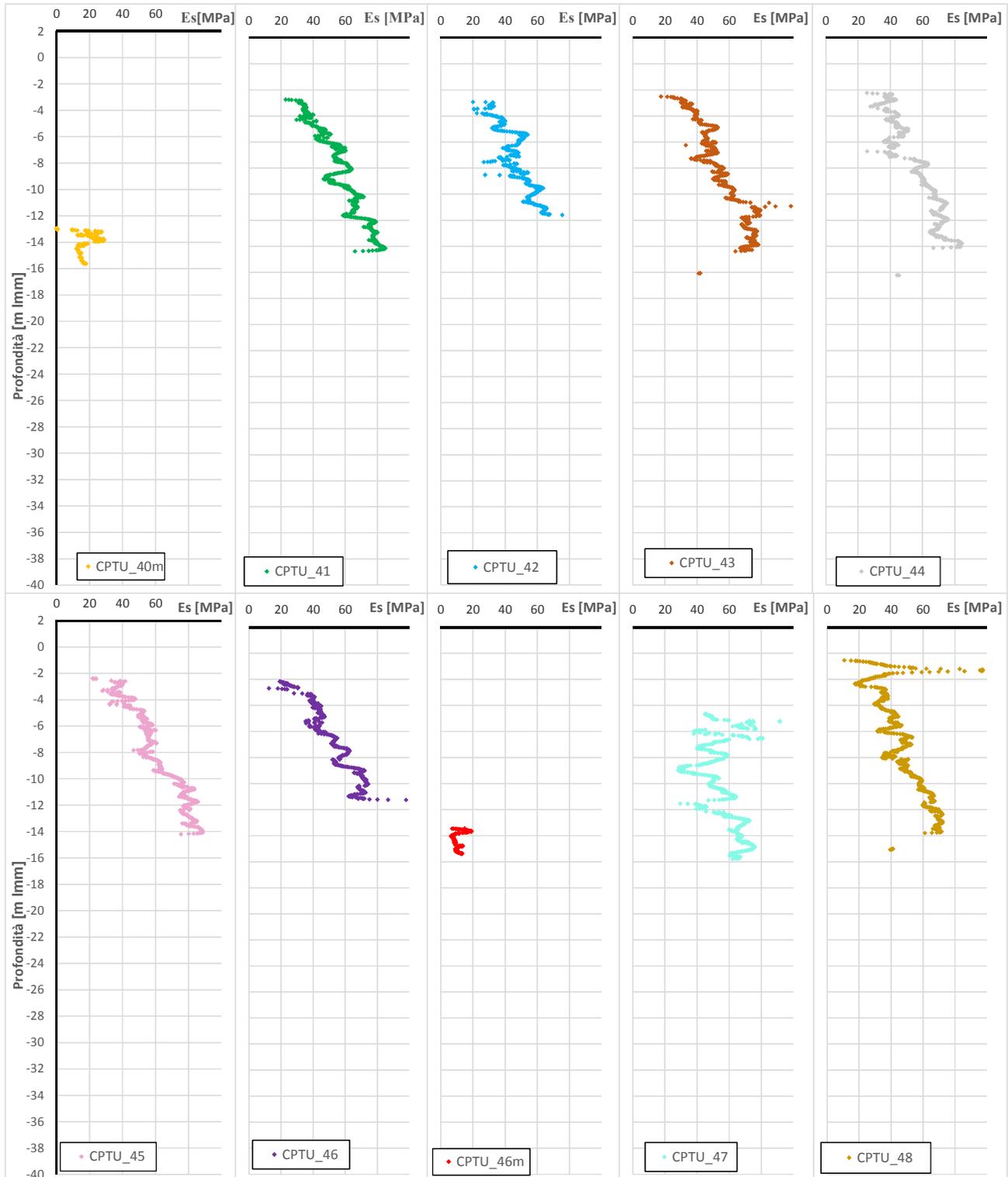


Figura 58 – Litotipo S. Modulo Elastico Es da prove CPTu (verticali da 40 a 48)

## 8. DEPOSITO COESIVO (LITOTIPO M)

### 8.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

Il terreno appartenente al deposito a grana fine denominato litotipo M è stata effettuata sulla base delle prove di riconoscimento sui campioni di laboratorio in termini di:

- granulometria
- peso specifico dei grani
- peso di volume naturale
- contenuto d'acqua naturale
- limiti di Atterberg

### 8.1.2 Analisi granulometrica

In Figura 59 sono riportate le composizioni granulometriche relative ai campioni di laboratorio. Se si escludono i risultati che si riferiscono al campione S1\_CI\_B, la distribuzione granulometrica risulta pressoché uniforme con frazione limosa che risulta essere sempre quella dominante, con frazioni percentuali variabili tra 55 e 75%.

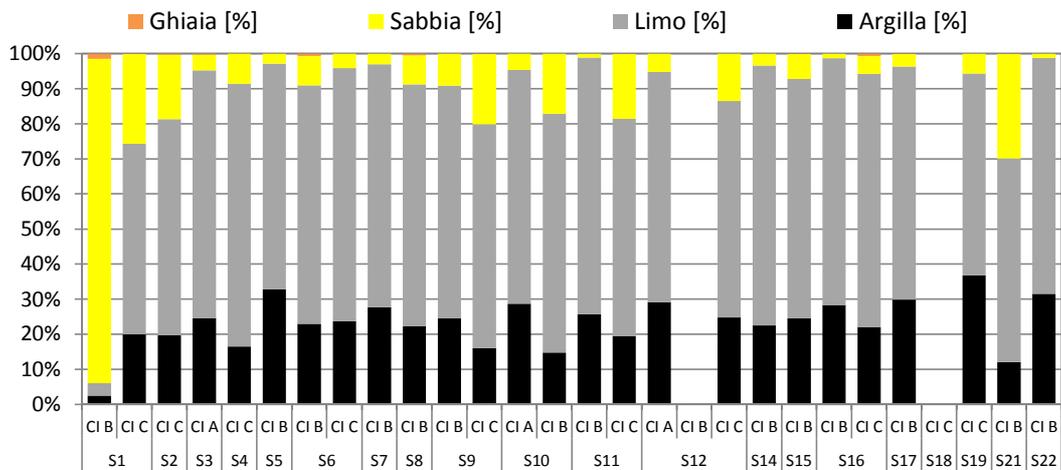


Figura 59 - Litotipo M. Composizione granulometrica



### 8.1.3 Peso specifico dei grani

In Figura 60 è riportato il valore del peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ ) valutato sui campioni di terreno prelevati nel deposito M. I valori sperimentali ottenuti presentano valore medio di  $27,70 \text{ kN/m}^3$ .

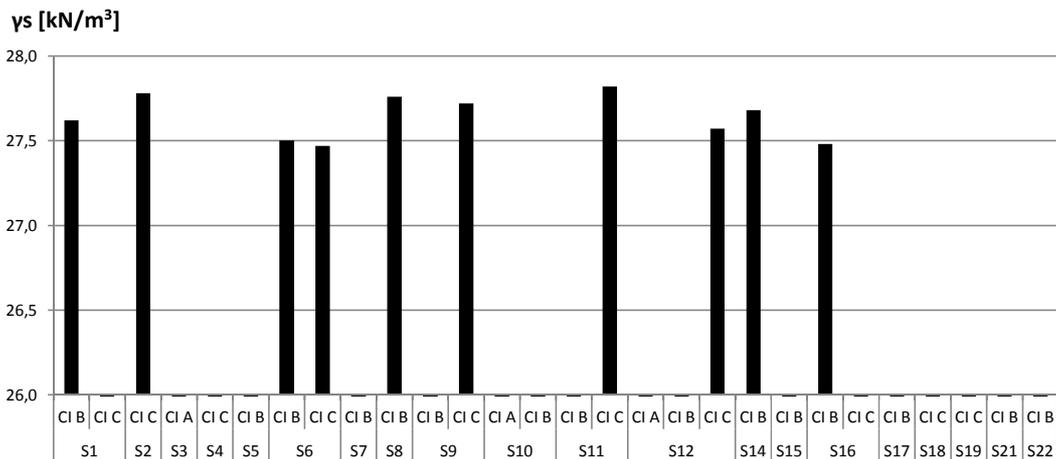


Figura 60 – Litotipo M. Peso specifico dei grani

### 8.1.4 Peso dell'unità di volume

Il peso dell'unità di volume, determinato sui campioni di terreno indisturbato, sono distribuiti come rappresentato in Figura 61. Risulta che il peso di volume del Litotipo M è compreso tra  $17,5$  e  $19,5 \text{ kN/m}^3$ .

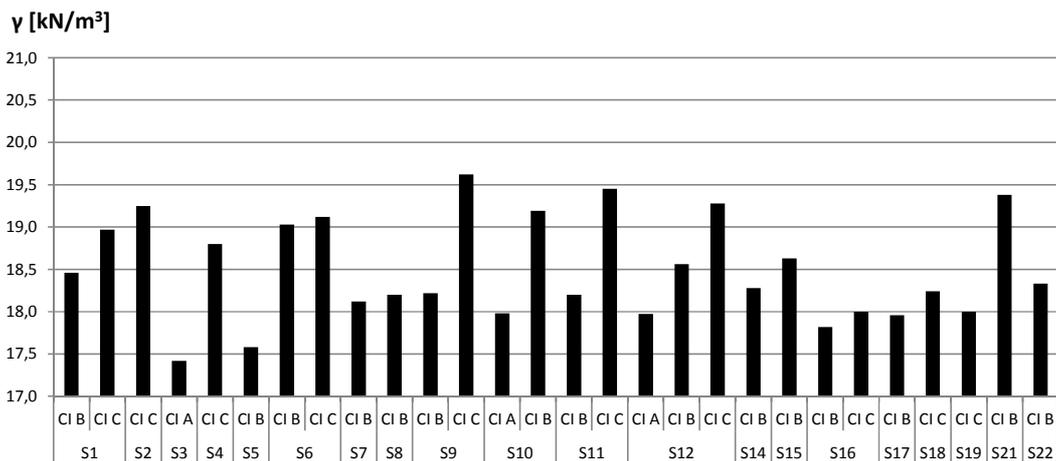


Figura 61 - Litotipo M. Peso dell'unità di volume

### 8.1.5 Contenuto d'acqua naturale

In Figura 62 è riportato il contenuto d'acqua naturale misurato su alcuni campioni di terreno indisturbato. Il contenuto d'acqua  $W_n$  risulta compreso tra 25 e 40%.

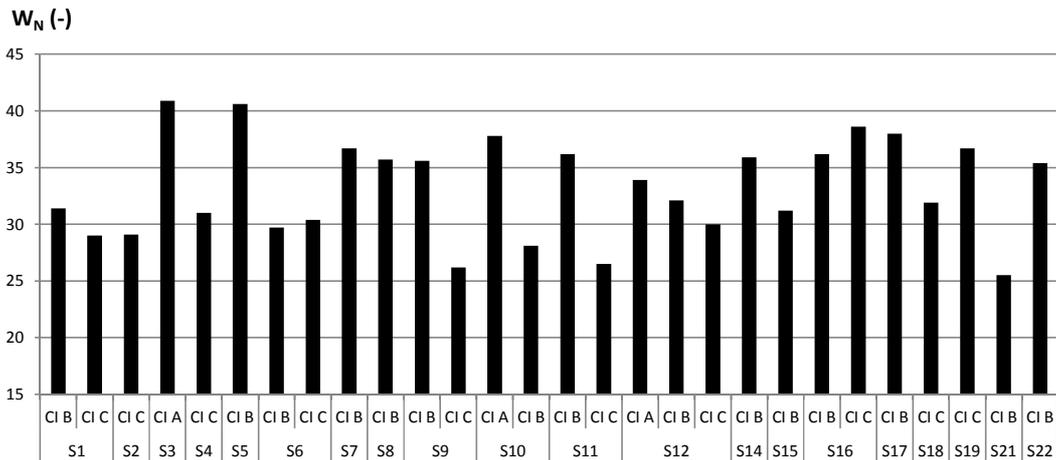


Figura 62 – Litotipo M. Contenuto d'acqua naturale

### 8.1.6 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (LL) ed il limite di plasticità (LP). I valori medi dell'indice di plasticità ( $IP = LL - LP$ ) oscillano tra 10 e 30, mentre quelli del limite liquido variano tra 30 e 55, (Figura 63). I risultati ottenuti, collocati sulla carta di plasticità di Casagrande (Figura 64), cadono nel campo delle Argille poco plastiche (CL).

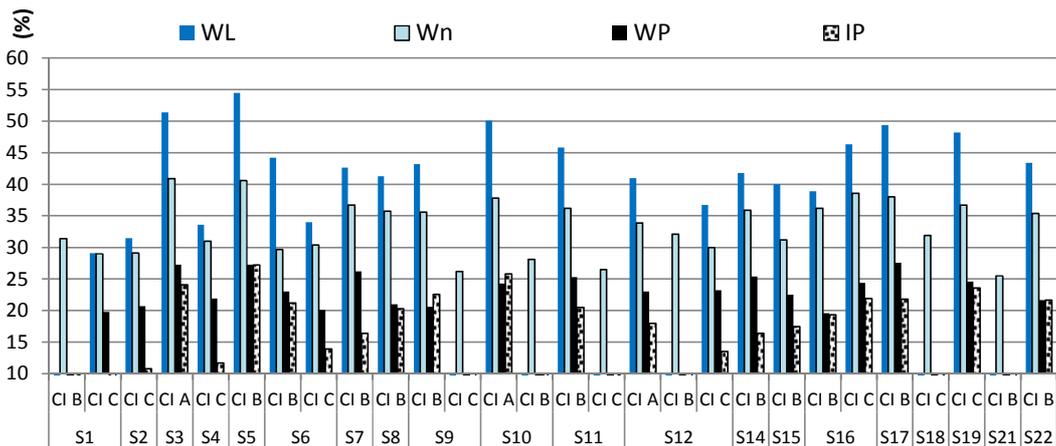


Figura 63 - Litotipo M. Limiti di Atterberg e Contenuto d'acqua

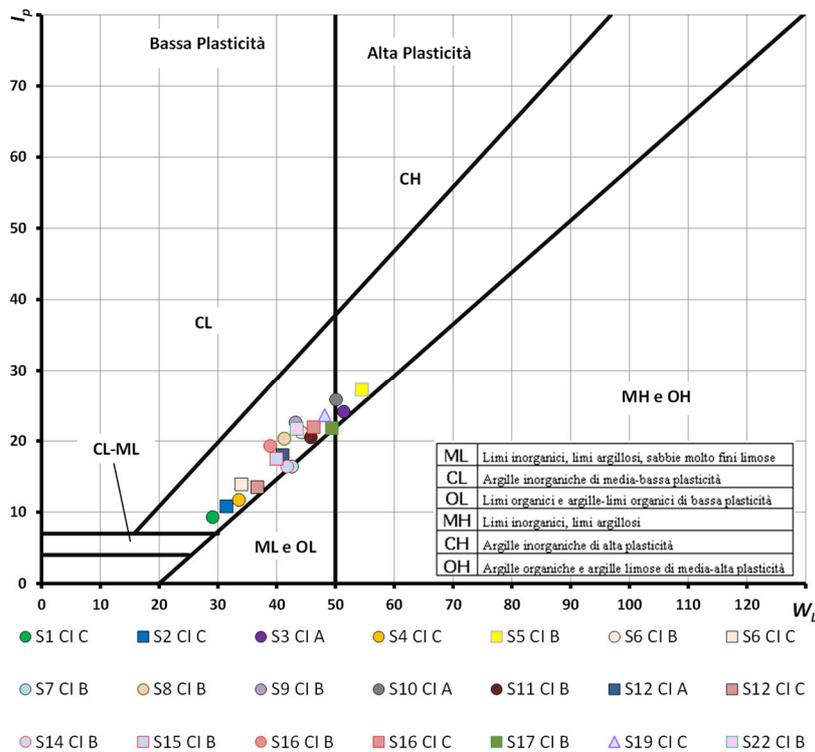


Figura 64 – Litotipo M. Carta di Plasticità di Casagrande

### 8.1.7 Stato tensionale iniziale

La prova dilatometrica consente una buona stima degli sforzi orizzontali in sito e quindi, noto lo sforzo efficace verticale, una valutazione del coefficiente di spinta orizzontale  $k_0$ . Nelle seguenti figure è rappresentata l'elaborazione della prova per Litotipo M. Risulta che il coefficiente di spinta a riposo presenta valori compresi tra 0,4 e 0,6.

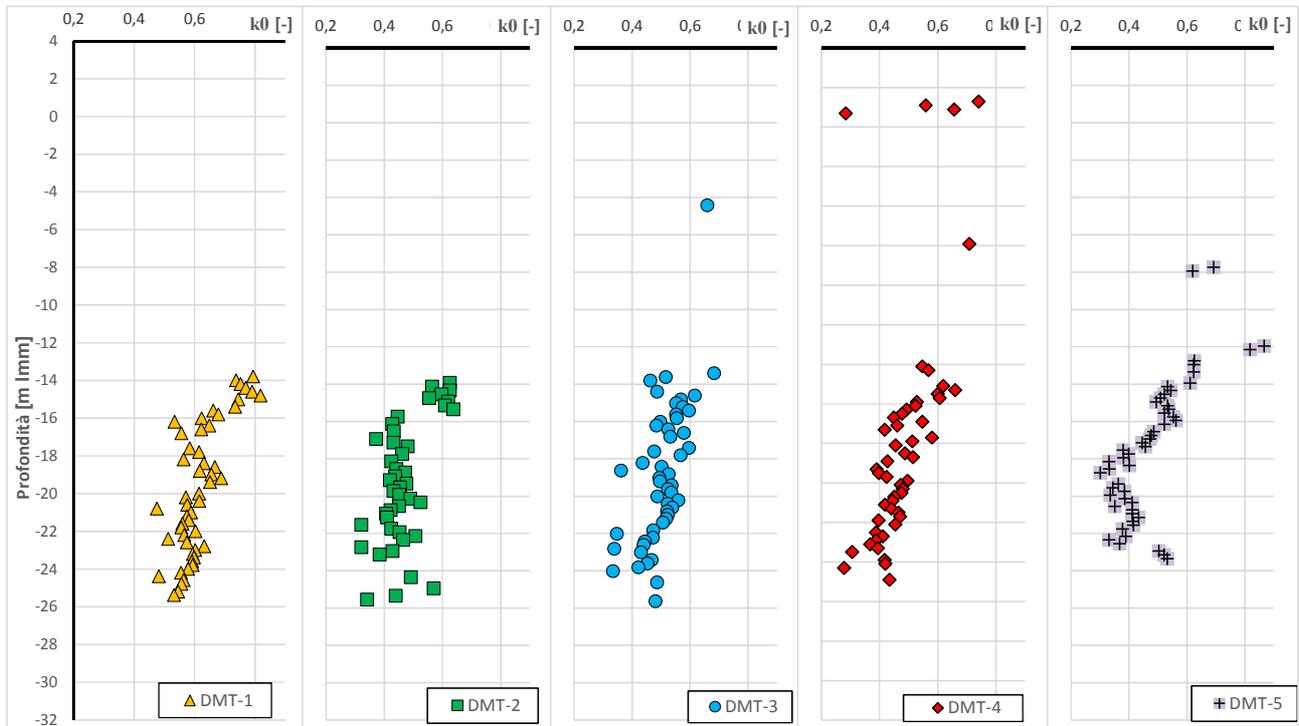


Figura 65 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 1 a 5)

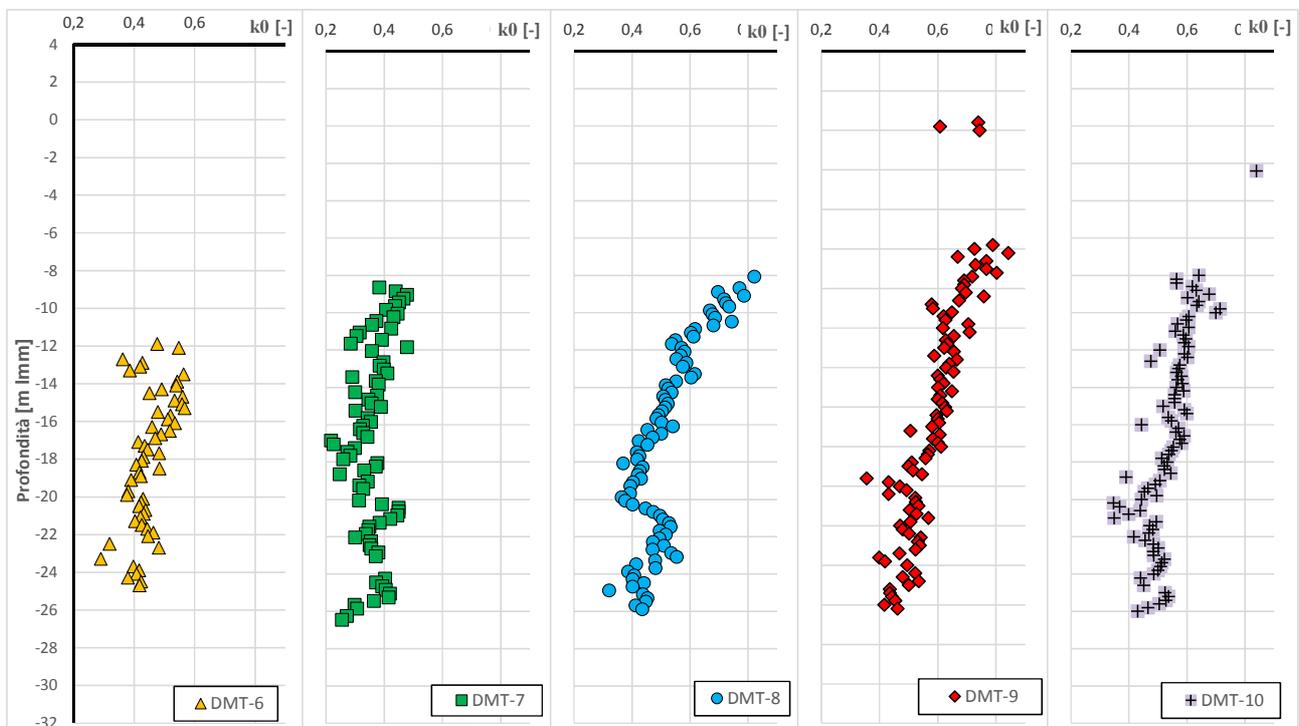


Figura 66 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 6 a 10)

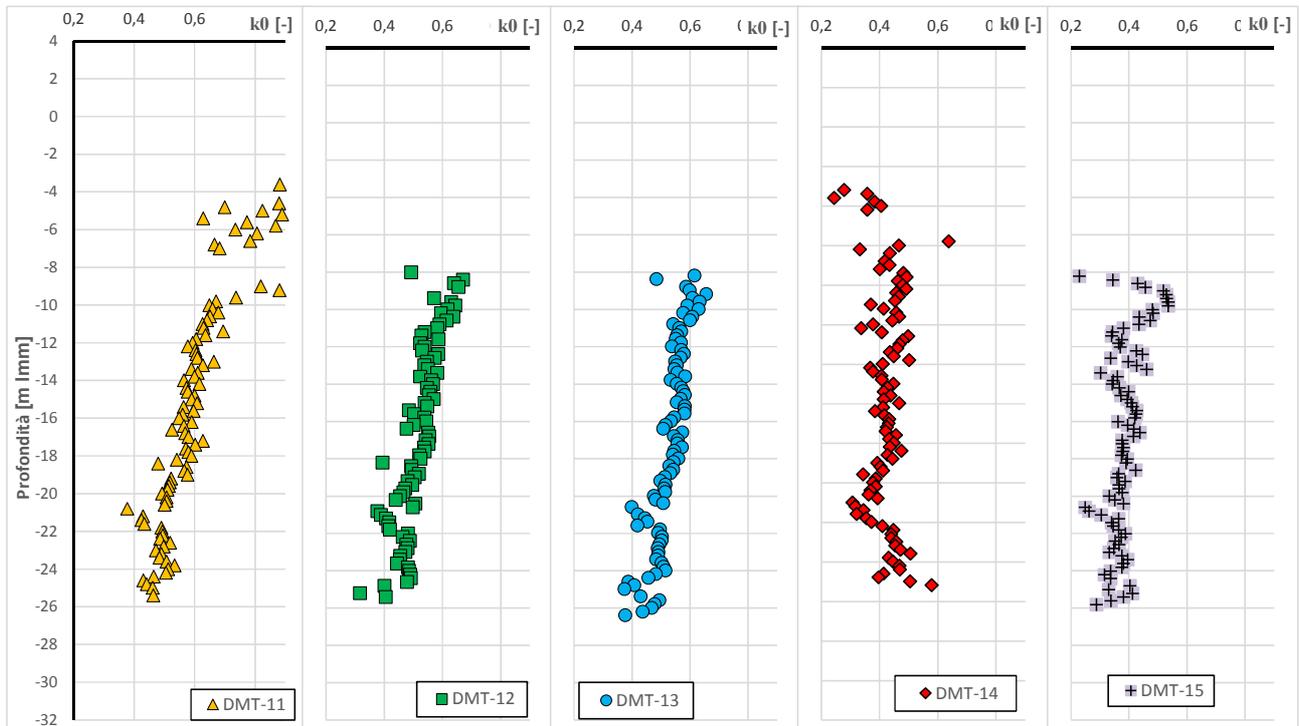


Figura 67 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 11 a 15)

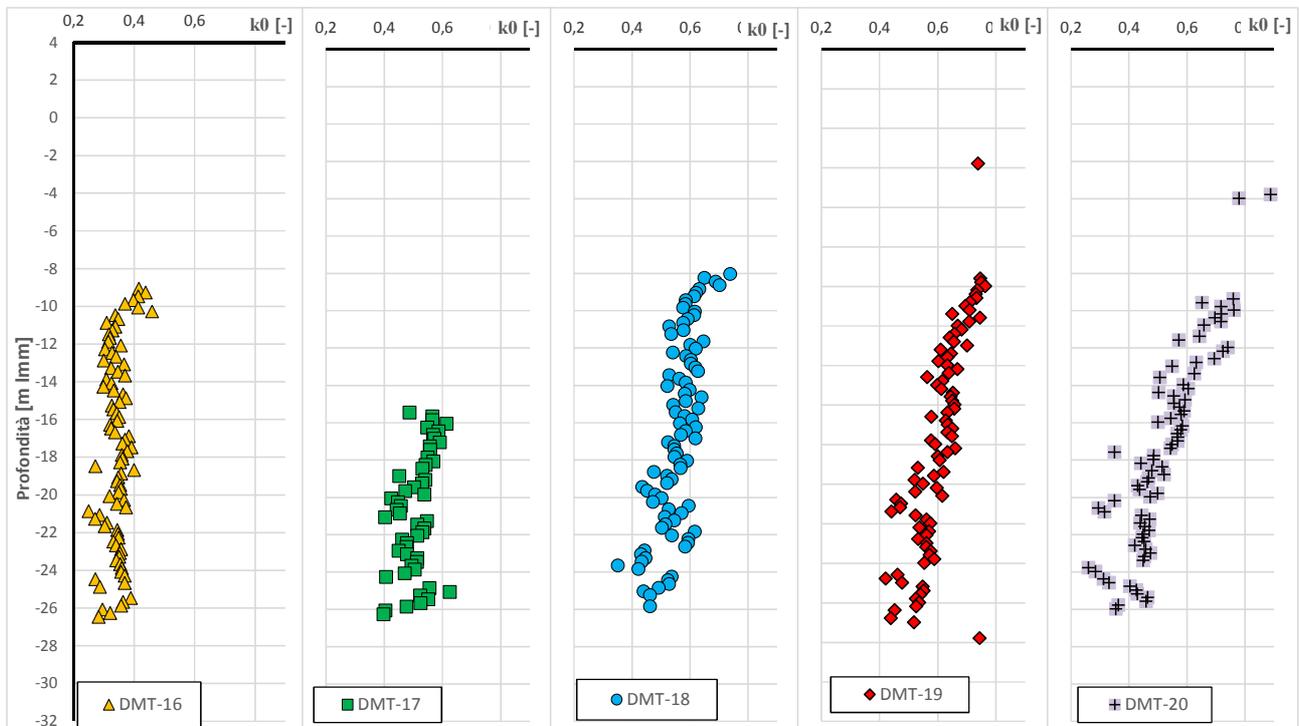


Figura 68 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 16 a 20)

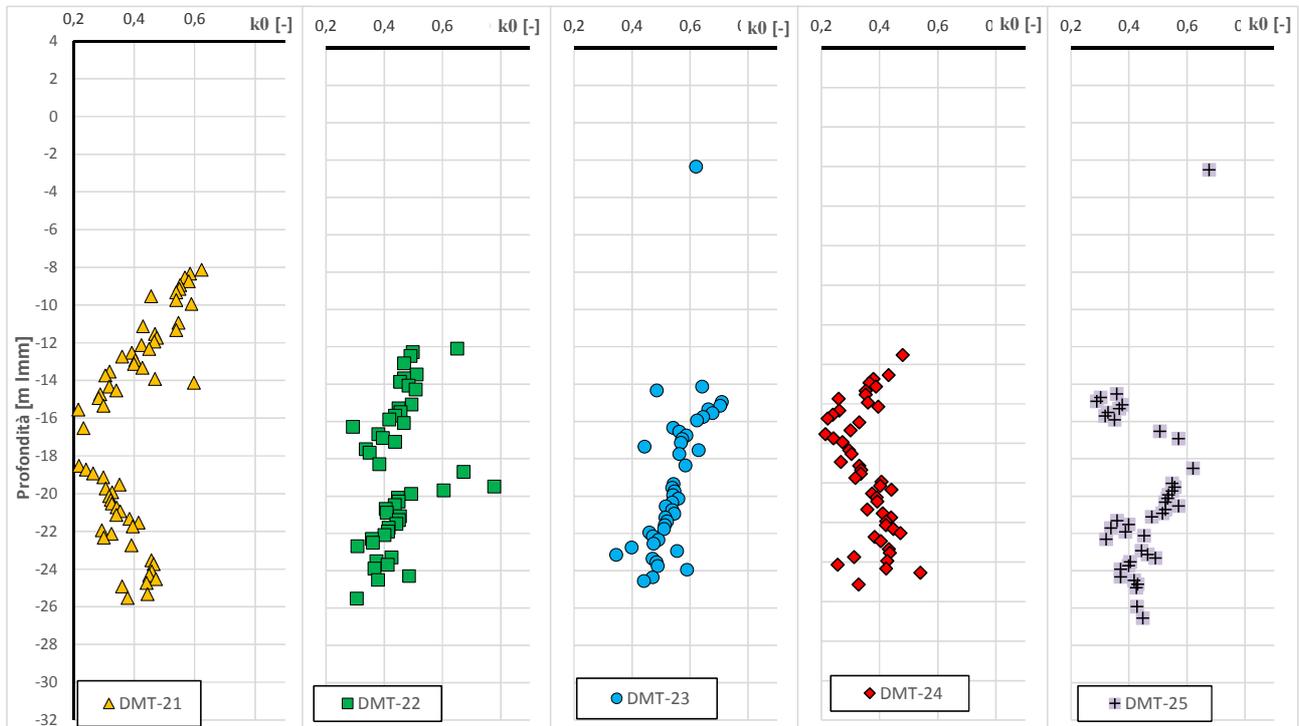


Figura 69 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 21 a 25)

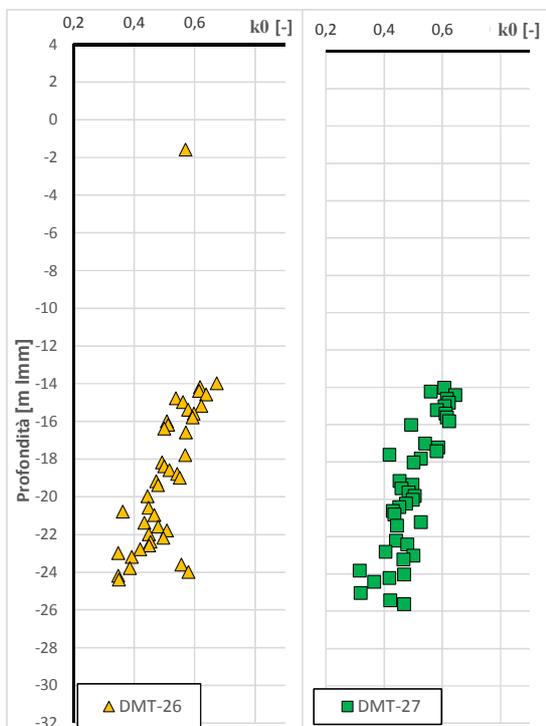


Figura 70 – Litotipo M. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 26 a 27)

### 8.1.8 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

Nei terreni saturi, le caratteristiche di resistenza in condizioni non drenate risultano completamente definite attraverso la coesione non drenata  $c_u$ , essendo per definizione nullo il corrispondente valore dell'angolo di attrito.

#### 8.1.8.1 Resistenza non drenata da prove di laboratorio

Sui campioni indisturbati prelevati durante l'attuale campagna di indagine sono state eseguite prove di compressione triassiale portando a rottura i provini in condizioni non drenate (TRX-UU e TRX-CIU). In Figura 71 sono riportati i valori della coesione non drenata ottenuti da tali prove integrati con i dati provenienti da campagne precedenti.

I risultati delle prove UU presentano valori compresi tra 20 e 60 kPa e, contrariamente a quanto ci si poteva attendere trattandosi di depositi normalconsolidati, non indicano un andamento crescente della coesione non drenata con l'aumento dello stato tensionale efficace. Introducendo nel grafico anche i valori della resistenza misurata nel corso delle prove CIU, tale andamento risulta più evidente e mediamente caratterizzato da un rapporto  $\frac{c_u}{\sigma'_{v_0}} = 0,26$ .

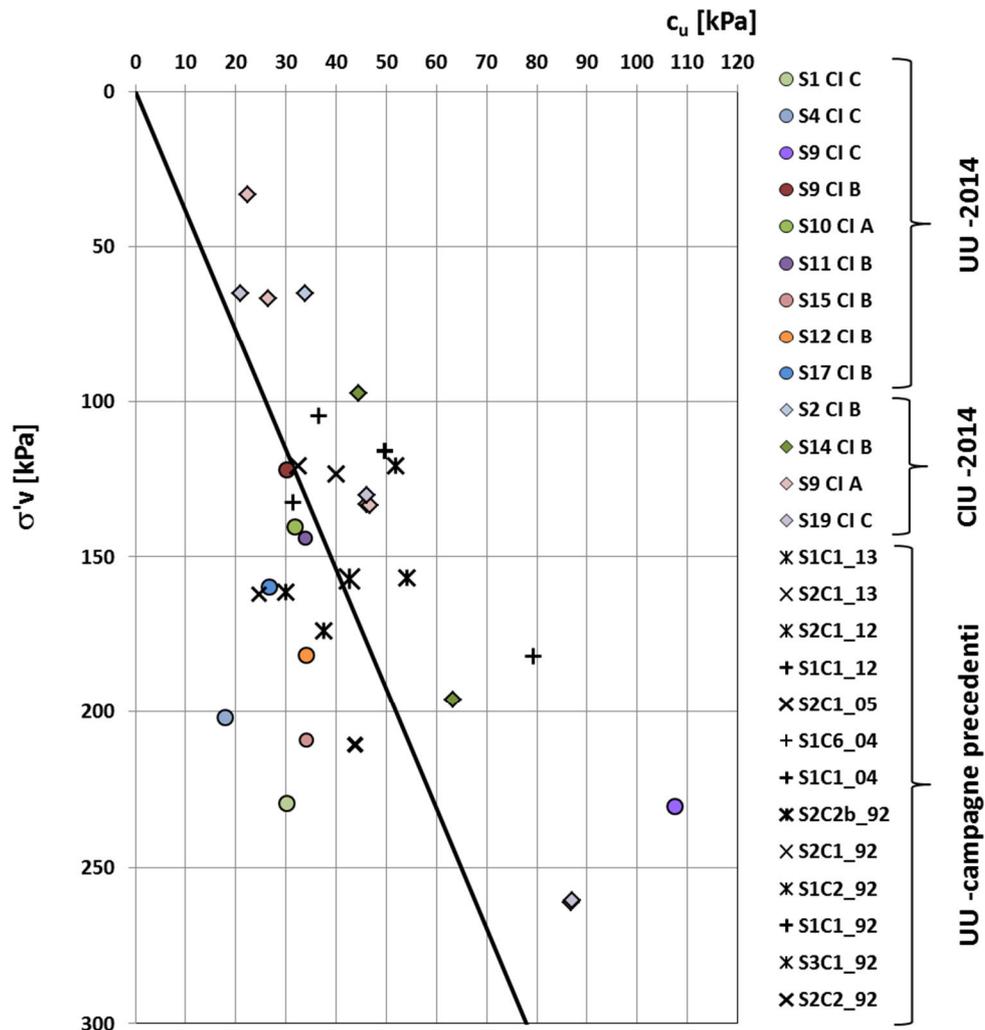


Figura 71 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove UU-CIU



### 8.1.8.2 Resistenza non drenata da prove DMT

La prova dilatometrica consente una buona stima della coesione non drenata dei depositi fini. Nelle figure sono riportati i risultati in cui la valutazione di  $c_u$  risulta variabile da 20 a 50 kPa. In particolare sembra possibile individuare due andamenti limite della coesione non drenata, in entrambi i casi linearmente crescente con la profondità:

- limite inferiore  $c_u = 0,15 \cdot \sigma'_v$
- limite superiore  $c_u = 0,22 \cdot \sigma'_v$

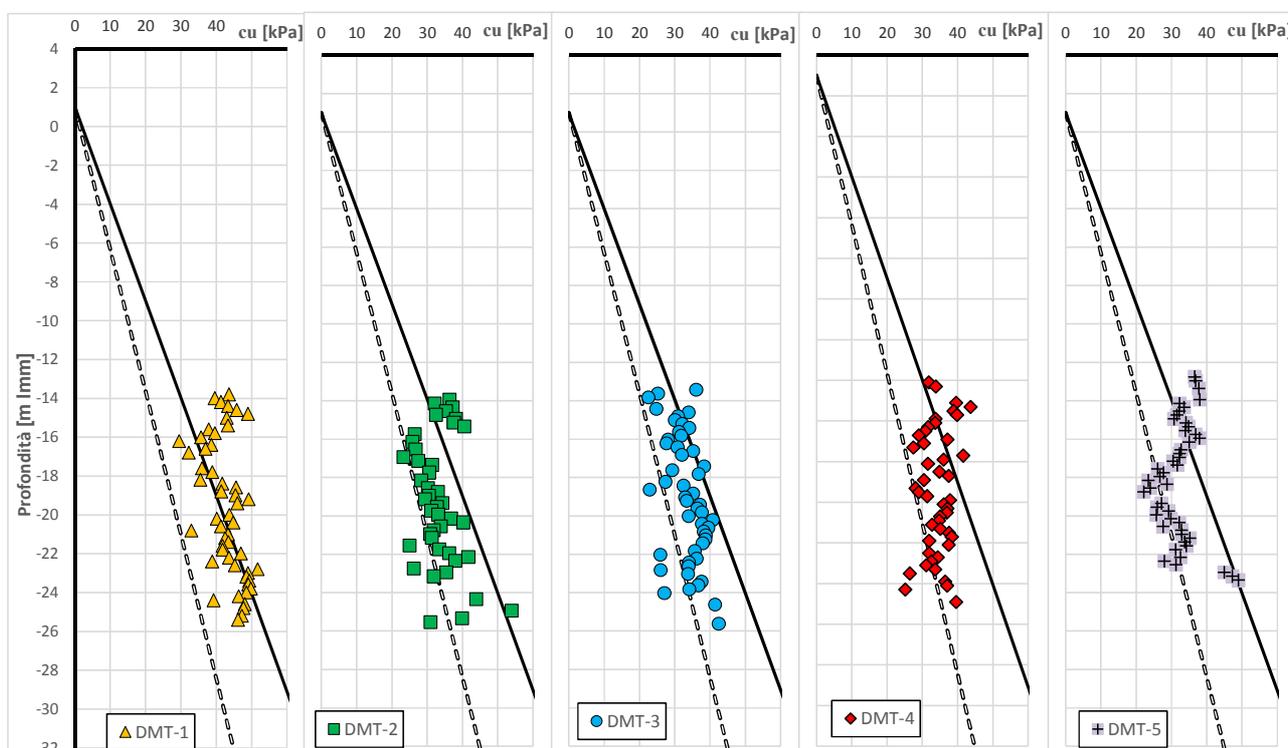


Figura 72 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 1 a 5)

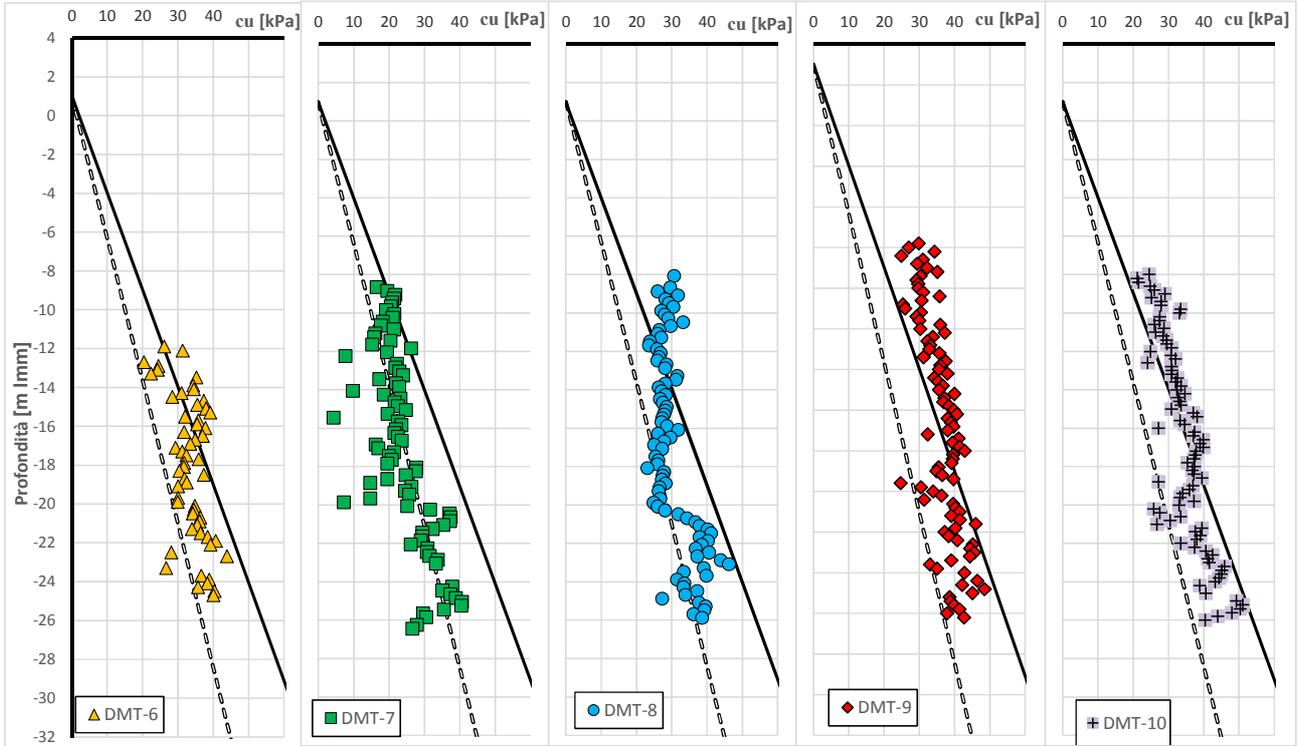


Figura 73 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 6 a 10)

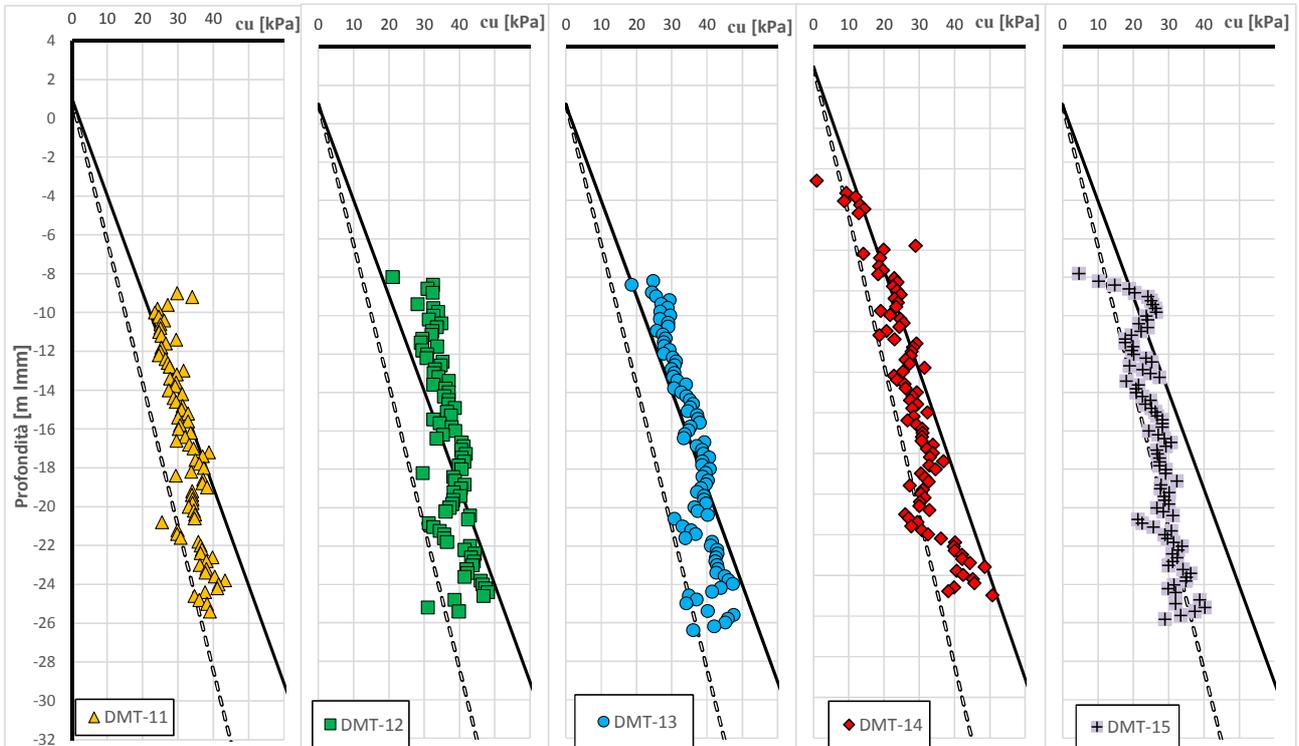


Figura 74 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 11 a 15)

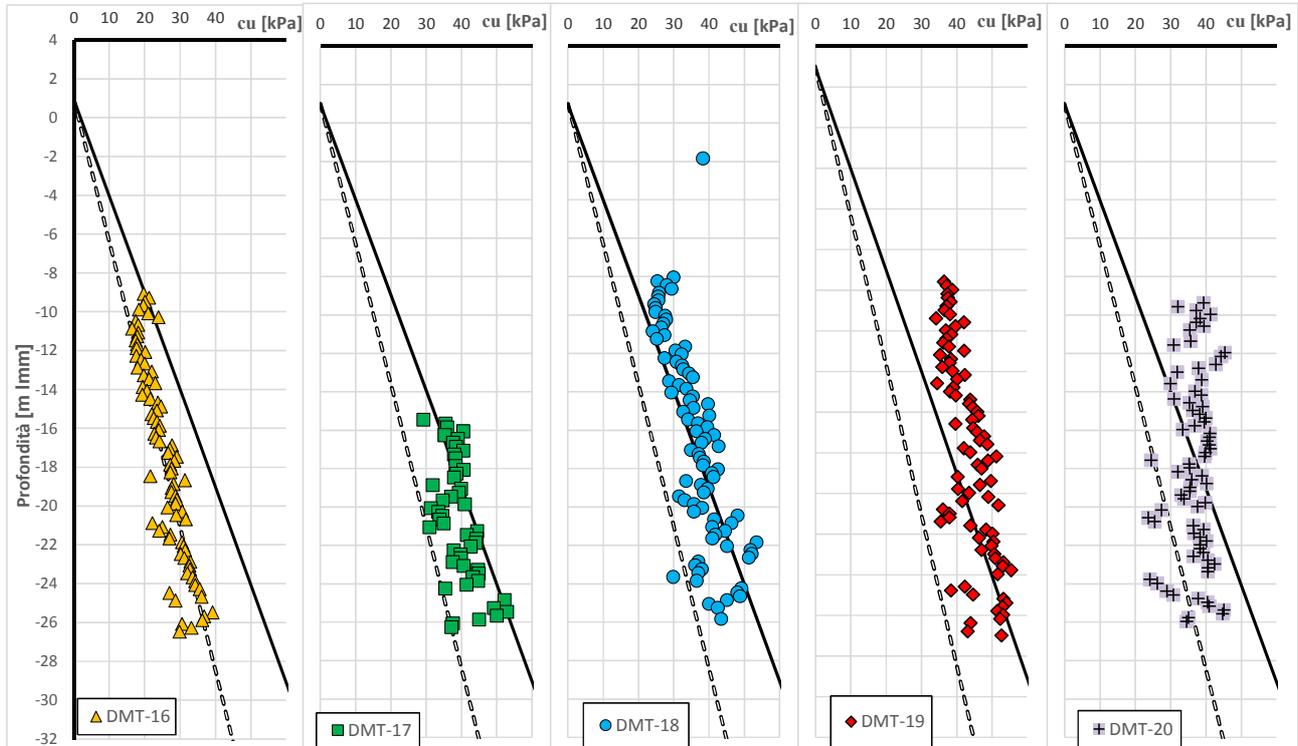


Figura 75 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 16 a 20)

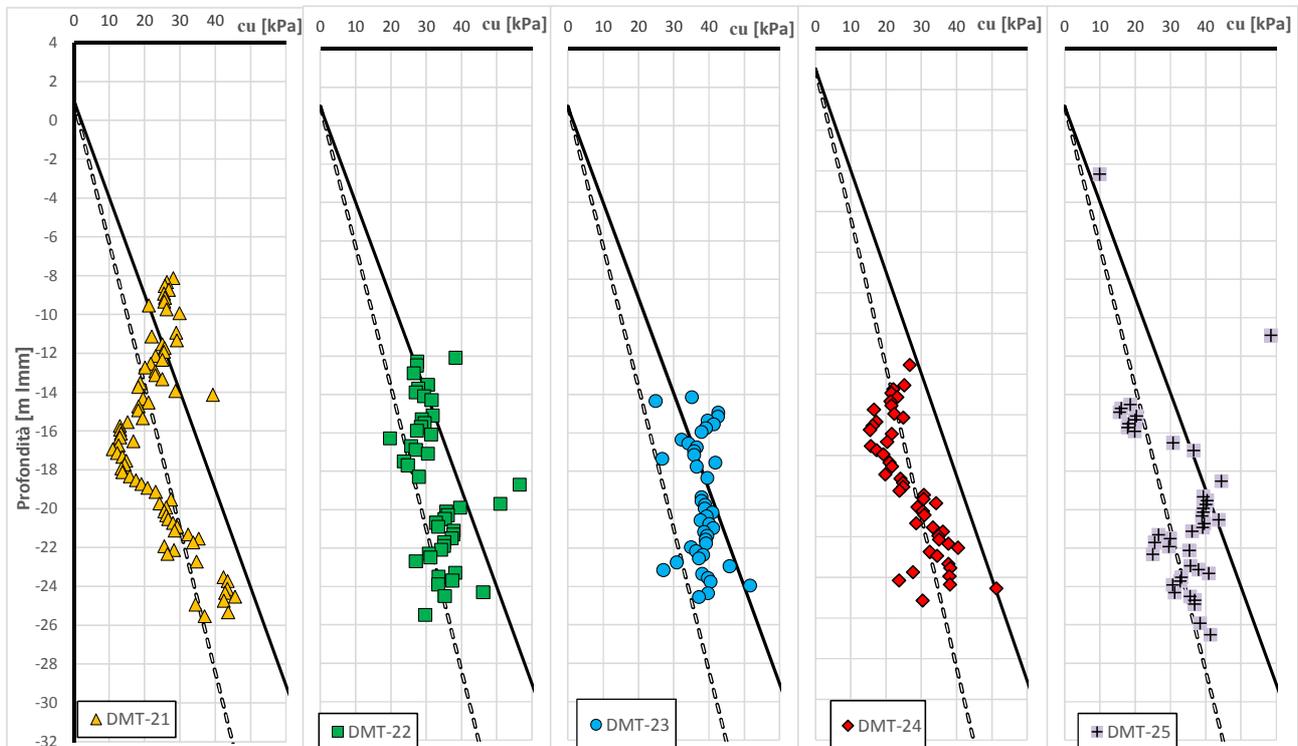


Figura 76 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 21 a 25)

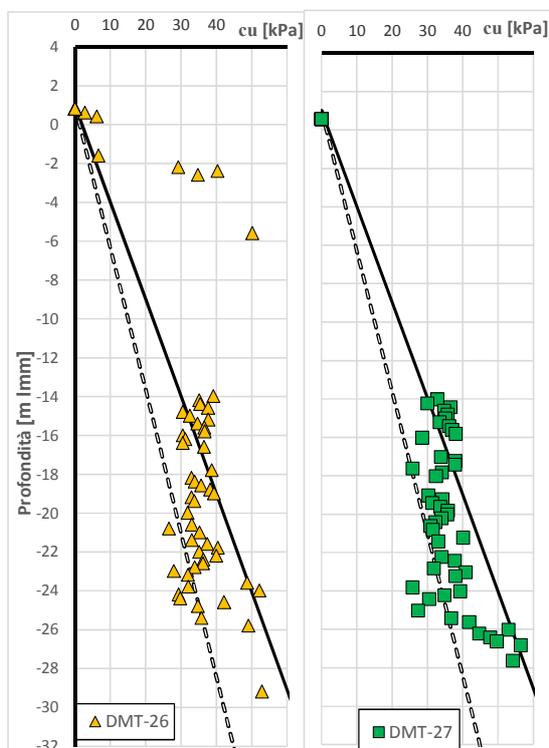


Figura 77 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 26 a 27)

### 8.1.8.3 Resistenza non drenata da prove CPTu

Nei terreni a grana fine è possibile stimare la coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta del penetrometro statico grazie alla seguente relazione:

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

dove  $N_{kt}$  è il fattore di capacità portante che, come ricordato al paragrafo 4.1.6, presenta un'ampia variabilità.

Per fornire una interpretazione affidabile di tale parametro dalle prove CPTU eseguite, si è ritenuto opportuno procedere ad una calibrazione del fattore  $N_{kt}$  grazie ai risultati di resistenza non drenata ricavati da prove di laboratorio (triassiali UU e CIU) eseguite su campioni indisturbati.

Il fattore di resistenza del cono  $N_{kt}$ , riportato nella seguente Tabella 12, è stato pertanto calcolato nel modo seguente

$$N_{kt} = \frac{q_t - \sigma_v}{c_{u,lab}}$$

dove

$c_{u,lab}$  è la resistenza non drenata da prove di laboratorio su CI;

$q_t$ , resistenza alla punta alla profondità del campione

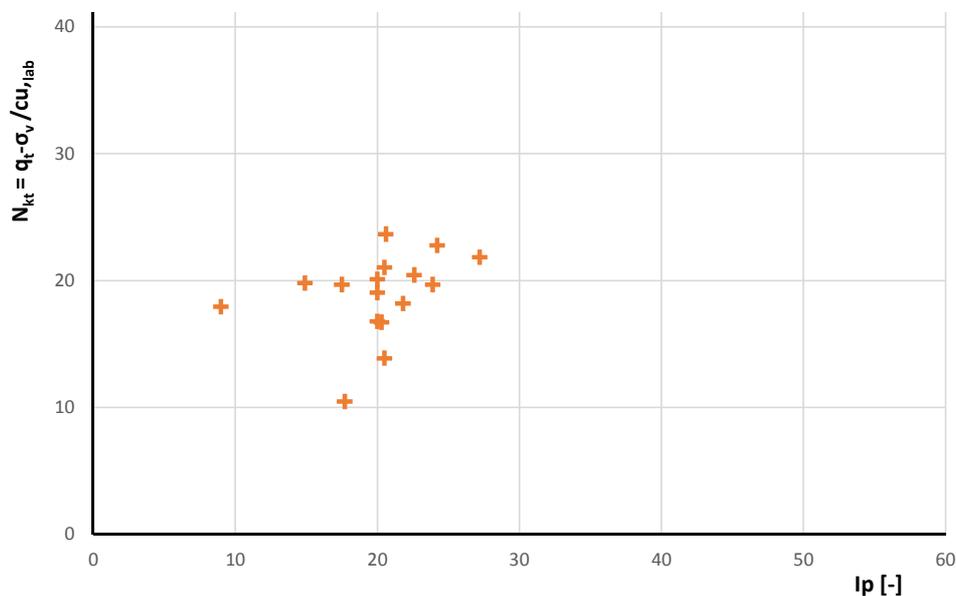
$\sigma_v$  è la tensione verticale totale alla profondità del campione.

Tabella 12- determinazione del fattore di capacità portante

Sondaggio	Campione	Z (m da lmm)	cu,lab [kPa]	IP	Prova di riferimento	qT medio [MPa]	σv [kPa]	N <sub>kt</sub>
S1	CI C	24,39	30	9	CPTu_1	1,02	482	18
S5	CI B	15,08	30,90	27,20	CPTu_10m	0,98	305	22
S9	CI B	12,44	30,10	22,60	CPTu_18	0,87	255	20
S10	CI A	14,48	31,70	20,50	CPTu_21	0,96	294	21
S11	CI B	14,89	33,80	20,50	CPTu_22	0,77	302	14
S12	CI B	19,07	34,10	20,00	CPTu_25	1,06	381	20
S15	CI B	22,13	34,10	17,50	CPTu_31	1,11	439	20
S17	CI B	16,63	26,70	21,80	CPTu_32	0,82	335	18
S1/13	CI1	15,30	30,00	23,90	Cptu46	0,90	310	20
S2/13	CI1	15,80	25,00	20,60	Cptu41	0,91	319	24
S3/13	CI1	15,30	45,00	17,70	Cptu42	0,78	310	10
S1/12	CI1	9,50	36,53	24,21	Cptu28	1,03	199	23
S1/92	CI1	12,00	31,50	14,90	Cptu10	0,87	247	20
S1/92	CI2	15,00	40,50	20,30	Cptu10	0,98	304	17
S2/92	CI1	11,50	31,50	20,00	Cptu10	0,87	237	20
S2/92	CI2	17,50	37,50	20,00	Cptu10	0,98	351	17

Il fattore  $N_{kt}$  risulta compreso 17 e 23. Riportando i dati sperimentali nel grafico proposto da Aas *et al.* (1986), che lega il fattore di capacità portante alle caratteristiche di plasticità del terreno ( $N_{kt} - I_p$ ), si osserva che i punti ricadono in parte al di sopra del limite superiore del dominio proposto dagli Autori, dominio che, per un  $I_p$  rappresentativo del litotipo M pari a 20, suggerirebbe un valore di  $N_{kt}$  tra 12 a 17.

In conclusione è apparso opportuno e cautelativo adottare un coefficiente  $N_{kt}$  pari a 20.



<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p>Progetto Definitivo Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</p>	 <p>Membro della Federazione CSO <b>RINA</b> ISO 9001 Sistema Qualità Certificato</p> <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 86 di 160</p>
	 <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	

**Figura 78** – Litotipo M. Fattore di capacità portante  $N_{kt}$  in funzione del indice di plasticità  $I_p$ .

Nelle seguenti figure si mostra l'interpretazione delle coesione non drenata dedotta dalle prove CPTu, avendo operato la scelta di cui sopra.

Si osserva un andamento crescente della coesione non drenata in funzione dello stato tensionale; in particolare i risultati sono compresi nell'intervallo definito dalle seguenti equazioni:

- limite inferiore  $cu = 0,12 \cdot \sigma'_v$
- limite superiore  $cu = 0,26 \cdot \sigma'_v$

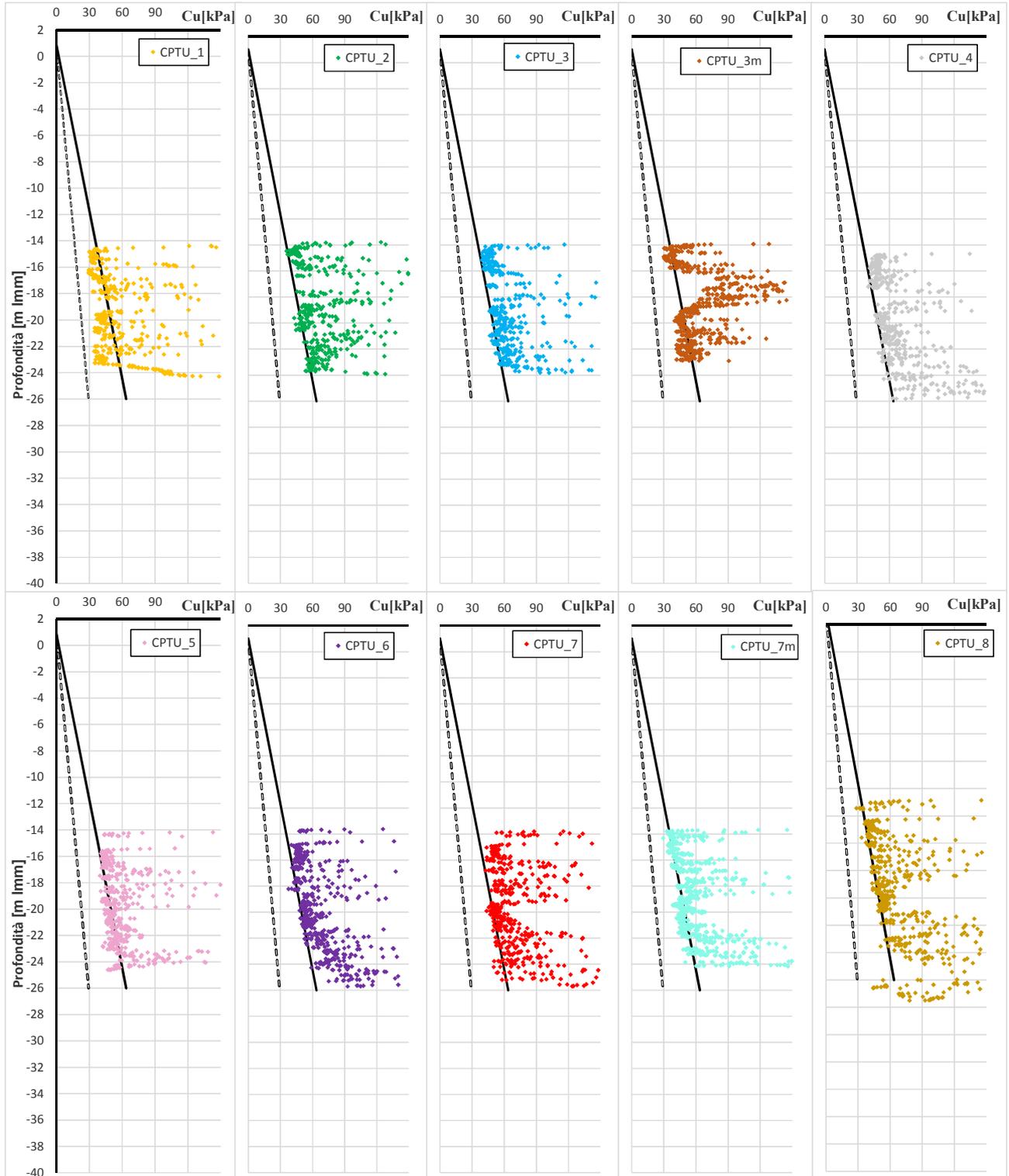


Figura 79 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 1 a 8).

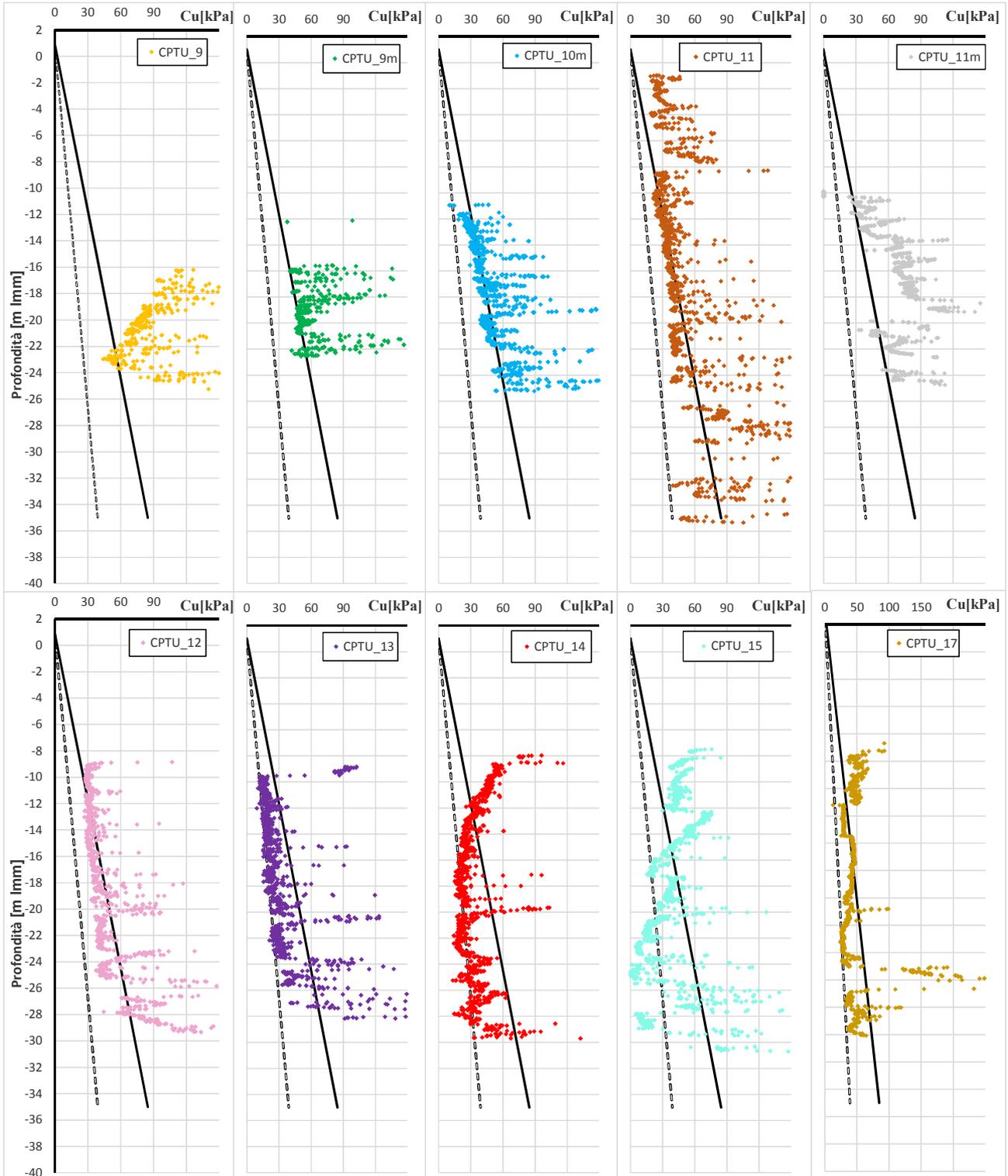


Figura 80 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 9 a 17).

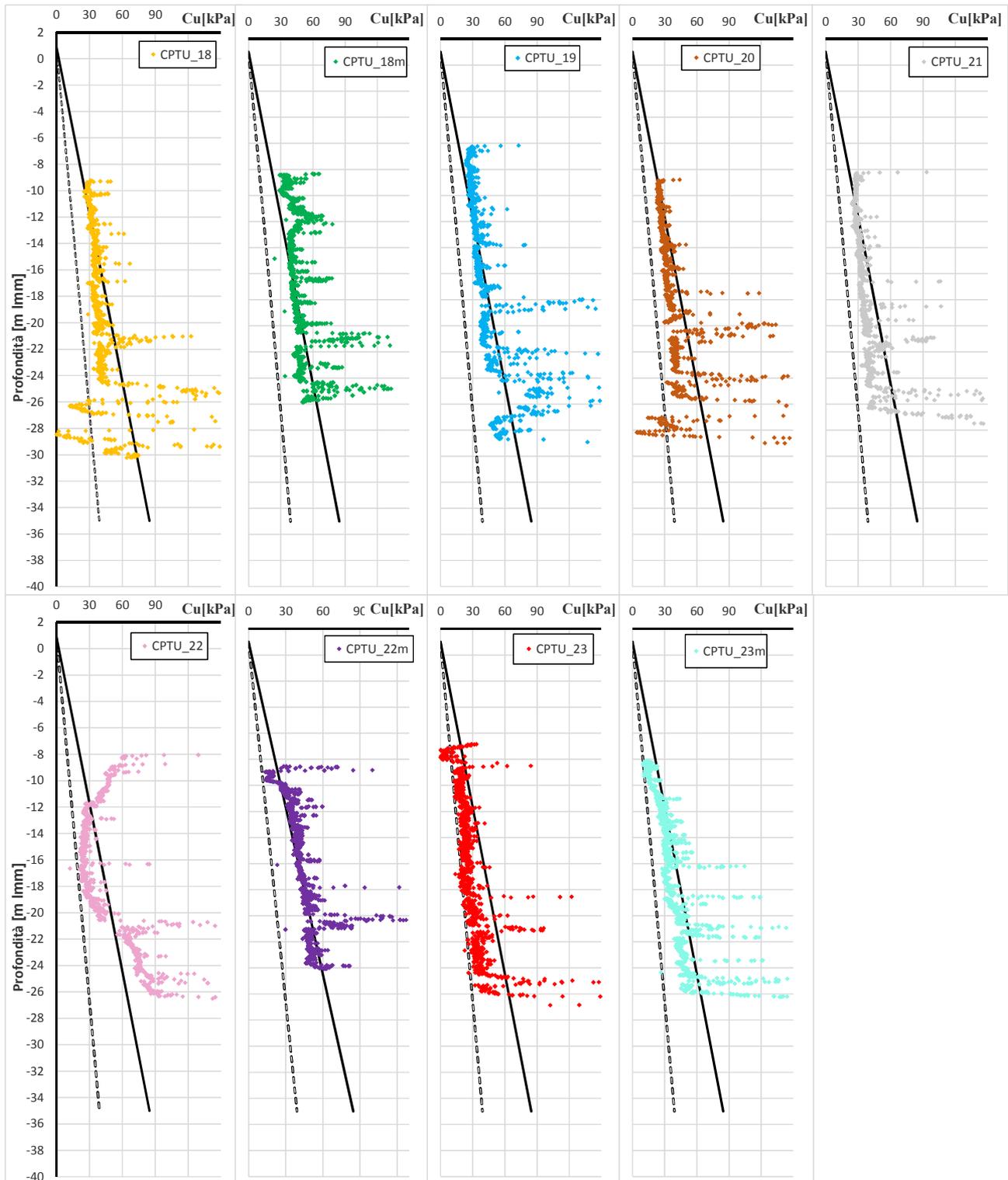


Figura 81 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 18 a 25).

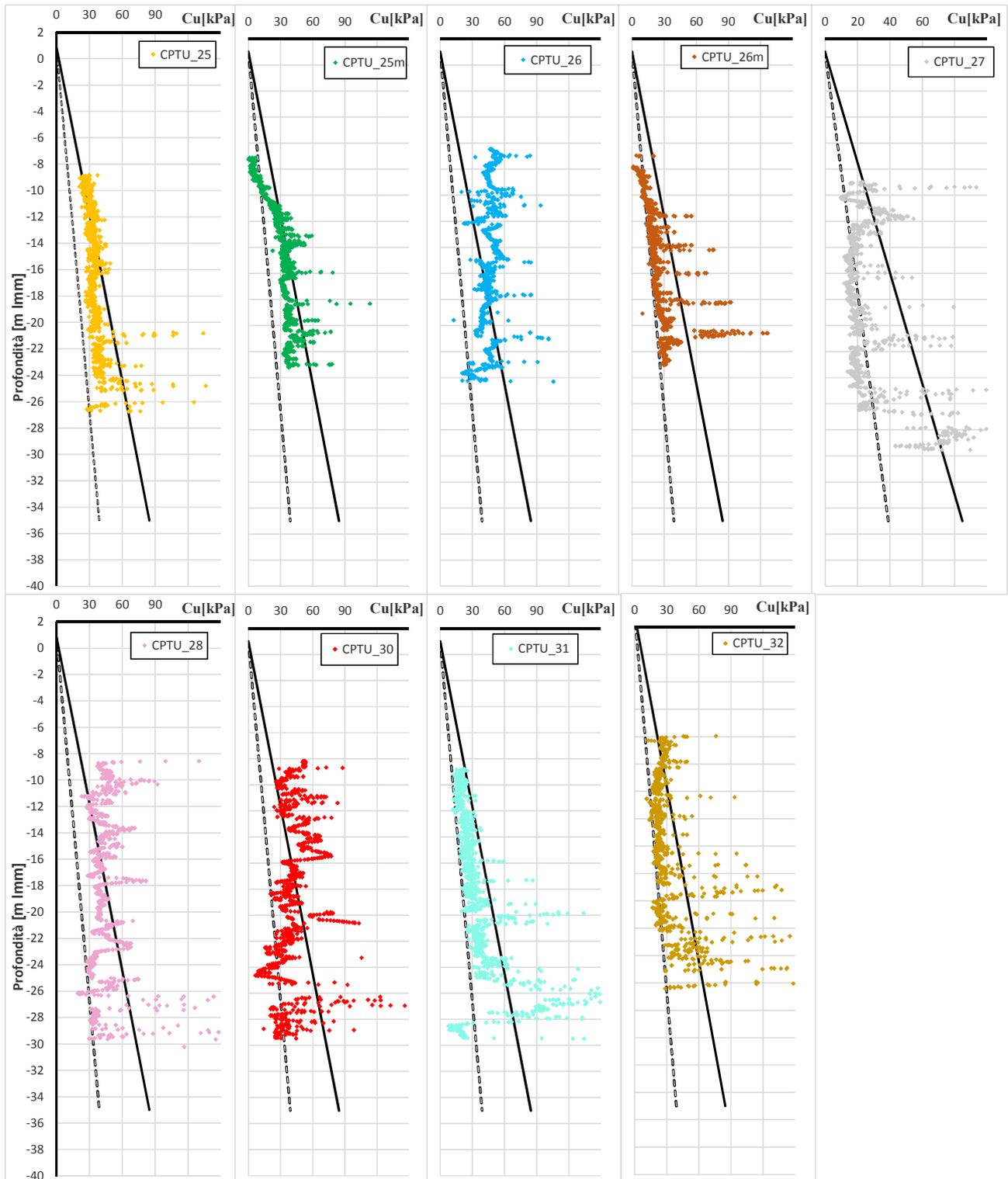


Figura 82 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 25 a 32).

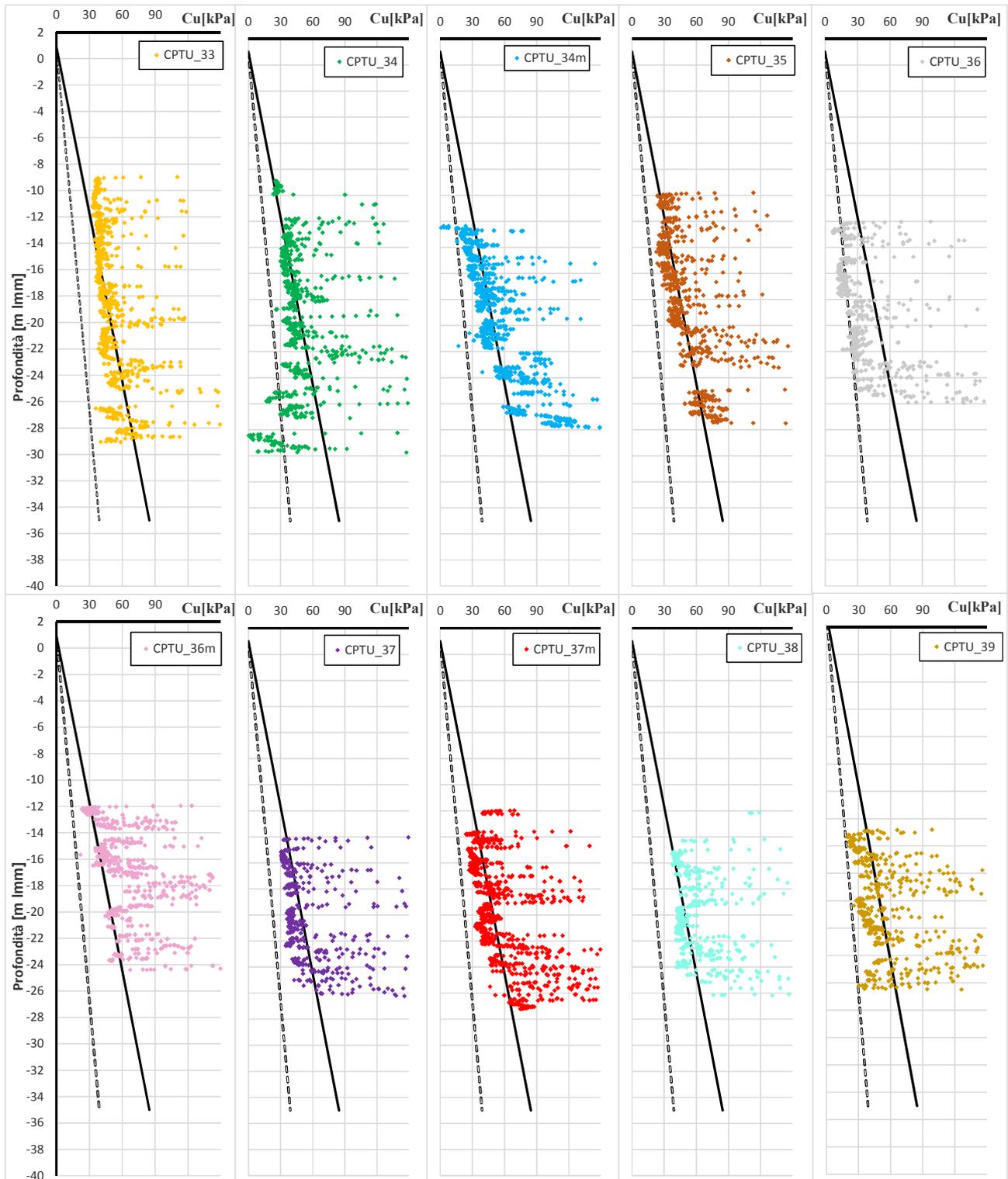


Figura 83 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 33 a 39).

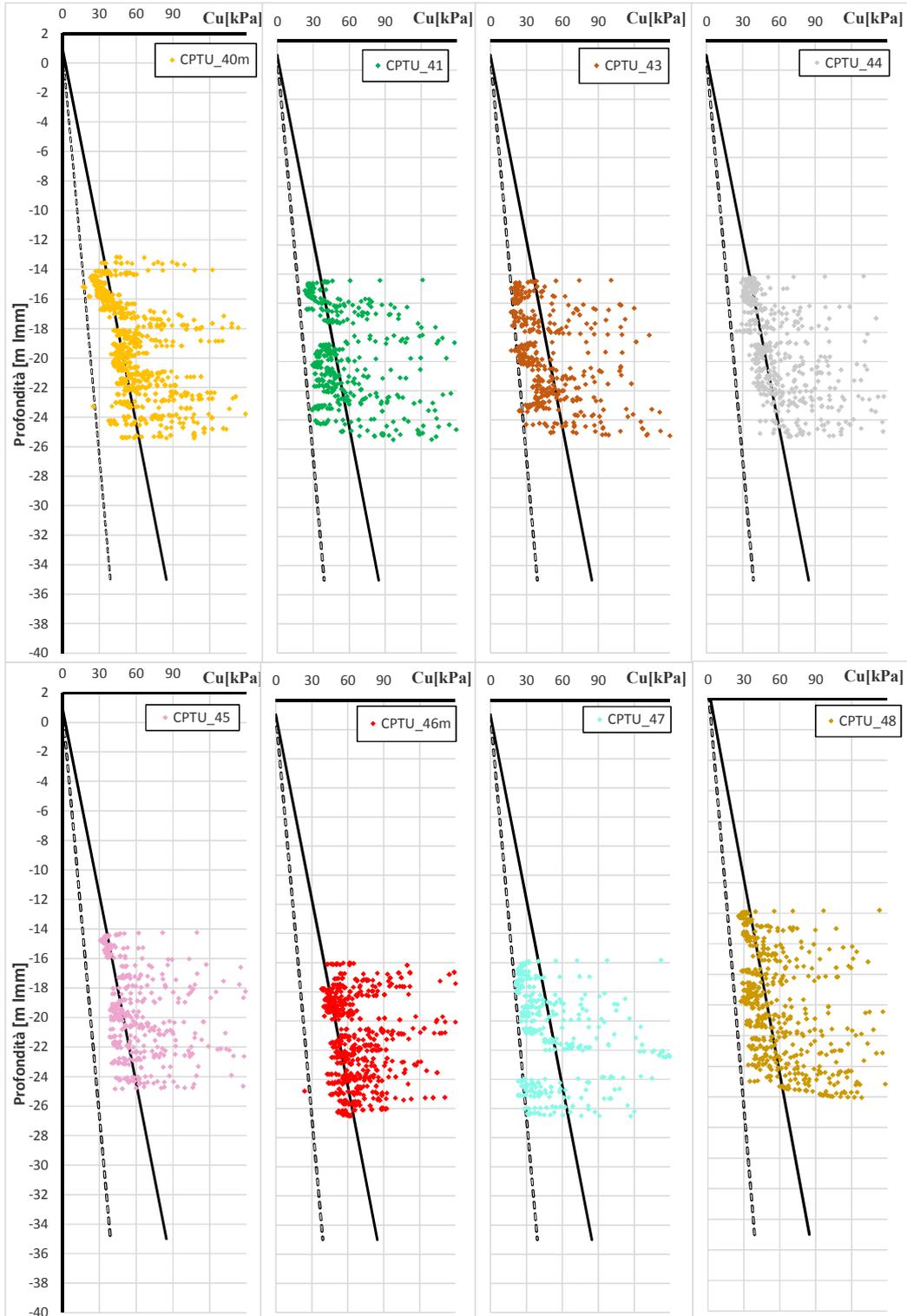


Figura 84 – Litotipo M. Coesione non drenata da prove penetrometriche statiche CPTu (verticali da 40 a 48).

### 8.1.9 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

Secondo il criterio di resistenza alla Mohr-Coulomb, le caratteristiche di resistenza in condizioni drenate sono definite dall'angolo di attrito  $\varphi'$  e dall'intercetta all'origine (coesione  $c'$ ).

#### 8.1.9.1 Resistenza in T.E. da prove di laboratorio

In Figura 85 si fornisce il solo involucro di resistenza ottenuto da prove di taglio diretto. Il campione analizzato è S3\_CI\_A il cui involucro di resistenza è definito dai seguenti parametri:

$$\varphi' \cong 30^\circ \qquad c' \cong 0 \text{ kPa}$$

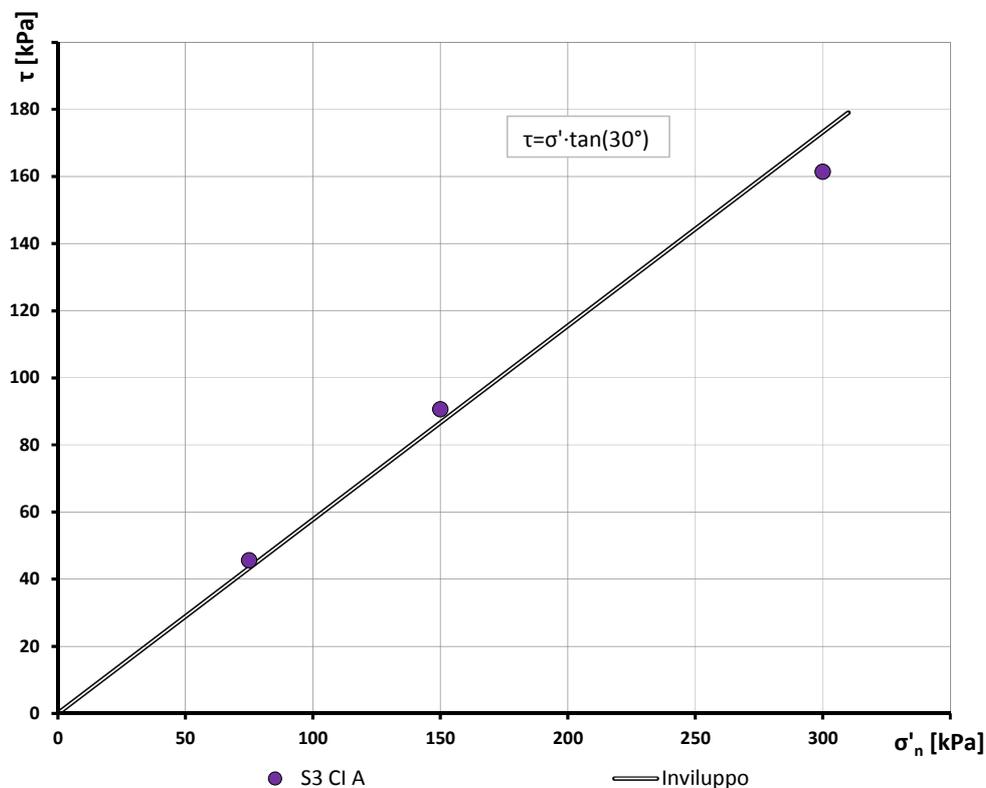


Figura 85 – Litotipo M. Involucro di rottura da prove di taglio diretto

In Figura 86 si forniscono invece gli involucri delle resistenze nel piano degli invarianti ( $t, s'$ ) ottenuti attraverso prove triassiali consolidate isotropicamente drenate (CID) e non drenate (CIU). Escludendo il campione sabbioso (S1\_CI\_B) è possibile riscontrare che i punti sperimentali ricadono per lo più nell'area del diagramma delimitata superiormente e inferiormente da due rette passanti per l'origine e caratterizzate dai seguenti parametri espressi in termini di  $c'$  e  $\varphi'$ :

- limite superiore  $\varphi' = \sin^{-1}(\tan\beta) \cong 32^\circ$   $c' \cong 0 \text{ kPa}$
- limite inferiore  $\varphi' = \sin^{-1}(\tan\beta) \cong 28^\circ$   $c' \cong 0 \text{ kPa}$

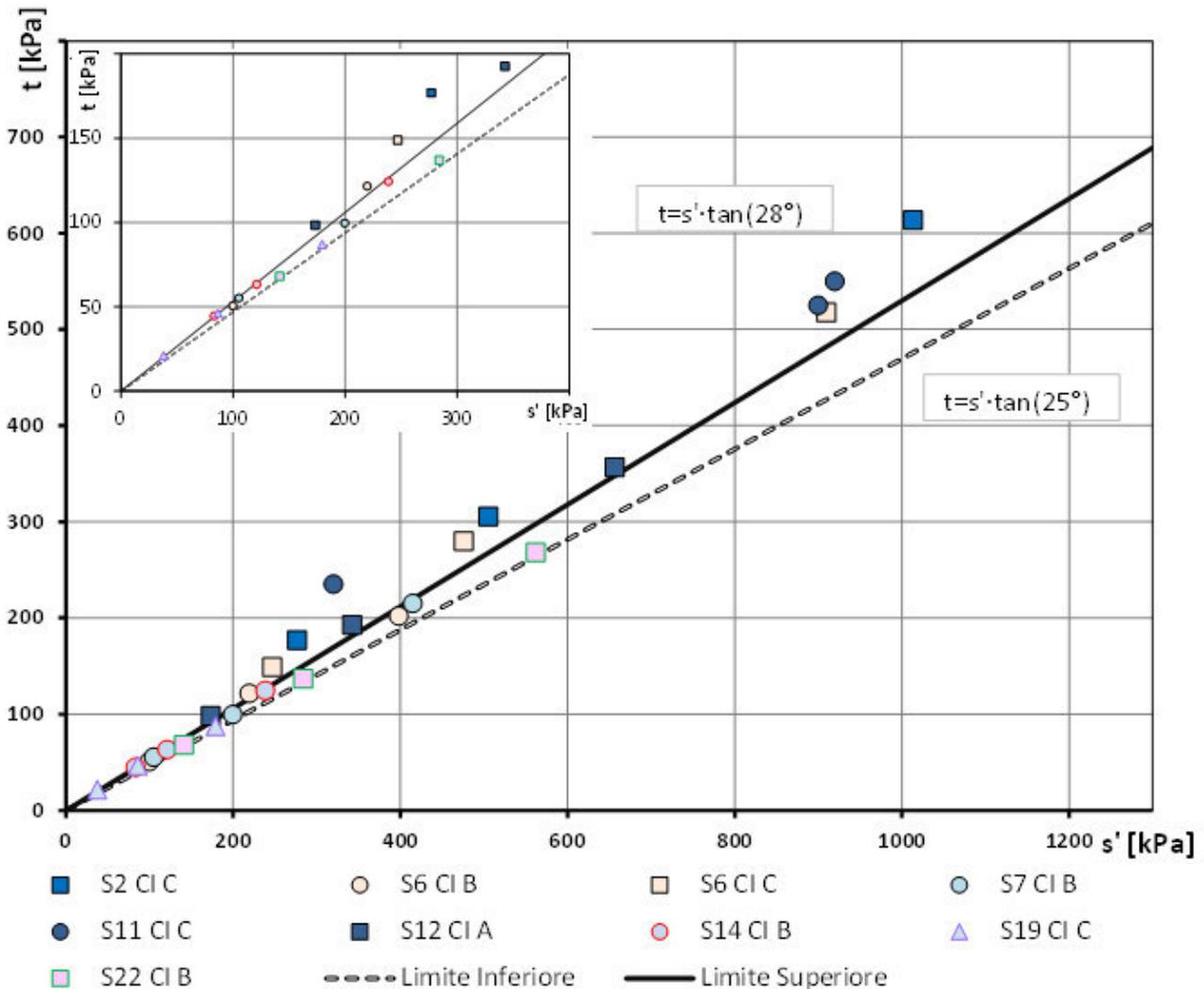


Figura 86 – Litotipo M. Inviluppo di rottura da prove di tipo triassiale (CIU e CID)

### 8.1.9.2 Resistenza in T.E. da prove CPTu

La valutazione dei parametri di resistenza in tensioni efficaci in terreni a grana fine da prove penetrometriche CPTu può essere fatta adottando la recente relazione proposta da Mayne (2006). La stima del valore dell'angolo d'attrito è riportata in allegato B per l'intera verticale di prova comprendente tutti i terreni attraversati.

Nei grafici proposti gli indicatori di colore azzurro sono associati a terreni a grana fine ed il valore dell'angolo d'attrito è stato ricavato con la relazione di Mayne (2006), mentre gli indicatori di colore rosso sono associati a terreni sabbiosi e il corrispondente angolo d'attrito è stato ricavato con la relazione di Kulhawy e Mayne (1990). Per gli spessori che interessano il deposito M, prevalentemente coesivo, ci si riferisca pertanto agli indicatori di colore azzurro, dai quali si deduce un angolo di attrito compreso tra 25 e 30°.

I grafici risultano utili per una visione d'insieme sulla resistenza in tensioni efficaci di tutti i depositi indagati, anche se i risultati relativi al deposito coesivo M vanno letti con cautela verificandoli con i

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 95 di 160</p>
--	---	--

risultati di prove di laboratorio, dato che la relazione di interpretazione non ha la stessa affidabilità di quella adottata per i terreni granulari.

## 8.2 Caratteristiche di deformabilità

E' noto che la rigidezza del terreno dipende in modo significativo dal livello di deformazione di riferimento. In particolare, al crescere delle deformazioni, le caratteristiche elastiche del terreno diminuiscono drasticamente, anche di un ordine di grandezza. In virtù di tale comportamento è necessario associare i moduli elastici ad uno specifico campo di deformazione.

### 8.2.1 Valutazione della curva di decadimento della rigidezza da prove di laboratorio

Le caratteristiche di deformabilità a piccolissime deformazioni sono state valutate tramite prove eseguite in colonna risonante.

Le prove consentono di determinare principalmente:

- il valore del modulo di taglio iniziale  $G_0$  a piccoli livelli deformativi;
- la legge di decadimento del modulo di taglio  $G$  in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ ;
- l'andamento del rapporto di smorzamento  $D$  in funzione dell'ampiezza della deformazione di taglio  $\gamma$ .

I risultati di Figura 87 mostrano la variazione di  $G$  in funzione della deformazione al variare dello stato tensionale; in Figura 88 sono rappresentate le curve di decadimento del modulo di taglio  $G$  normalizzate rispetto al valore di  $G_0$  ricavato dalle prove. Dalle prove su questi campioni risulta un modulo  $G_0$  compreso tra 70 e 140 MPa.

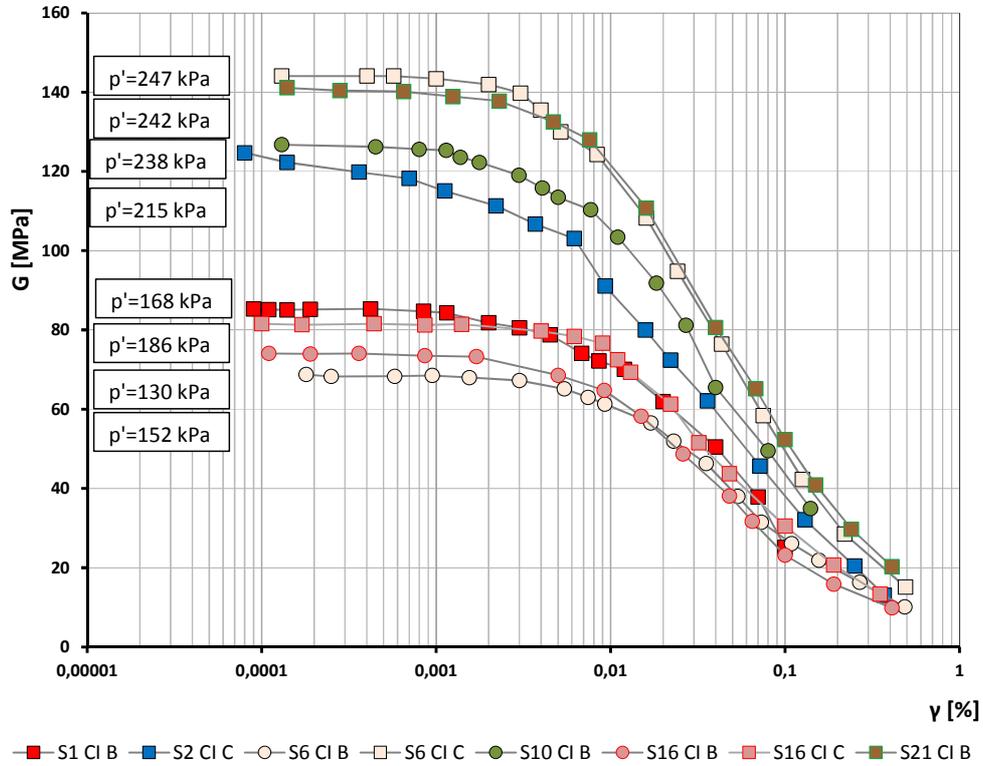


Figura 87 – Litotipo M. Risultati della prova in colonna risonante realizzata per diversi campioni analizzati

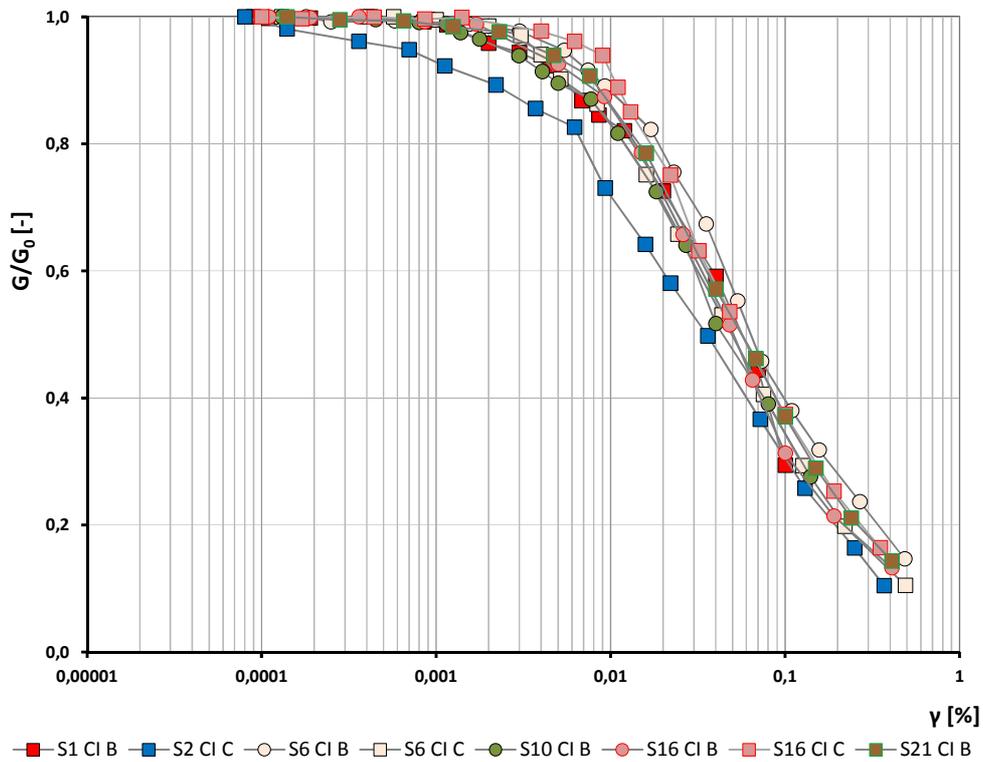


Figura 88 – Litotipo M. Curva di decadimento normalizzata per i diversi campioni analizzati

### 8.2.2 Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH e DH)

In Tabella 13 si riporta una sintesi dei risultati delle prove sismiche tipo Re.Mi, in Tabella 14 i risultati delle prove Down-Hole e in Figura 89 sono presentati i risultati sperimentali della prova Cross-Hole S1.

Per il Litotipo M le velocità delle onde di taglio  $V_s$  varia da 200 a 300 m/s secondo i risultati delle prove Re.Mi. mentre  $V_s$  varia da 160 a 230 m/s in base alla prove DH e fra 150 e 175 m/s per quelle CH.

**Tabella 13** – sintesi prove sismiche tipo ReMi

Prova	spessore [m]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]
RE1 10	15 - 30	280-300	158,6
RE2 4	15 - 30	280-300	158,6
RE3 10	10 - 20	220-240	98,3
RE4 4	7 - 20	200-220	83,2
RE5 7	-	-	-

**Tabella 14** – Litotipo M. Sintesi prove sismiche tipo Down-Hole

Prova	da m lmm	a m lmm	$V_s$ [m/s]	$V_p$ [m/s]	$\nu$ [-]	$G_0$ [MPa]	$E_0$ [MPa]
DH-S01	-16,09	-26,09	219	1658	0,491	90,4	269,7
DH-S02	-14,58	-26,58	193	1635	0,493	70,2	209,7
DH-S07	-10,45	-18,95	162	1787	0,496	49,5	148,1
DH-S07	-18,95	-27,45	227	1641	0,490	97,2	289,6
DH-S09	-11,13	-20,13	165	1083	0,488	51,3	152,8
DH-S09	-20,13	-28,13	219	1517	0,489	90,4	269,4
DH-S12	-6,83	-27,83	180	1462	0,492	61,1	182,4
DH-S14	-10,38	-18,88	171	1518	0,494	55,1	164,7
DH-S14	-18,88	-27,88	230	1595	0,489	99,8	297,2
DH-S17	-6,38	-16,38	158	1704	0,496	47,1	140,8
DH-S17	-16,38	-29,38	223	1974	0,494	93,8	280,1
DH-S18	-7,87	-24,87	174	1327	0,491	57,1	170,3
DH-S21	-14,51	-28,51	195	1657	0,493	71,7	214,1
DH-S23	-19,24	-29,24	216	1874	0,493	88,0	262,8

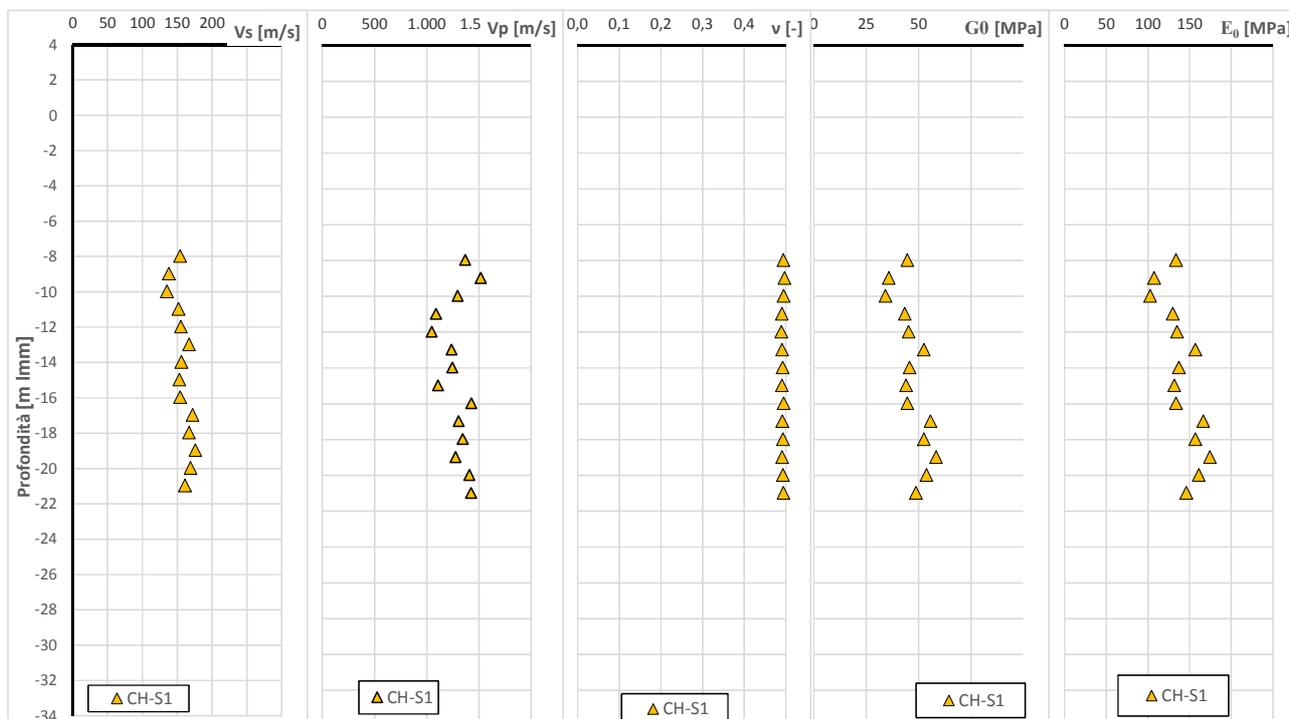


Figura 89 – Litotipo M. Risultati della prova Cross-Hole S1

Il modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  varia tra 80 e 160 MPa in base alle prove Re.Mi. mentre  $G_0$  varia da 47 a 100 MPa in base alla prove DH e fra 35 e 60 MPa per quelle CH.

### 8.2.3 Moduli a piccole deformazioni da prove CPTu

Nelle seguenti figure sono presentati i profili penetrometrici elaborati in termini di  $G_0$  sulla base delle correlazioni empiriche di letteratura già illustrate in precedenza. Da tutte le prove è possibile dedurre che il modulo di taglio  $G_0$  per il Litotipo M è compreso tra 25 e 70 MPa.

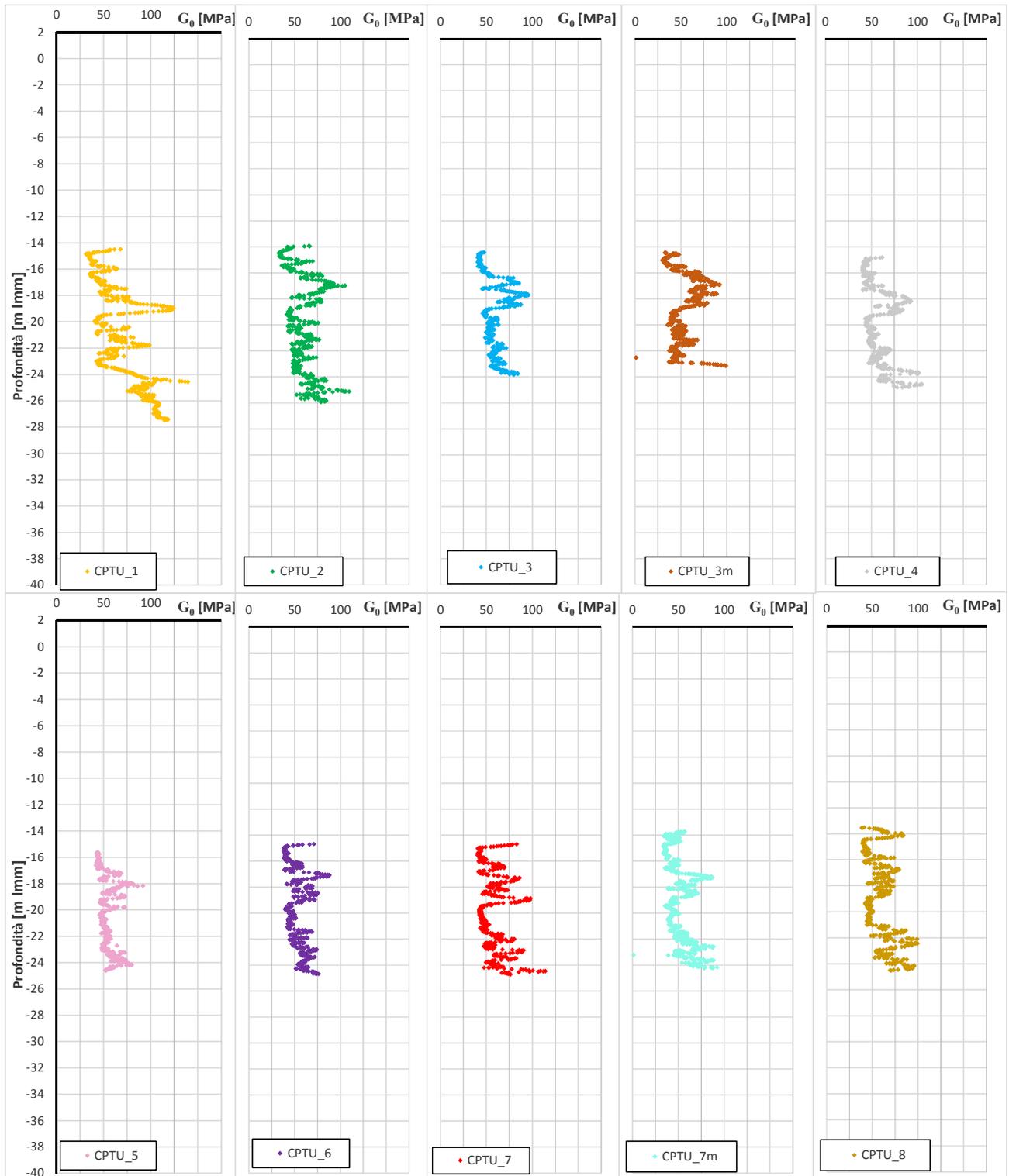


Figura 90 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 1 a 8).

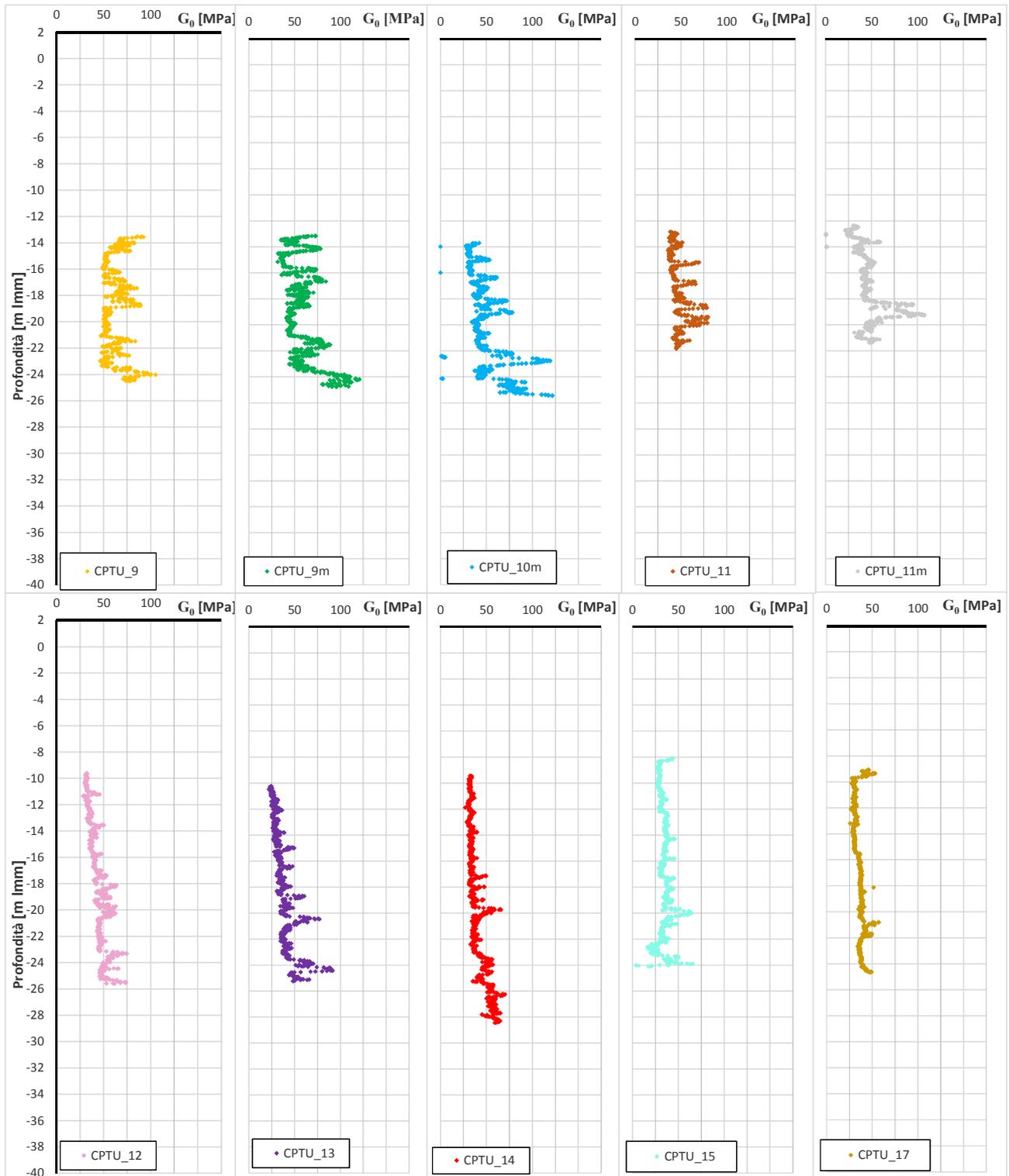


Figura 91 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 9 a 17).

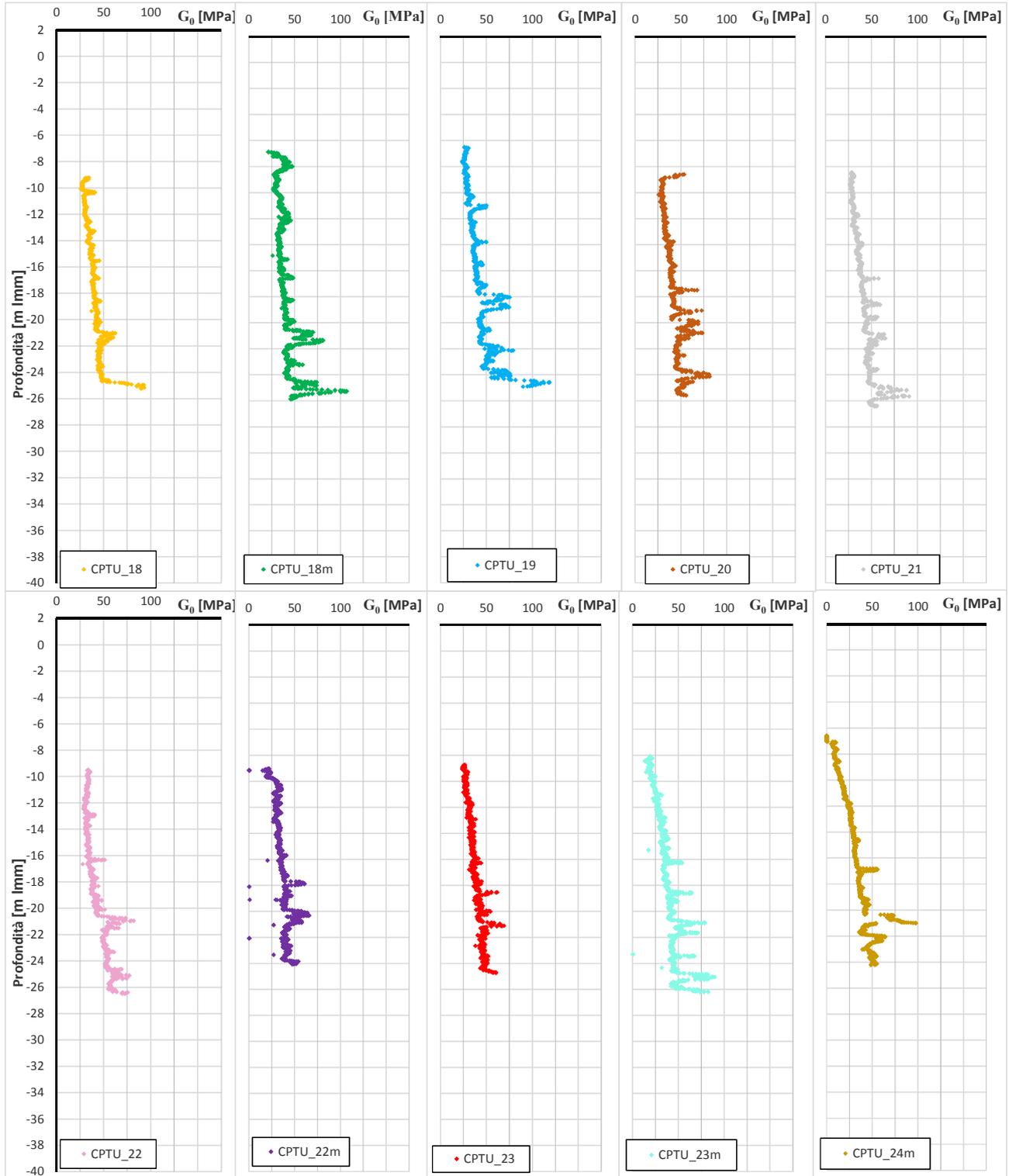


Figura 92 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 18 a 24).

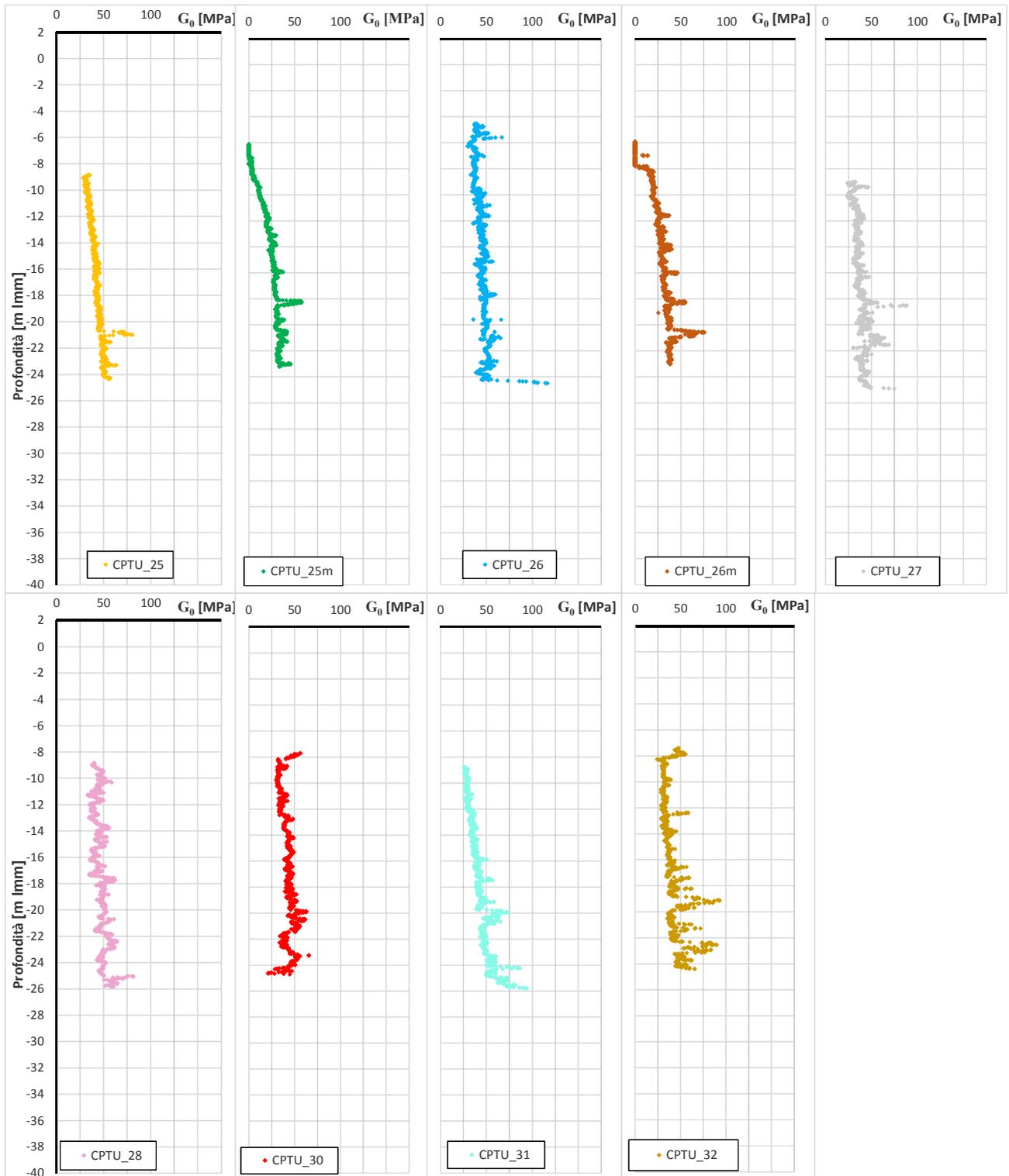


Figura 93 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 25 a 32).

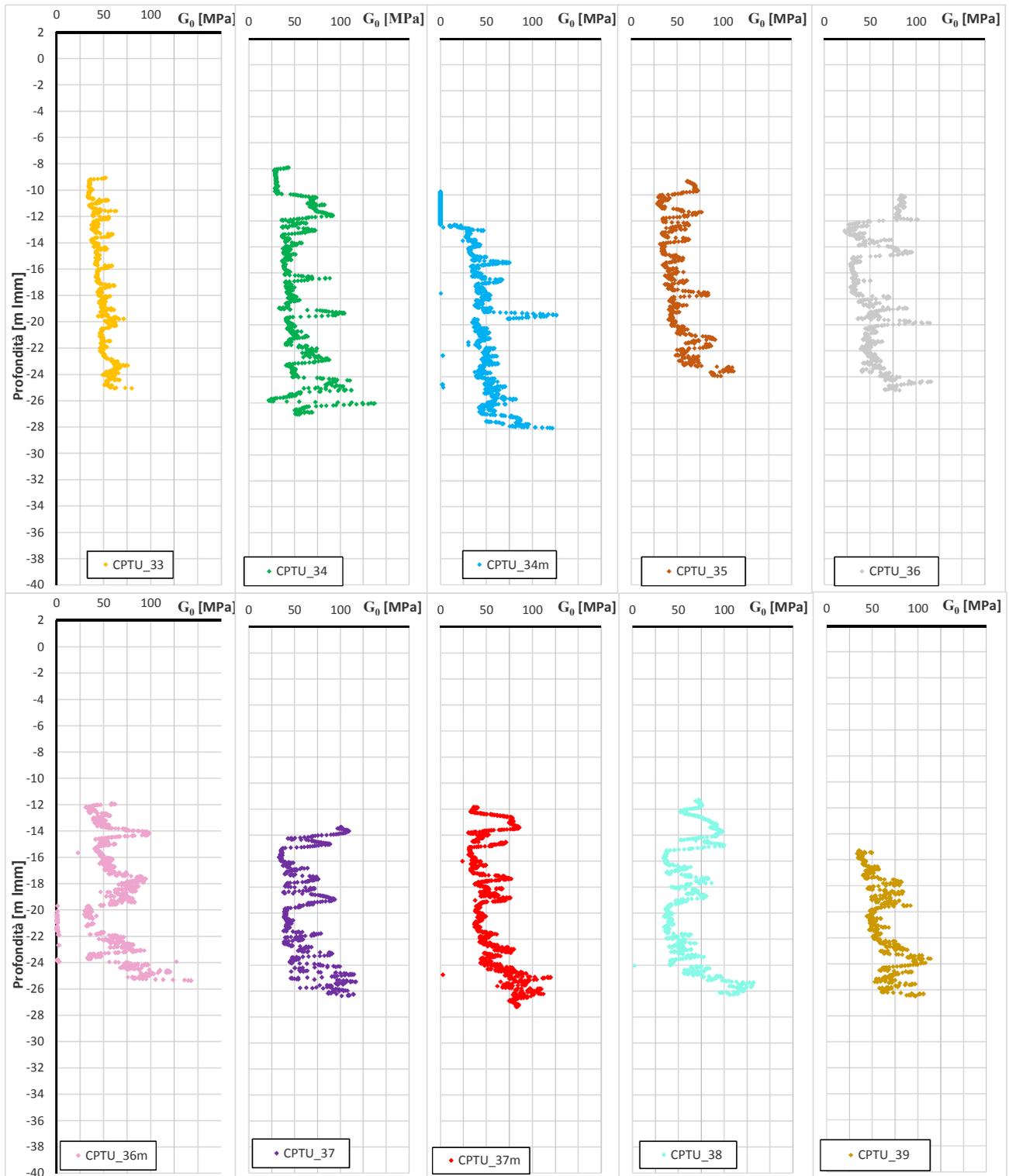


Figura 94 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 33 a 39).

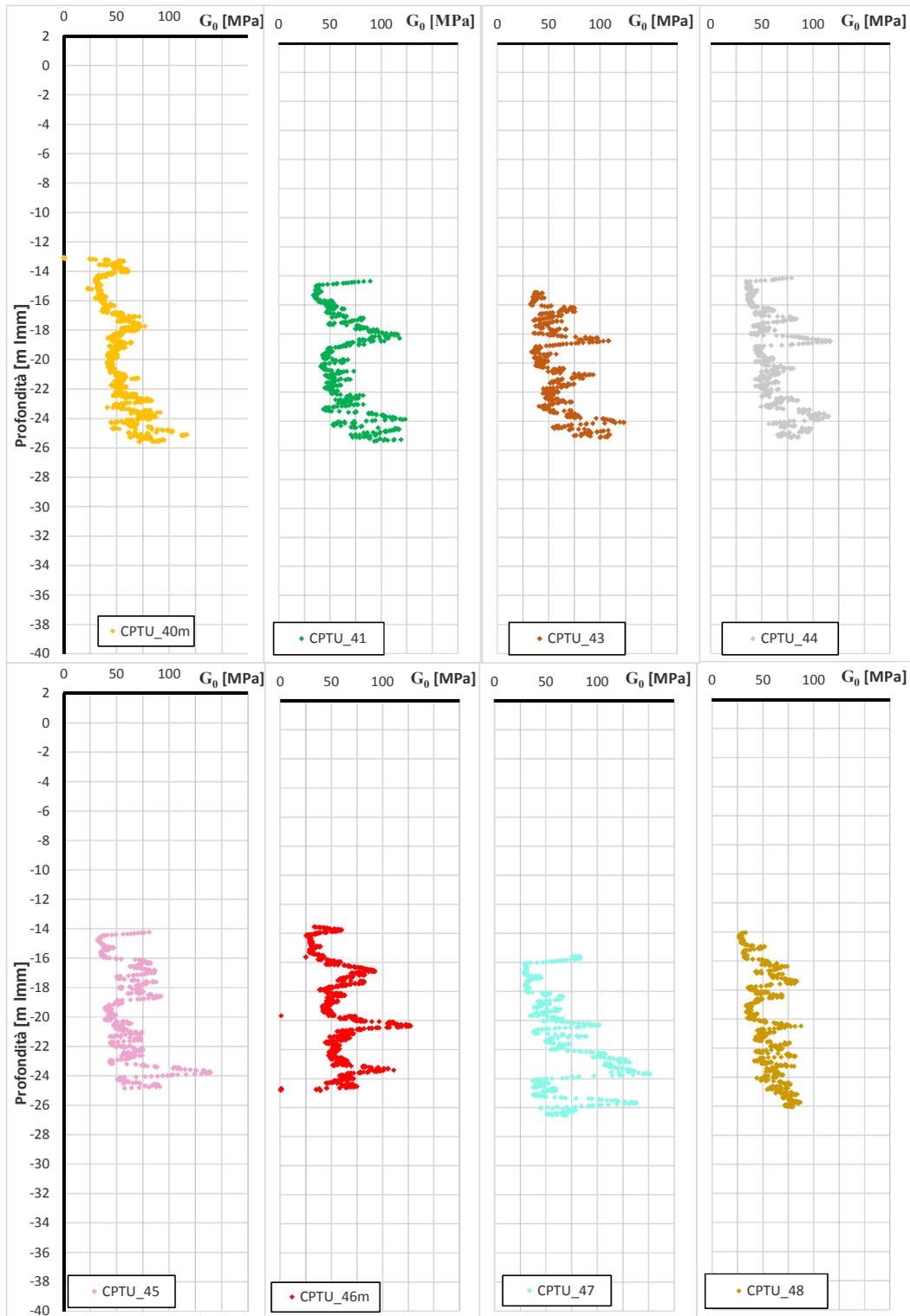


Figura 95 – Litotipo M. Modulo a piccole deformazioni da prove CPTu (verticali da 40 a 48).



### 8.2.4 Moduli edometrici da prove edometriche

In Figura 96 si riportano le curve di compressibilità dei diversi campioni indisturbati analizzati in laboratorio e riferibili al Litotipo M.

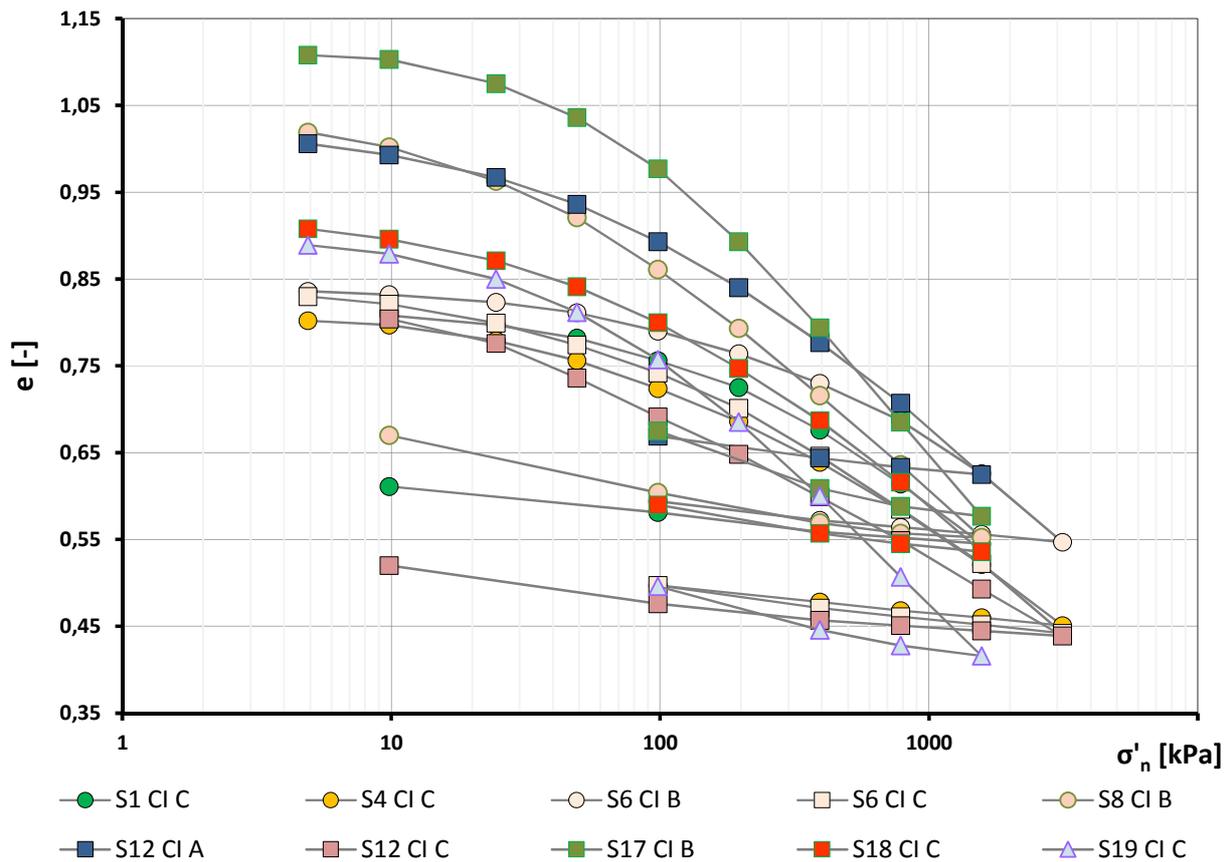


Figura 96 - Litotipo M. Prove edometriche (nel piano di compressibilità)

In Figura 97 si osserva che il punto che caratterizza l'indice dei vuoti iniziale e lo stato tensionale efficace iniziale si colloca sempre alla destra della curva sperimentale, all'incirca sul prolungamento della retta di compressione vergine, a testimonianza della condizione di normale consolidazione del deposito.

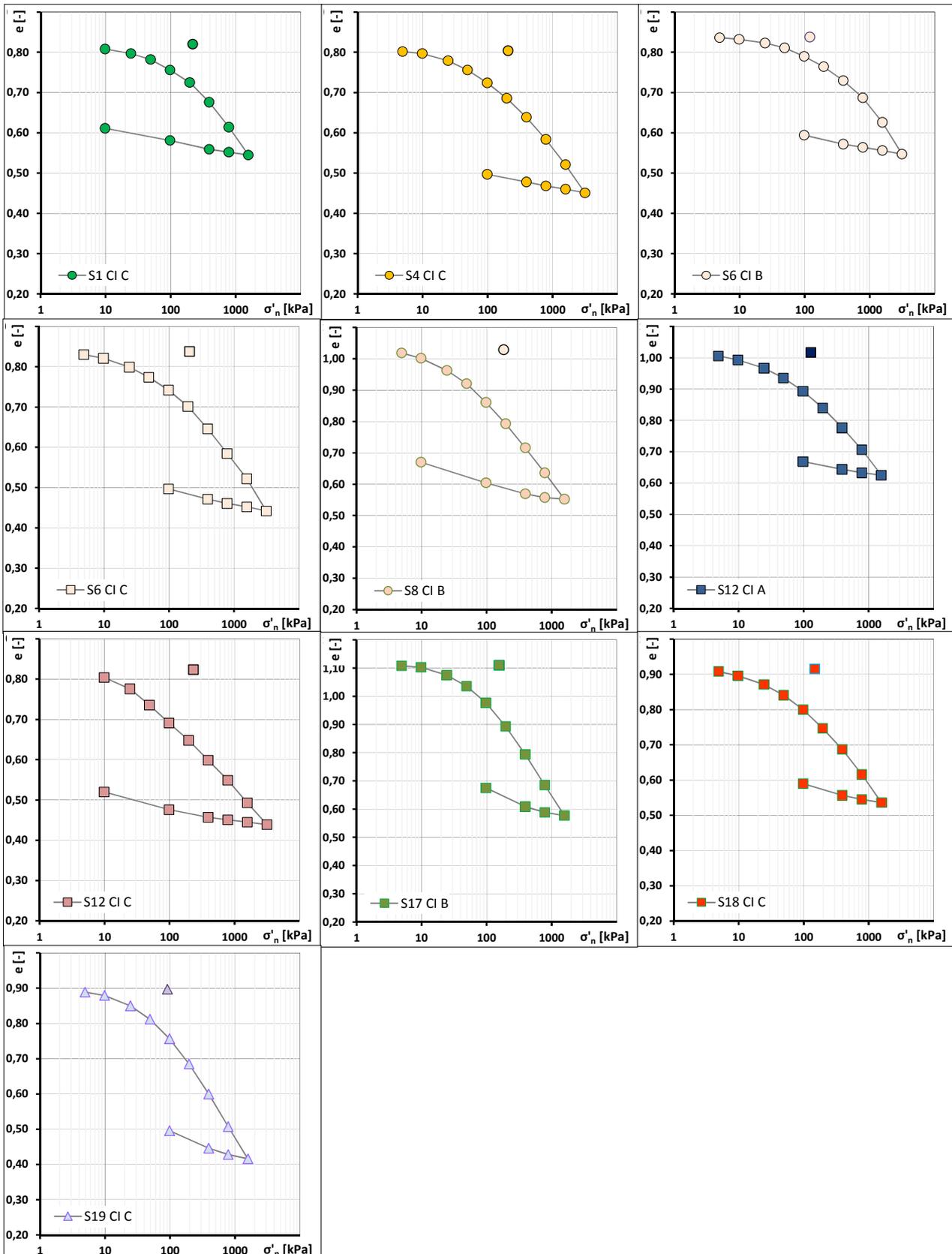


Figura 97- Litotipo M. Prove edometriche (nel piano di compressibilità)

In Figura 98 e Figura 99 sono riportati i principali risultati delle prove edometriche svolte.

Il coefficiente di compressione vergine ( $C_c$ ) varia da 0,17 a 0,36.

Il coefficiente di scarico/ricarico ( $C_s$ ) varia da 0,02 a 0,05

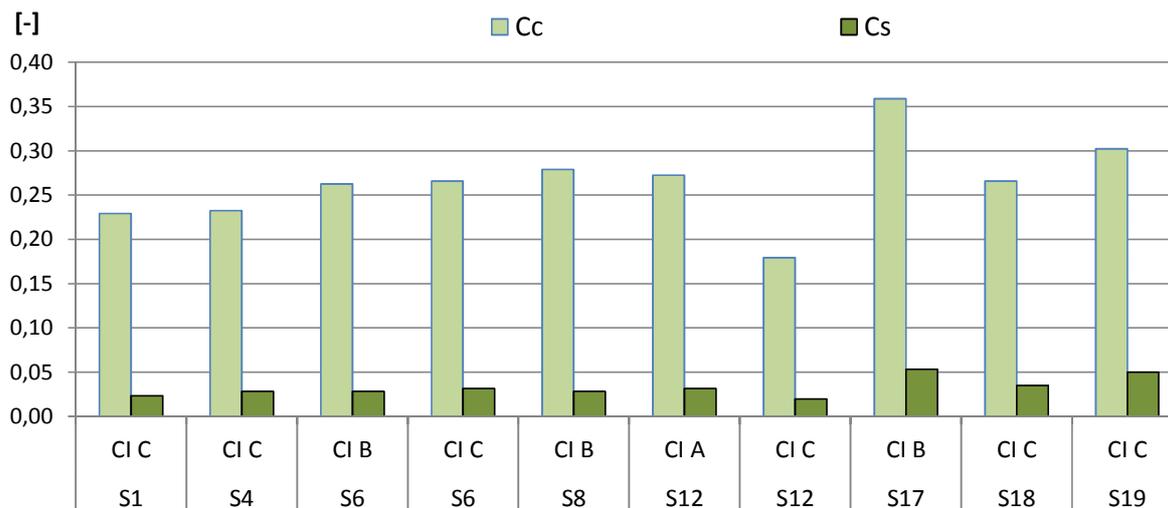


Figura 98- Litotipo M. Indice di compressione  $C_c$  e indice di rigonfiamento  $C_s$  d prove edometriche

Il modulo edometrico, determinato in corrispondenza di specifici stati tensionali , risulta essere:

$E_{ed}$  (50-100 kPa): 1,8 – 4,0 MPa

$E_{ed}$  (100-200 kPa): 2,0 – 7,0 MPa

$E_{ed}$  (200-400 kPa): 3,0 – 11,0 MPa

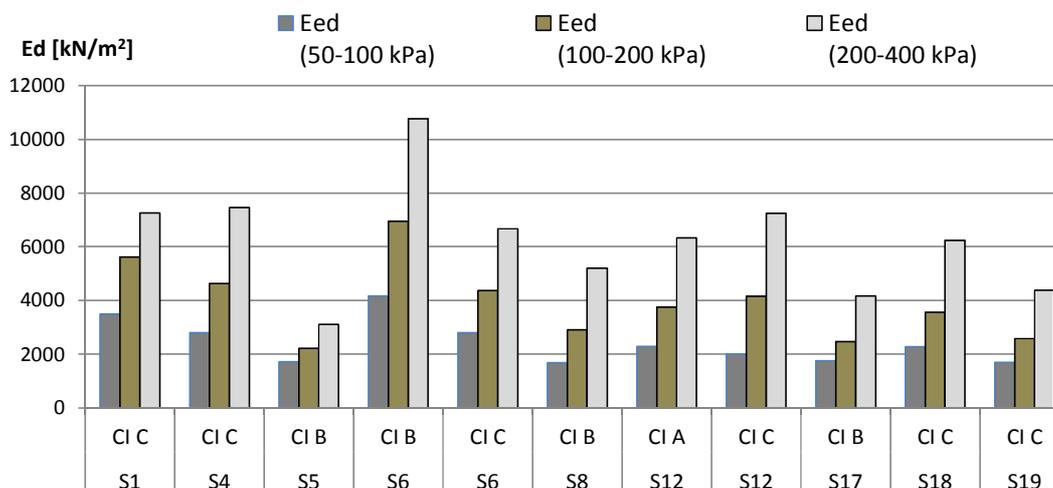


Figura 99 Litotipo M. Modulo edometrico  $E_{ed}$  a diversi stati tensionali da prove edometriche



### 8.2.5 Moduli edometrici da prove CPTu

Nelle seguenti figure sono presentati gli andamenti del modulo edometrico con la profondità ricavati per via empirica dai risultati delle prove CPT.

Il valori di M risultano essere compresi tra 2 e 6 MPa.

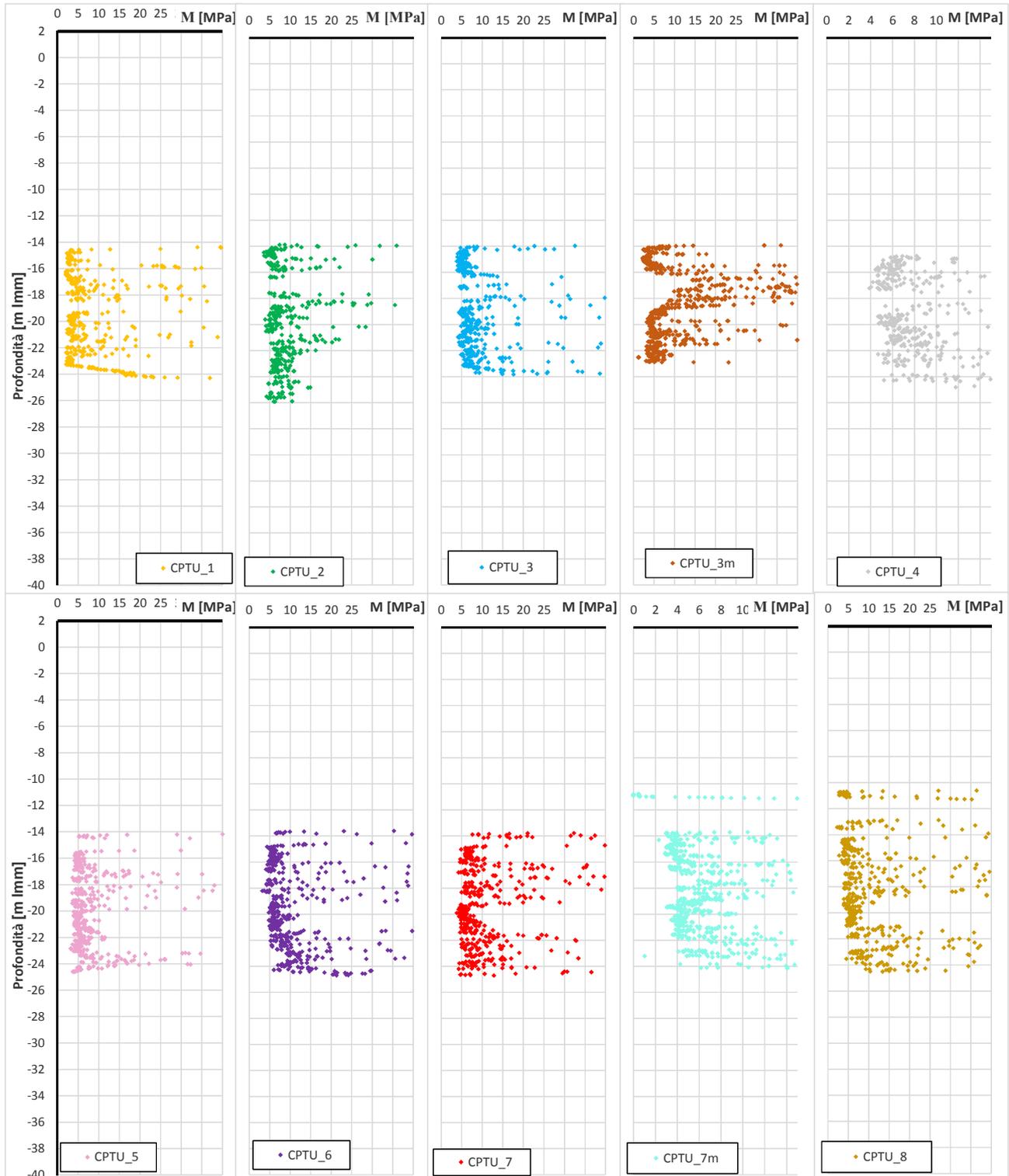




Figura 100 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 1 a 8)

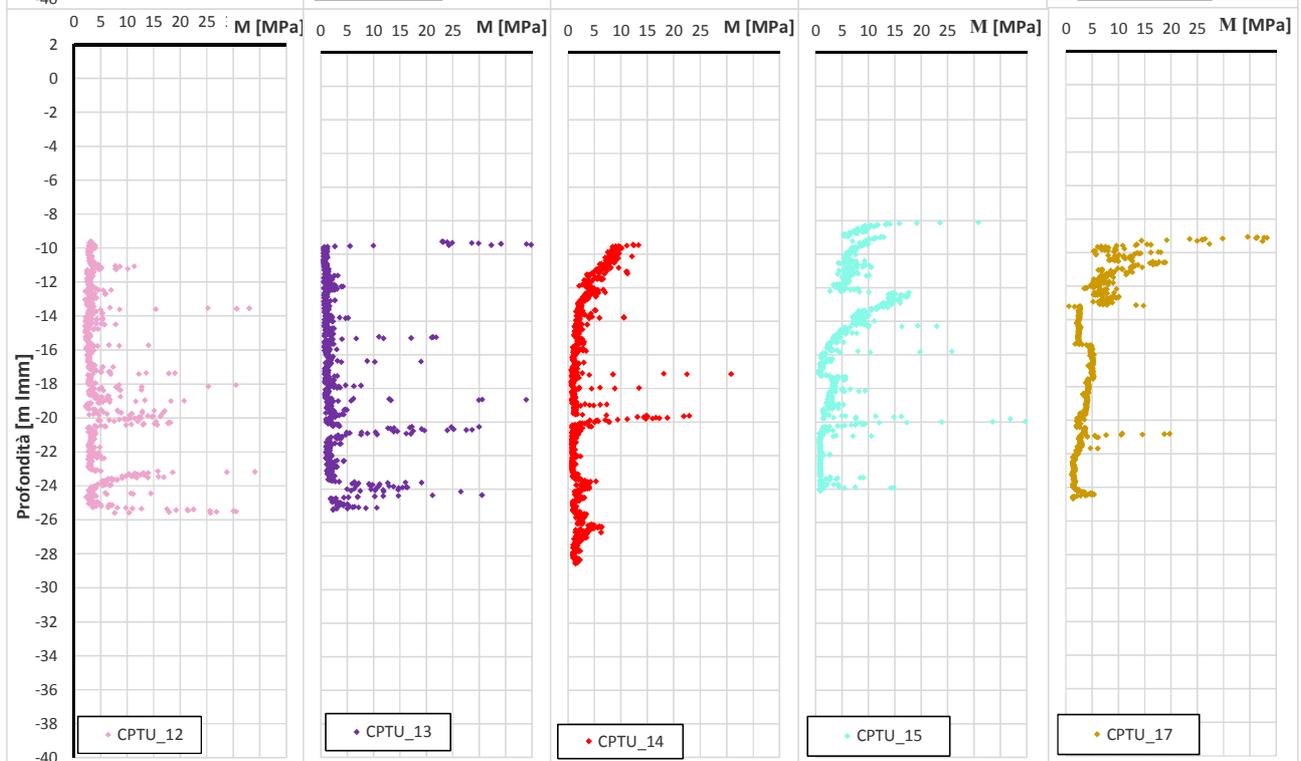
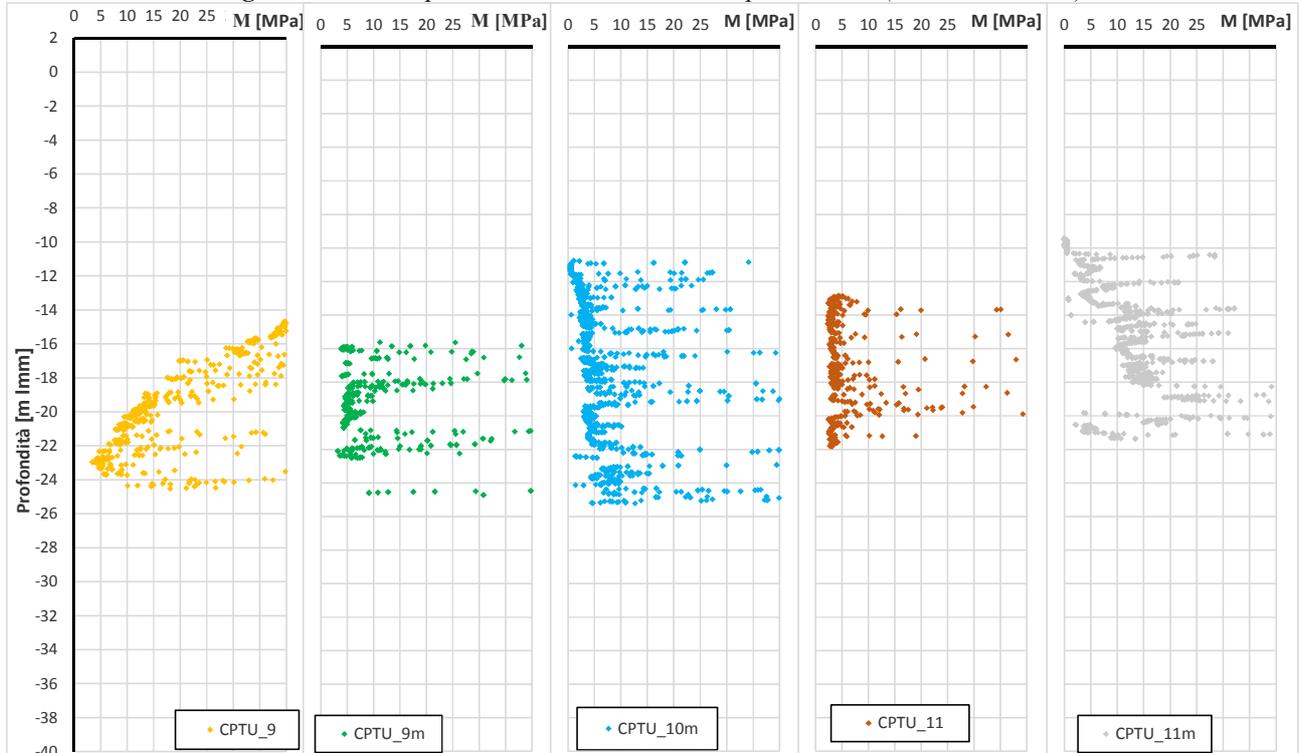


Figura 101 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 9 a 17)

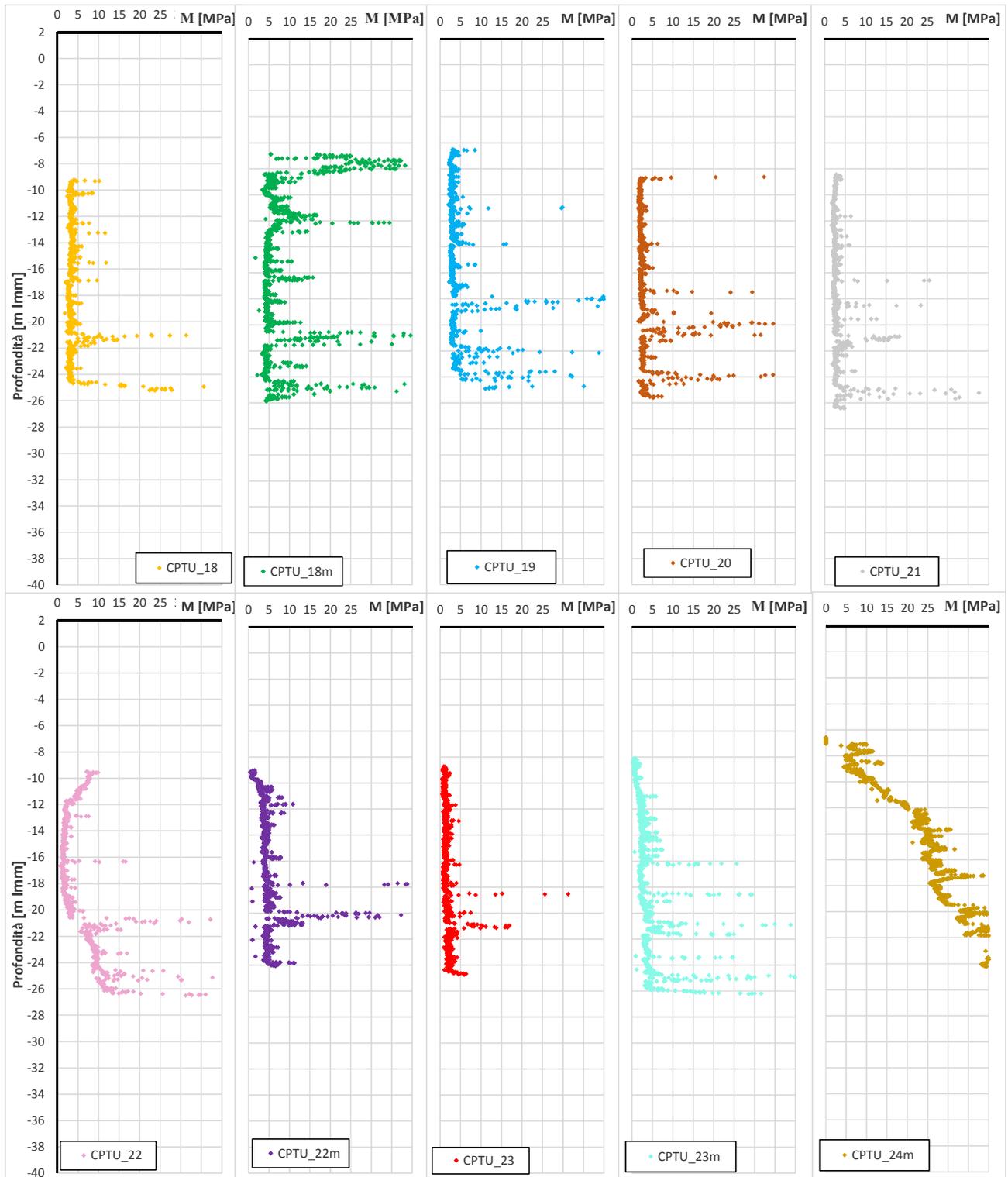


Figura 102 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 18a 24)

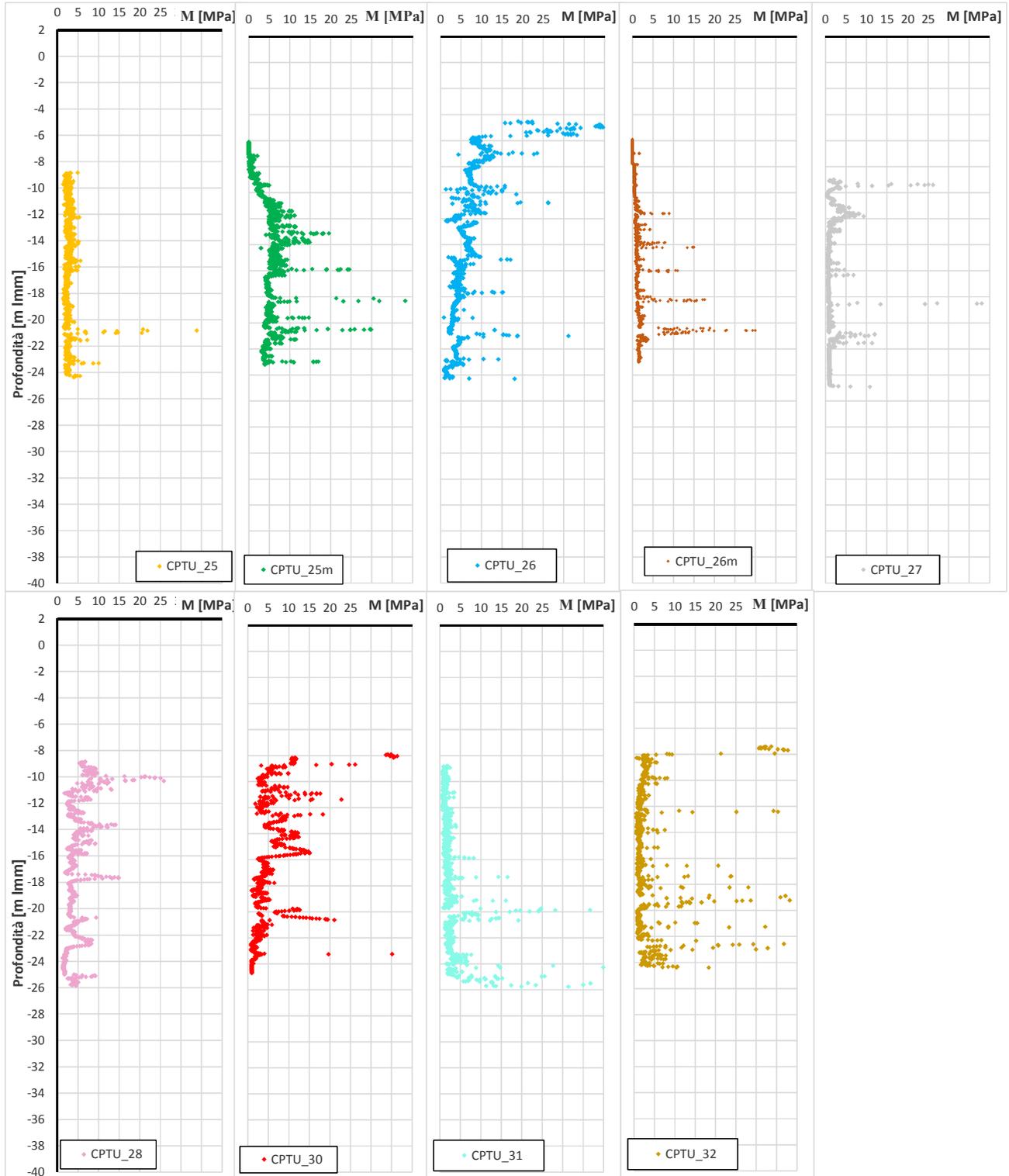


Figura 103 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 25 a 32)

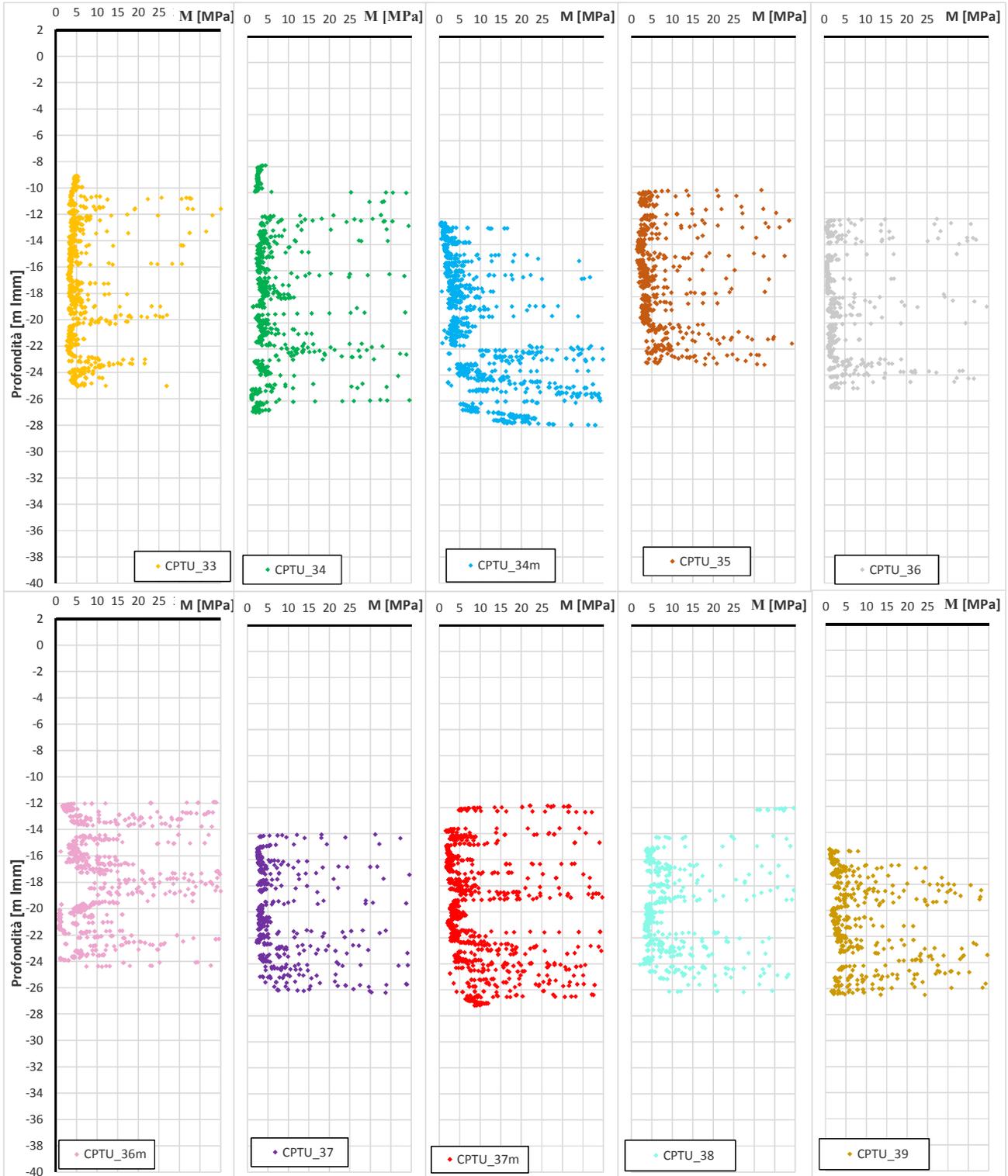


Figura 104 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 33 a 39)

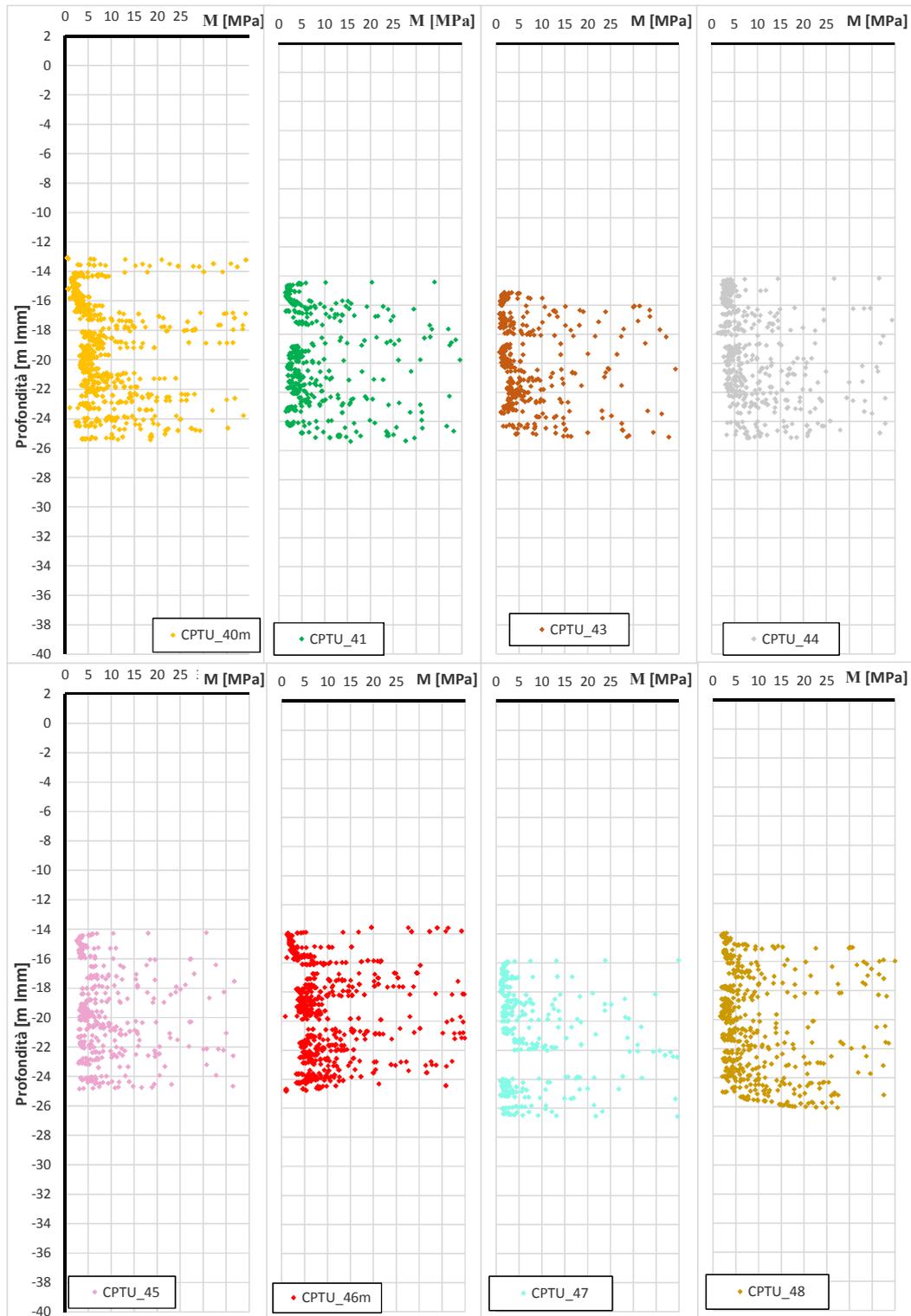


Figura 105 – Litotipo M. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 40 a 48)



### 8.2.6 Moduli edometrici da prove DMT

Le prove dilatometriche possono essere utilizzate per ottenere una stima del modulo edometrico confinato  $M_{DTM}$  da cui ricavare il modulo di Young ( $E' \approx 0,8 M_{DTM}$ ).

Nelle seguenti figure sono mostrati i risultati; dalle prove si evince, per il litotipo M, un valore compreso tra 2 e 6 MPa.

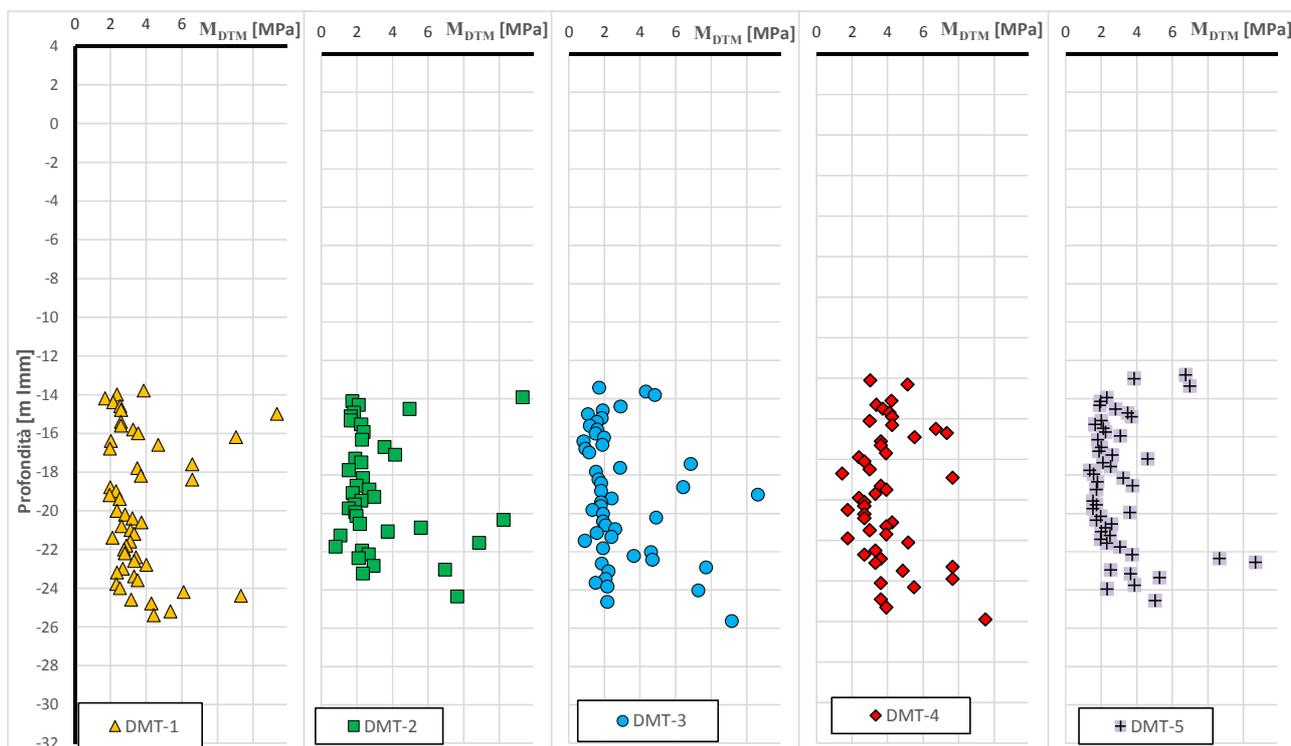


Figura 106 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 1 a 5)

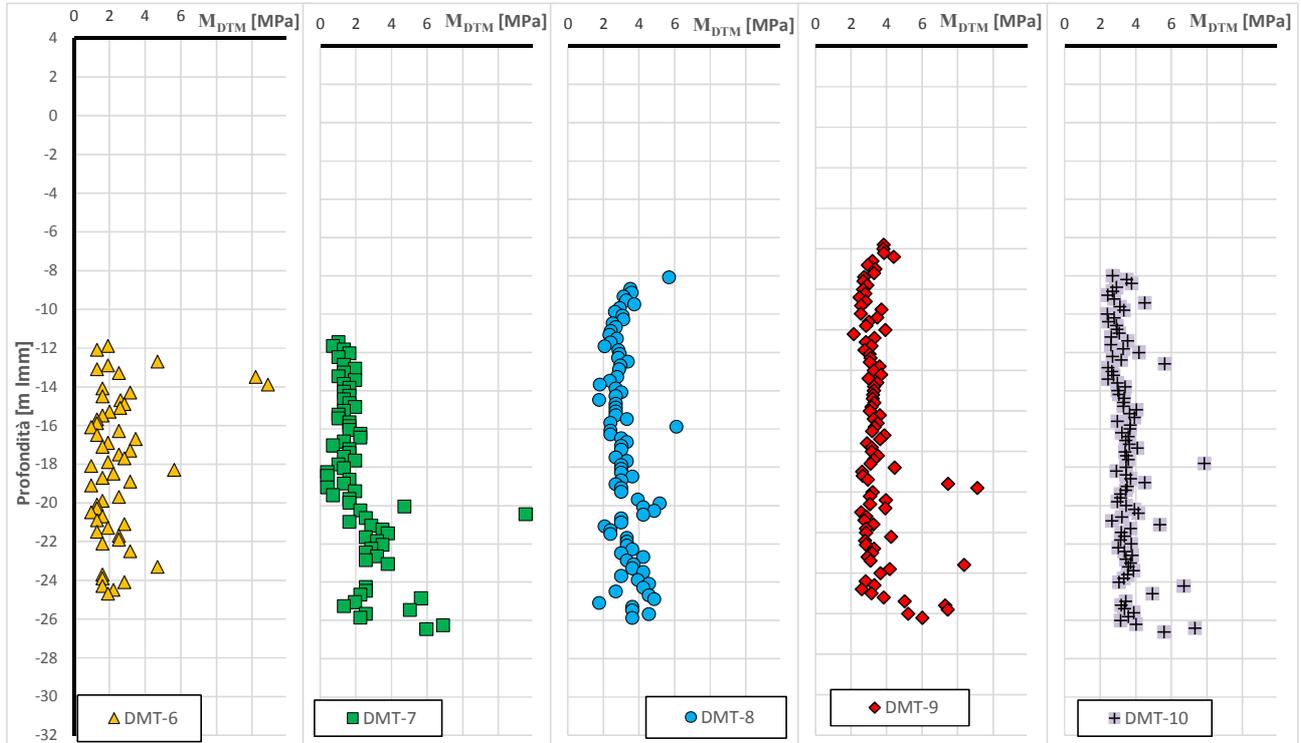


Figura 107 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 6 a 10)

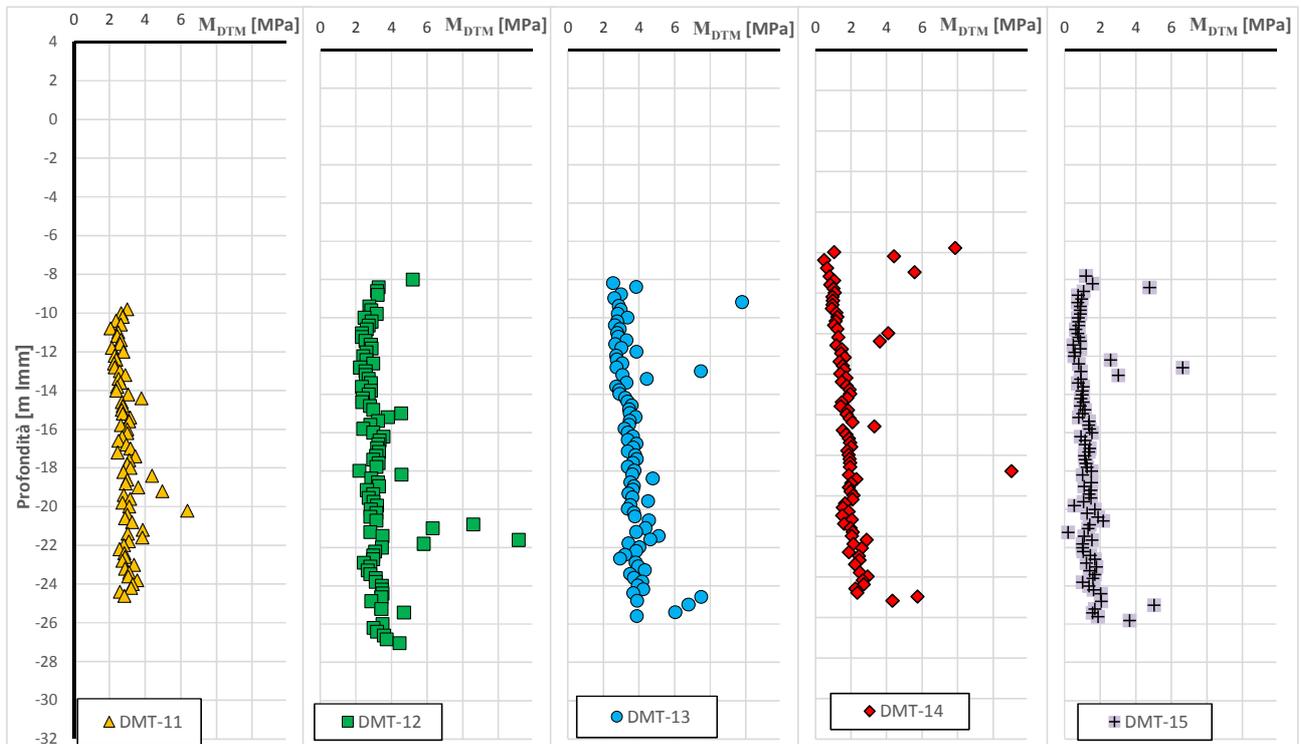


Figura 108 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 11 a 15)

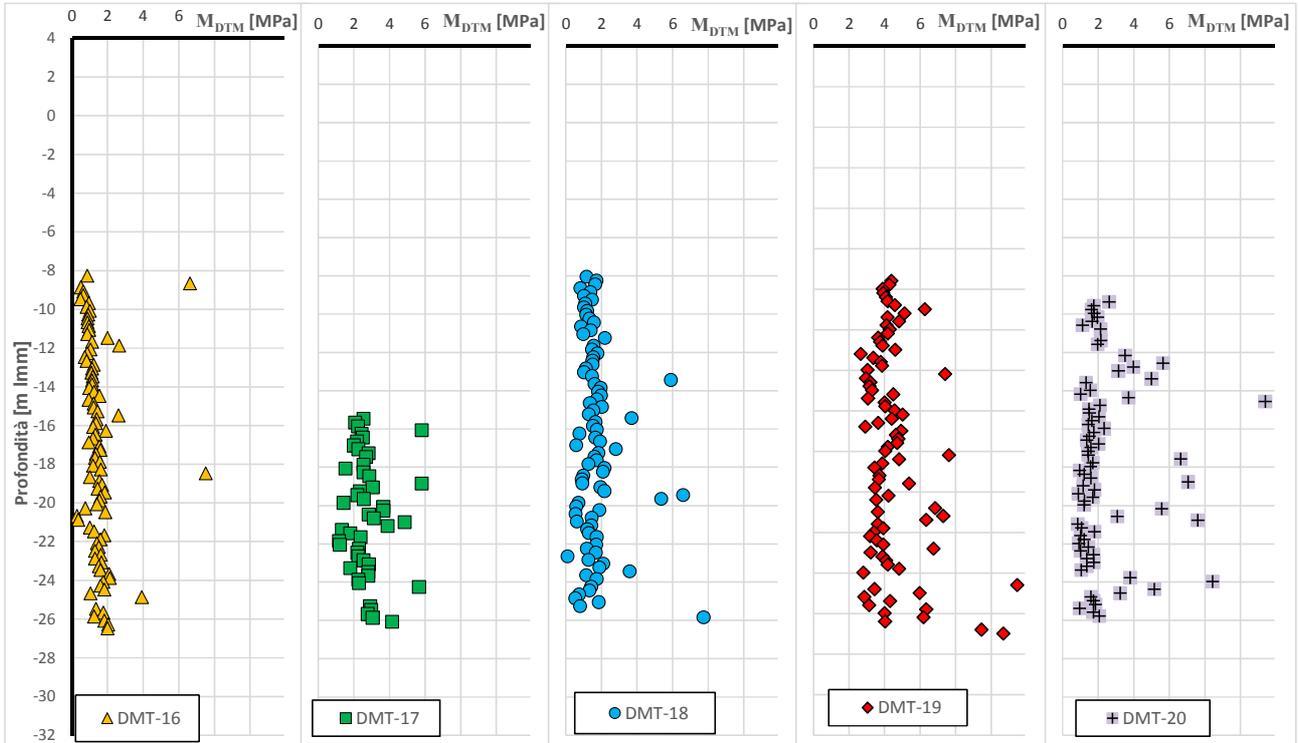


Figura 109 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 16 a 20)

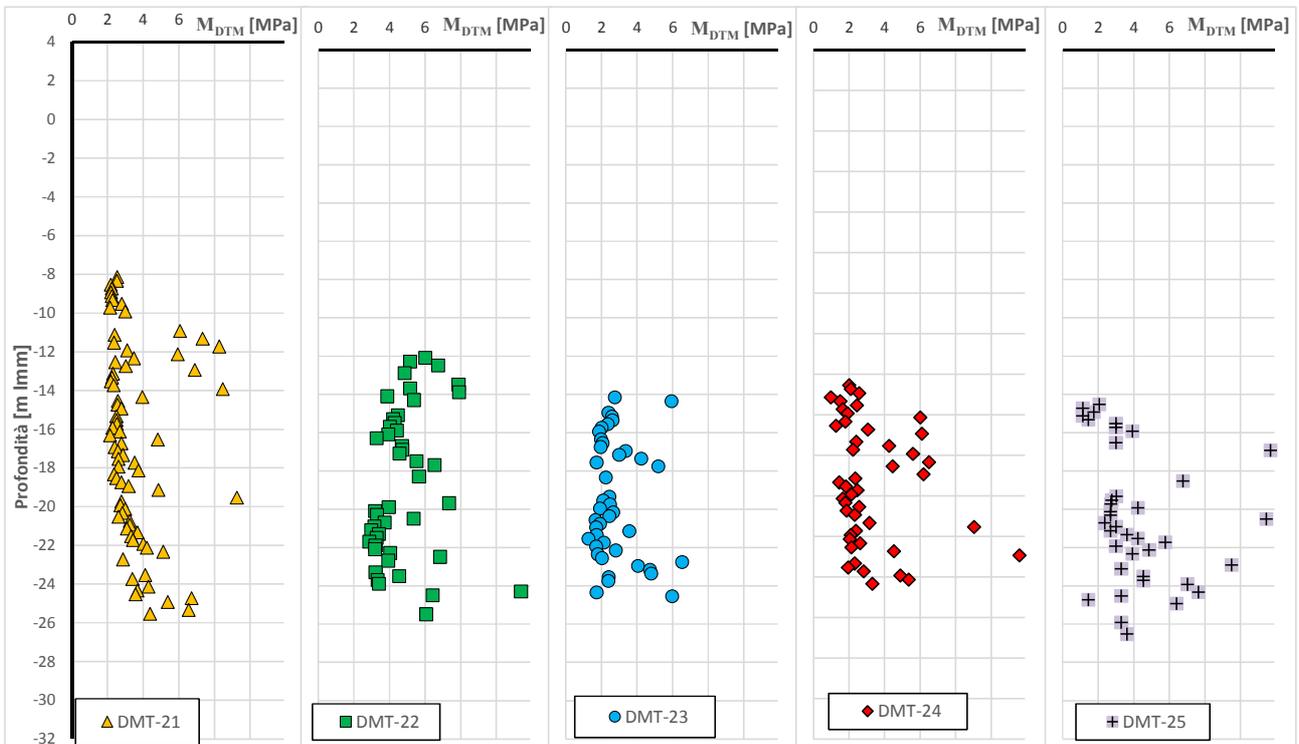


Figura 110 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 21 a 25)

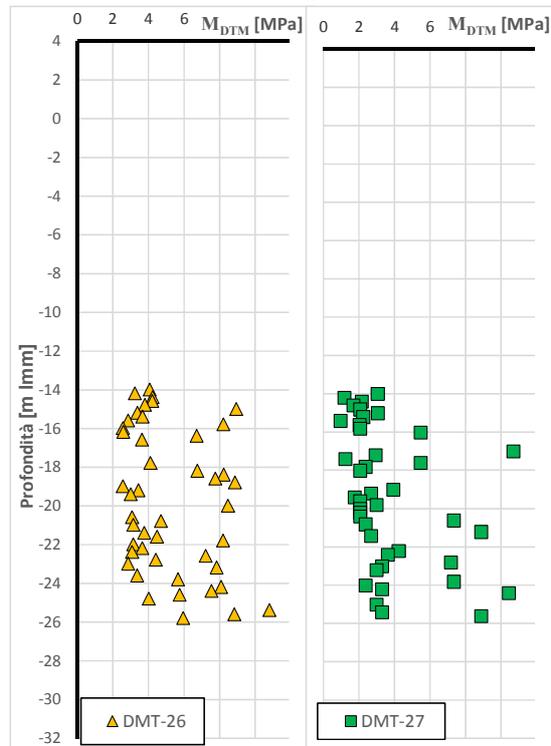


Figura 111 – Litotipo M. Modulo confinato da prove DMT (verticali da 26 a 27)

## 8.3 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

### 8.3.1 Stima di $c_v$ da prove edometriche

L'elaborazione delle curve di consolidazione delle prove edometriche consente di stimare il coefficiente di consolidazione verticale  $C_v$ .

In Figura 112 sono riportati i risultati di tutte le elaborazioni: per il litotipo M risulta che  $C_v$  è compreso tra  $2,2 \times 10^{-8}$  e  $7,2 \times 10^{-7}$  m<sup>2</sup>/sec.

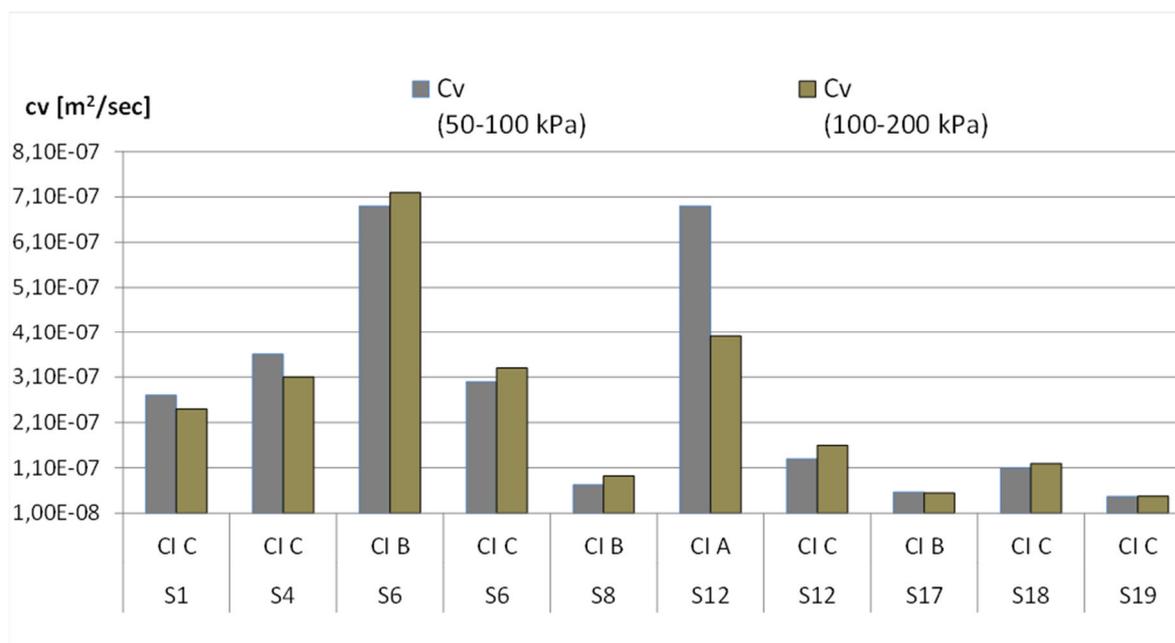


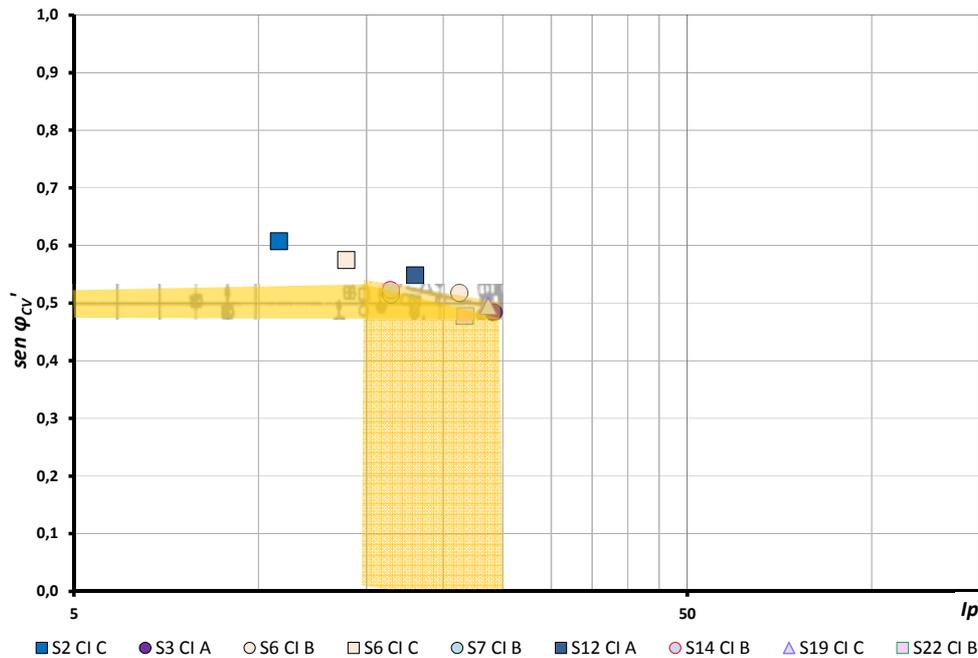
Figura 112 – Litotipo M. Coefficiente di consolidazione verticale da prove edometriche

## 8.4 Considerazioni generali sul litotipo M

Il litotipo M, originato in ambiente marino basso durante la massima ingressione marina dell'ultima glaciazione, si presenta essenzialmente come un terreno fine e normalmente consolidato. Le caratteristiche geotecniche sono quindi complessivamente scadenti, con elevata compressibilità, bassa permeabilità e modeste caratteristiche di resistenza. Dal punto di vista geotecnico è significativo rilevare che spostandosi dal Settore Ovest (San Vitale) al Settore Est (Porto Corsini-Marina di Ravenna), la potenza del deposito aumenta da circa 10 m ad oltre 20 m. Inoltre nel Settore Ovest il deposito risulta intercalato da numerosi livelli sabbiosi che via via si diradano fino quasi a scomparire nel Settore Est.

La determinazione dei parametri meccanici del litotipo M deriva sia da prove di laboratorio su campioni indisturbati che da prove in sito. Vista la ridondanza di prove disponibili e l'importanza geotecnica di questo deposito è opportuno operare dei confronti tra i risultati delle diverse prove e tra i risultati delle prove e le correlazioni dei principali parametri meccanici con le proprietà intrinseche del terreno. E' noto infatti che molte informazioni sul comportamento meccanico dei terreni sono deducibili dalla conoscenza delle proprietà indice del terreno che rispecchiano la costituzione mineralogica e la natura dei grani. Per esempio l'angolo di attrito a volume costante è una grandezza correlabile all'indice di plasticità. Sovrapponendo i risultati di ogni campione in termini di angolo di

attrito e indice di plasticità alla ben nota carta di Kenney (1959) si rileva che i punti sperimentali ben si collocano lungo l'involuppo proposto dall'autore (Figura 113). In particolare all'intervallo dell'indice di plasticità 15 – 25 corrisponde un angolo d'attrito efficace ( $\phi'$ ) tra 28 e 31°, rappresentativo del litotipo M.



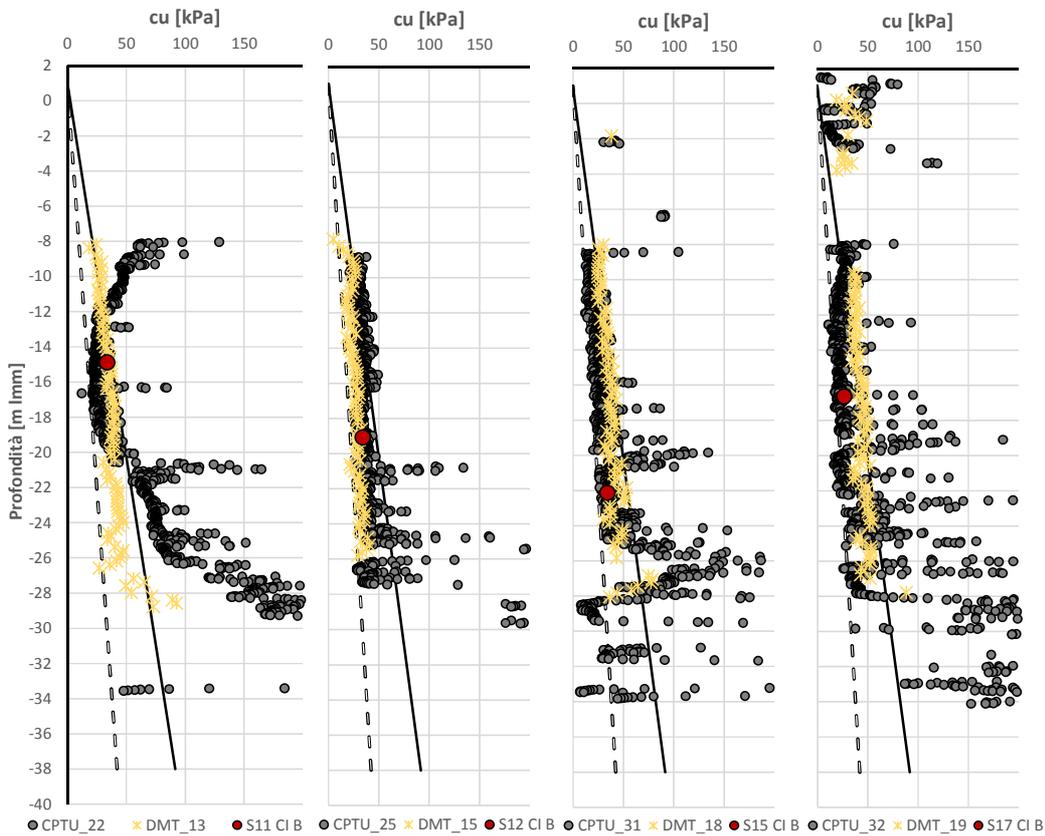
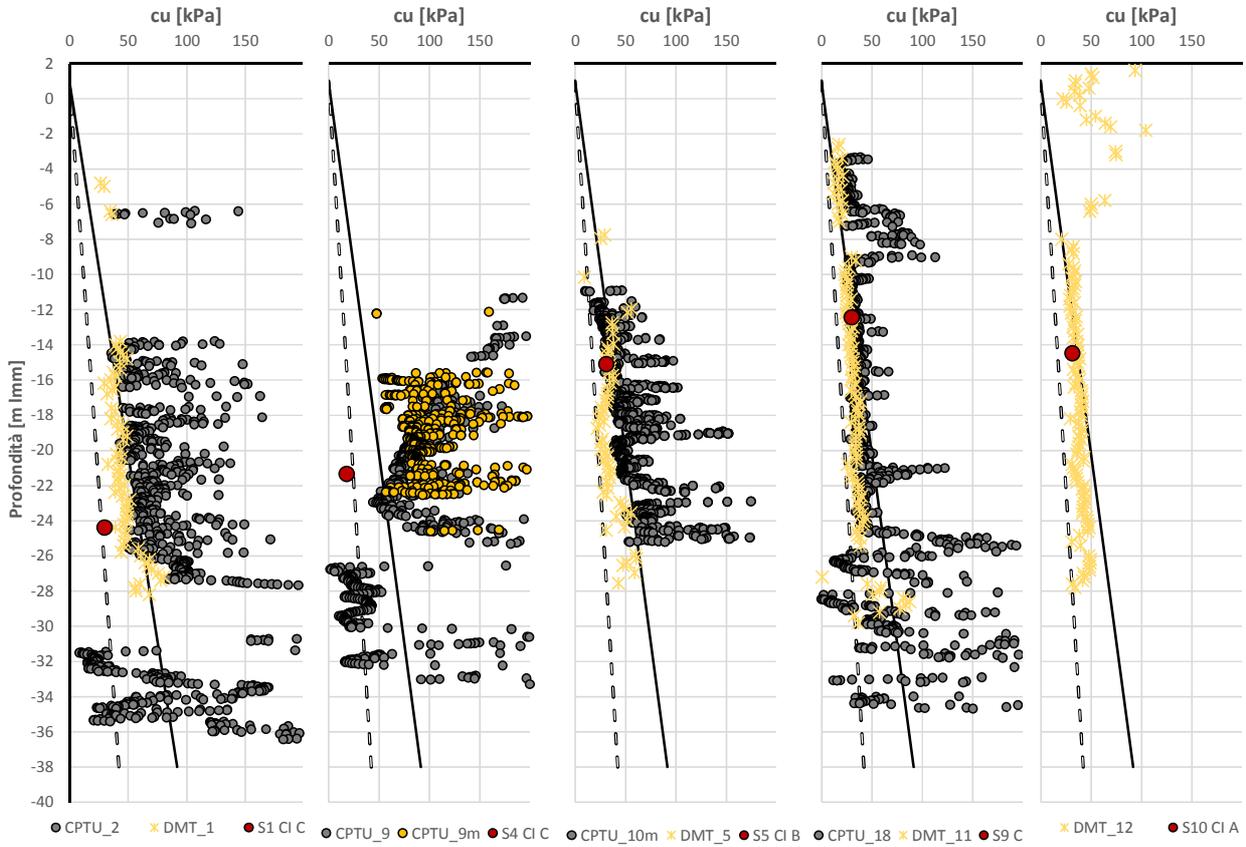
**Figura 113** – Litotipo M: relazione tra angolo di attrito e indice di plasticità

In Figura 114 si mostra la sovrapposizione dei profili di coesione non drenata da prove CPTu e prove DMT, riportando anche i risultati di prove triassiali UU su campioni indisturbati prelevati lungo verticali di sondaggio realizzate in prossimità delle prove in sito.

I limiti indicati in figura sono quelli più ampi individuati dall'analisi dell'insieme delle prove CPTu

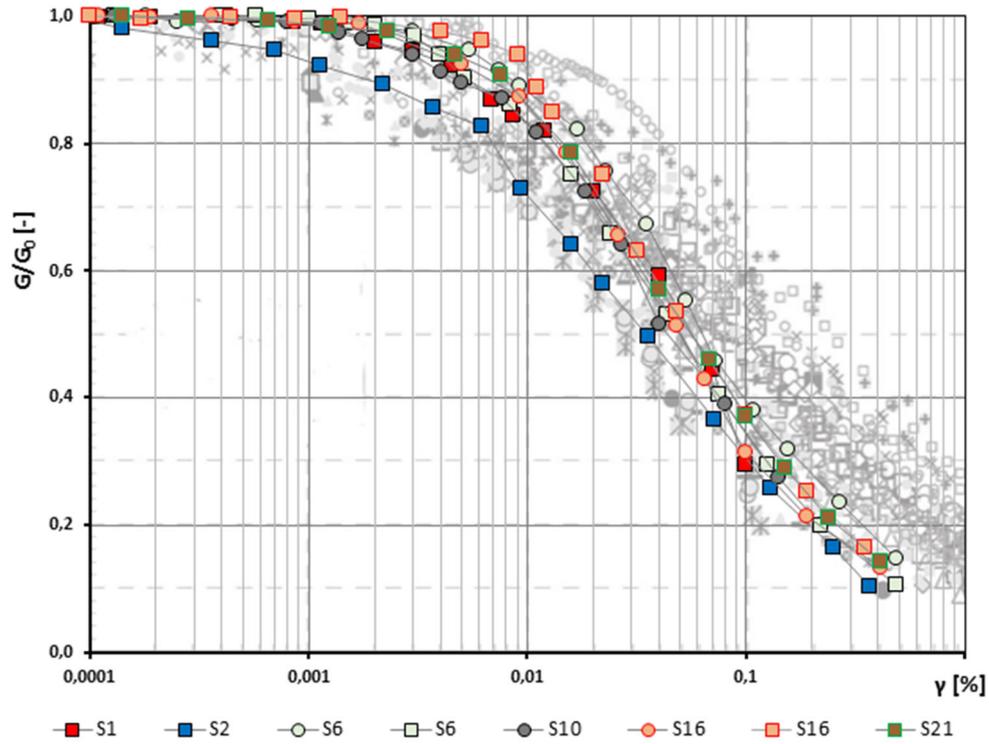
- limite inferiore  $cu = 0,12 \cdot \sigma'_v$
- limite superiore  $cu = 0,26 \cdot \sigma'_v$ .

A meno dei campioni indisturbati S1\_CI\_C e S4\_CI\_C si rileva un buon accordo tra i vari risultati, ottenendo un andamento crescente della coesione non drenata in funzione dello stato tensionale.





**Figura 114** – Sovrapposizione profili coesione con drenata da prove in sito con prove di laboratorio  
Anche le curve di decadimento sperimentali normalizzate ben si collocano all'interno del dominio proposto da Oztoprak e Bolton (2013) nel grafico Figura 115.



**Figura 115** – Litotipo M. curva di decadimento normalizzata

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 122 di 160</p> </div>
--	--	--

## 9. DEPOSITO DI FASE TRASGRESSIVA (LITOTIPO T)

Il litotipo T corrisponde al deposito sabbioso di retrobarriera che si è formato nel corso della fase di ingressione marina dell'ultima trasgressione olocenica. Nell'area indagata tale deposito è identificato dalle prove penetrometriche (cfr.5.2.1) da cui risulta di spessore metrico, spesso intercalato da livelli fini, tanto da non venire sempre identificato nelle colonne stratigrafiche di sondaggio.

Quando gli spessori sono chiaramente identificabili le caratteristiche di resistenza di questi depositi sabbiosi sono analoghe a quelle del litotipo S e possono essere ricavate dalle elaborazioni delle prove CPTu; i valori di angolo d'attrito sono dell'ordine di 33° - 35°.

C'è da dire però che in molte verticali l'esiguo spessore dei livelli sabbiosi e/o la sua alternanza con materiali più fini rende difficile, nella definizione di un modello geotecnico, la stima sia dello spessore, che delle caratteristiche di questo litotipo; in questo caso si può pensare di assumere le caratteristiche in tensioni efficaci del deposito M che presenta valori di angolo d'attrito di circa 30°.

Rispetto alla presenza o meno di questo litotipo e alla sua più adeguata caratterizzazione si dovrà fare riferimento in fase progettuale alle verticali specifiche di ciascuna zona.

In questo senso possono essere di utilità le elaborazioni lungo l'intera verticale riportate in Allegato B.

## 10. DEPOSITI ALLUVIONALI (LITOTIPO A)

Al di sotto delle sabbie di retrobarriera si ritrovano i depositi di pianura e costieri (A) risalenti al Pleistocene e al Medio-Olocene. Si tratta di materiali relativamente recenti costituiti da depositi fluviali intravallivi e di piana alluvionale.

La caratterizzazione geotecnica è stata sviluppata sulla base dell'interpretazione di:

- prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati sia nel corso della campagna di indagine attuale (2014) che nelle campagne precedenti;
- prove penetrometriche statiche CPTU della campagna 2014;
- prove dilatometriche DMT della campagna 2014;
- prove sismiche in foro della campagna 2014.

Visto però che le profondità raggiunte dalle indagini 2014 coinvolgono pochi metri del deposito A, si è anche fatto riferimento ad alcune prove CPT esistenti di elevata profondità, come mostrato in Figura 116. I depositi alluvionali risultano costituiti da alternanze di limi argillosi e sabbie con significative variazioni della granulometria e delle caratteristiche di plasticità; ciò rende complessa l'interpretazione meccanica delle prove 2014 per i pochi metri indagati.

La forte variabilità delle proprietà geotecniche nel deposito osservabile sia in direzione verticale che orizzontale non consente di correlare con chiarezza le verticali indagate secondo strati continui lungo lo sviluppo del Canale.

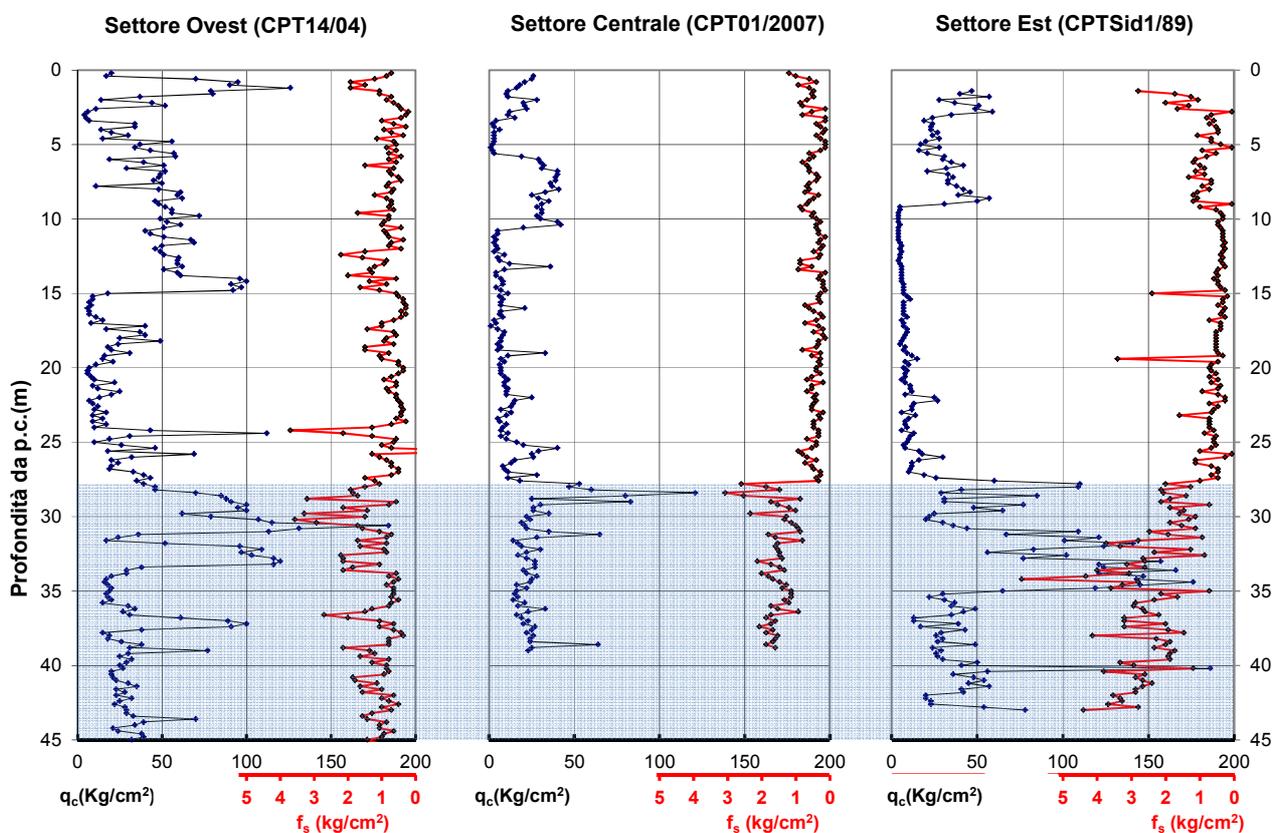


Figura 116 - Confronto fra tre verticali CPT profonde. Con campitura grigia nei grafici è indicato il litotipo A

## 10.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione delle porzioni a grana fine del litotipo A

Per la classificazione del Litotipo A si è fatto riferimento ai risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- granulometria
- peso specifico dei grani
- peso di volume naturale
- contenuto d'acqua naturale
- limiti di Atterberg

### 10.1.1 Caratteristiche granulometriche dei terreni appartenenti al Litotipo A

In Figura 117 sono riportati i risultati delle analisi granulometriche ottenuti per i campioni indisturbati di laboratorio. Trattandosi di terreni prevalentemente fini, si rileva una sostanziale uniformità dei fusi granulometrici. La frazione limoso-argillosa risulta essere sempre quella dominante, con presenza superiore al 90%.

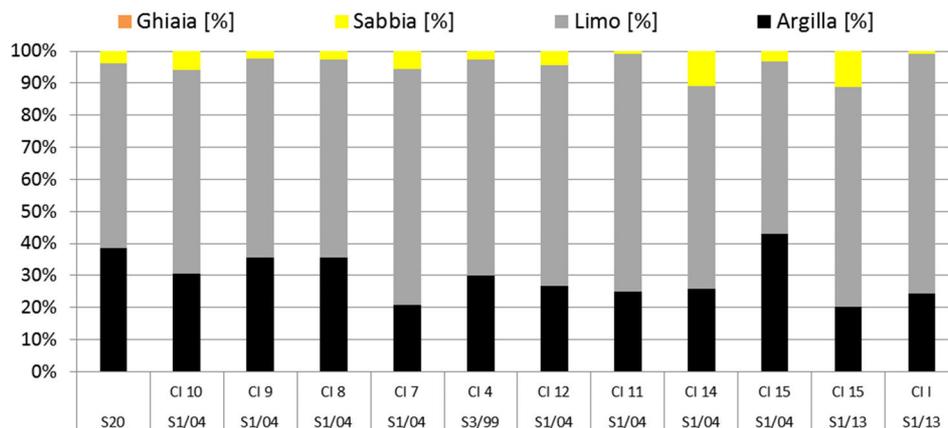


Figura 117 - Litotipo A. Composizione granulometrica

### 10.1.2 Peso specifico dei grani

Il peso specifico dei grani ( $\gamma_s$ ) per i campioni esaminati varia fra 25,8 e 26,8 kN/m<sup>3</sup> (Figura 118) con media che si colloca attorno a 26,5 kN/m<sup>3</sup>.

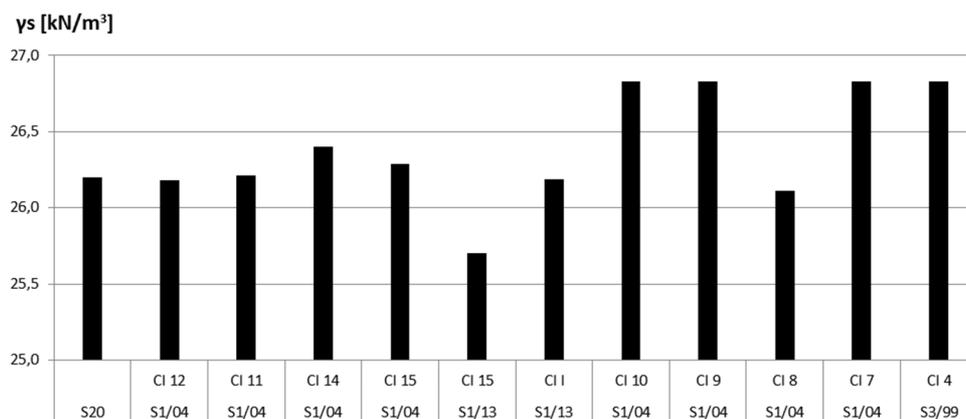


Figura 118 – Litotipo A. Peso specifico dei grani

### 10.1.3 Peso dell'unità di volume

Facendo sempre riferimento ai provini di laboratorio (Figura 119), il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 18,5 e 20,5 kN/m<sup>3</sup> con valore medio di 19,5 kN/m<sup>3</sup>.

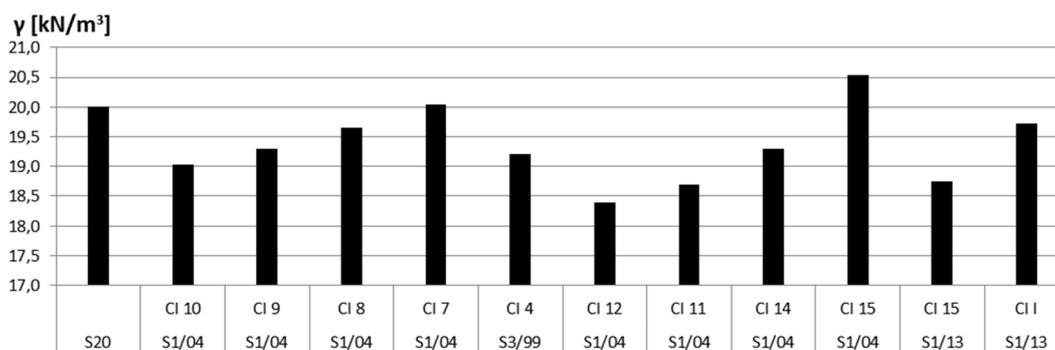


Figura 119 - Litotipo A. Peso dell'unità di volume

### 10.1.4 Contenuto d'acqua naturale

I valori del contenuto d'acqua naturale ( $W_N$ ) risultano compresi tra 22% e 33% (Figura 120).

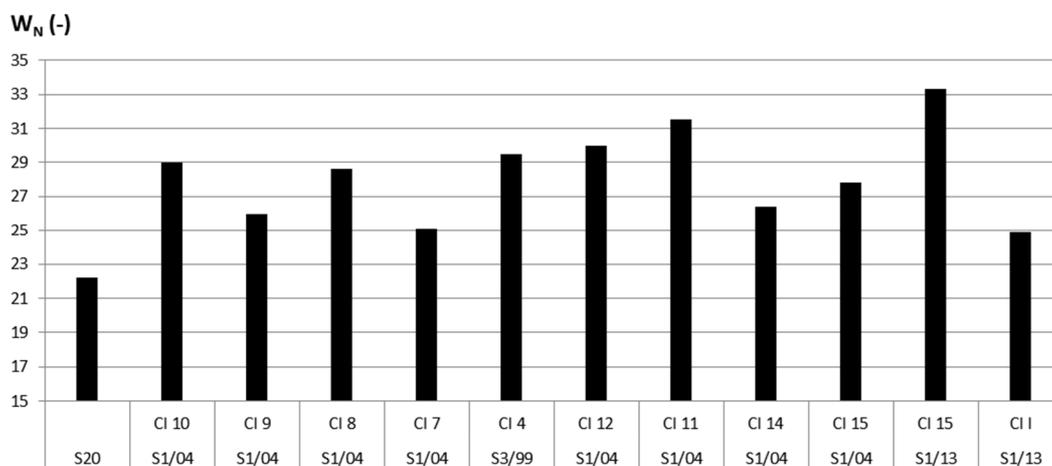


Figura 120 - Litotipo A. Contenuto d'acqua naturale

### 10.1.5 Limiti di Atterberg

I valori medi dell'indice di plasticità oscillano tra 12 e 33, mentre il valore del limite liquido varia tra 32 e 57 (Figura 121); sebbene si osservi una certa variabilità il contenuto d'acqua naturale risulta generalmente spostato verso il limite plastico, probabilmente anche a causa dell'elevata profondità a cui si trova il deposito.

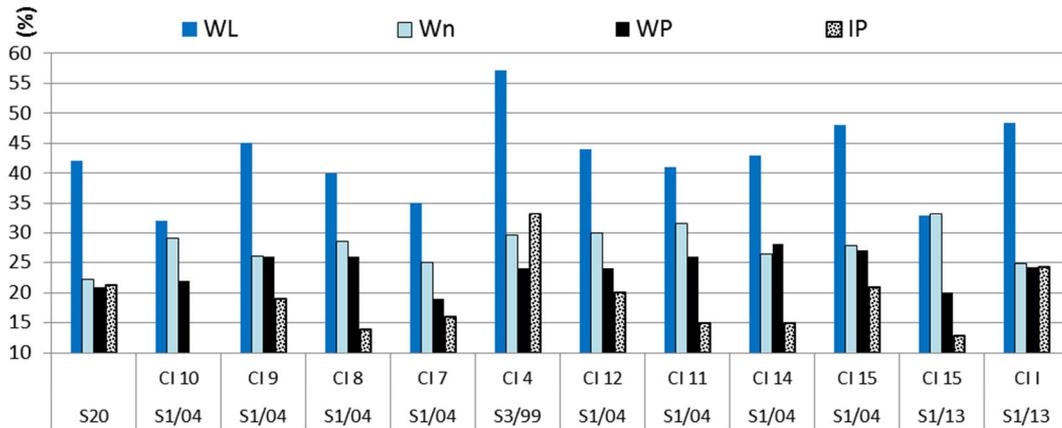


Figura 121 - Litotipo A. Limiti di Atterberg e Contenuto d'acqua

La rappresentazione dei punti sperimentali sulla “Carta di plasticità di Casagrande” è illustrata nella Figura 122. Le alluvioni risultano costituite essenzialmente da “argille inorganiche di bassa e media plasticità”.

Il rapporto tra il l'indice plastico IP e il contenuto di argilla CF è praticamente sempre inferiore ad 1.

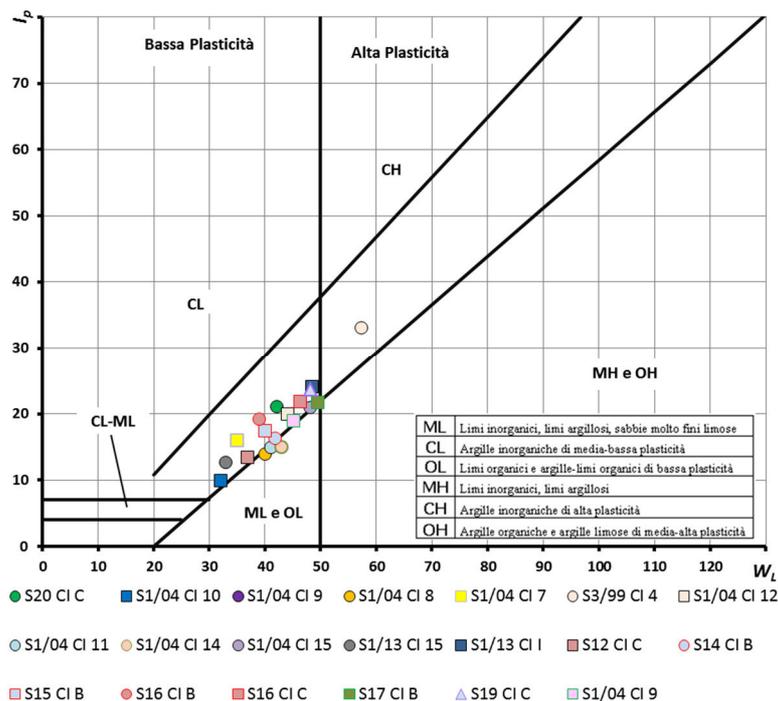


Figura 122 – Litotipo A. Carta di Plasticità di Casagrande

## 10.2 Stato tensionale iniziale

La prova dilatometrica consente di stimare lo stato tensionale orizzontale e di conseguenza, una valutazione del coefficiente di spinta orizzontale  $k_0$ . Nelle seguenti figure è rappresentata l'elaborazione delle prove dilatometriche nel litotipo A in termini di  $k_0$ .



Poichè le prove DMT non si sono spinte oltre la profondità di 30 m da p.c. il litotipo in oggetto è indagato nelle sole verticali della Darsena San Vitale dove il tetto dello strato alluvionale si rinviene a -26m su l.m.m.

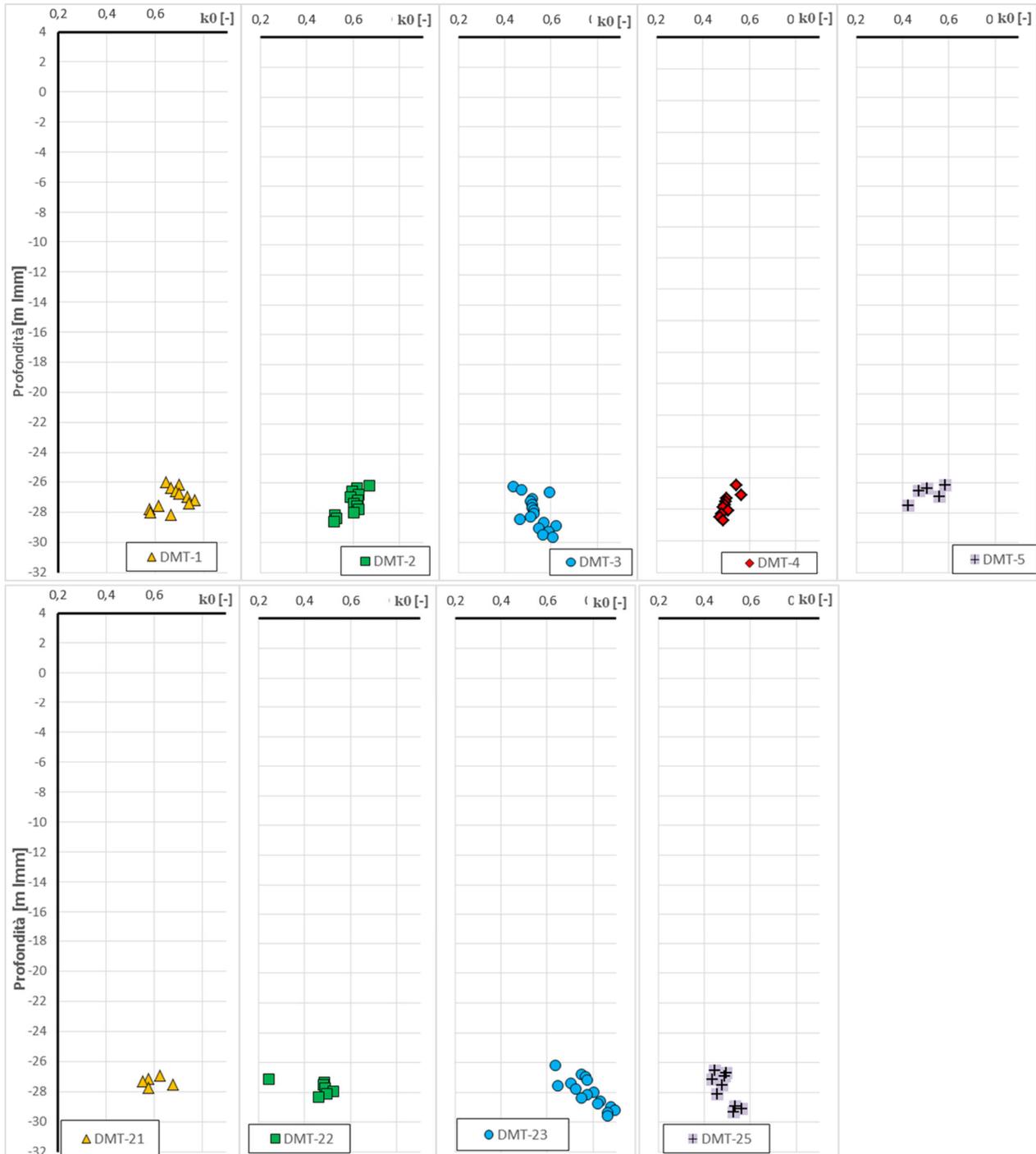


Figura 123 – Litotipo A. Coefficiente di spinta orizzontale da prove DMT (verticali da 1 a 5 e da 21 a 25)

I valori di coefficiente di spinta a riposo che si ottengono dai diversi profili di prova (Figura 123) variano prevalentemente tra 0,5 e 0,6 coerente con un deposito normal consolidato o leggermente sovraconsolidato.

### 10.3 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

Il numero di campioni indisturbati appartenenti al litotipo A sui quali sono state eseguite prove di compressione triassiale non consolidate non drenate (TRX-UU) è limitato a due, per un totale di 6 tests. I valori di resistenza non drenata  $c_u$  ottenuti dalla prova risultano compresi fra 55 e 108 kPa con media di **85 kPa**.

In Figura 124 i risultati della coesione non drenata ( $c_u$ ) determinata con i valori di ricavati da prove di laboratorio sono confrontate rispettivamente con le prove dilatometriche del 2014, le prove speditive 2014 e con le tre verticali CPT profonde esistenti.

Anche se si osserva una certa dispersione dei dati appare possibile individuare un dominio per il rapporto  $c_u/\sigma'_v$ :

- limite inferiore  $c_u = 0,15 \cdot \sigma'_v$
- limite superiore  $c_u = 0,30 \cdot \sigma'_v$

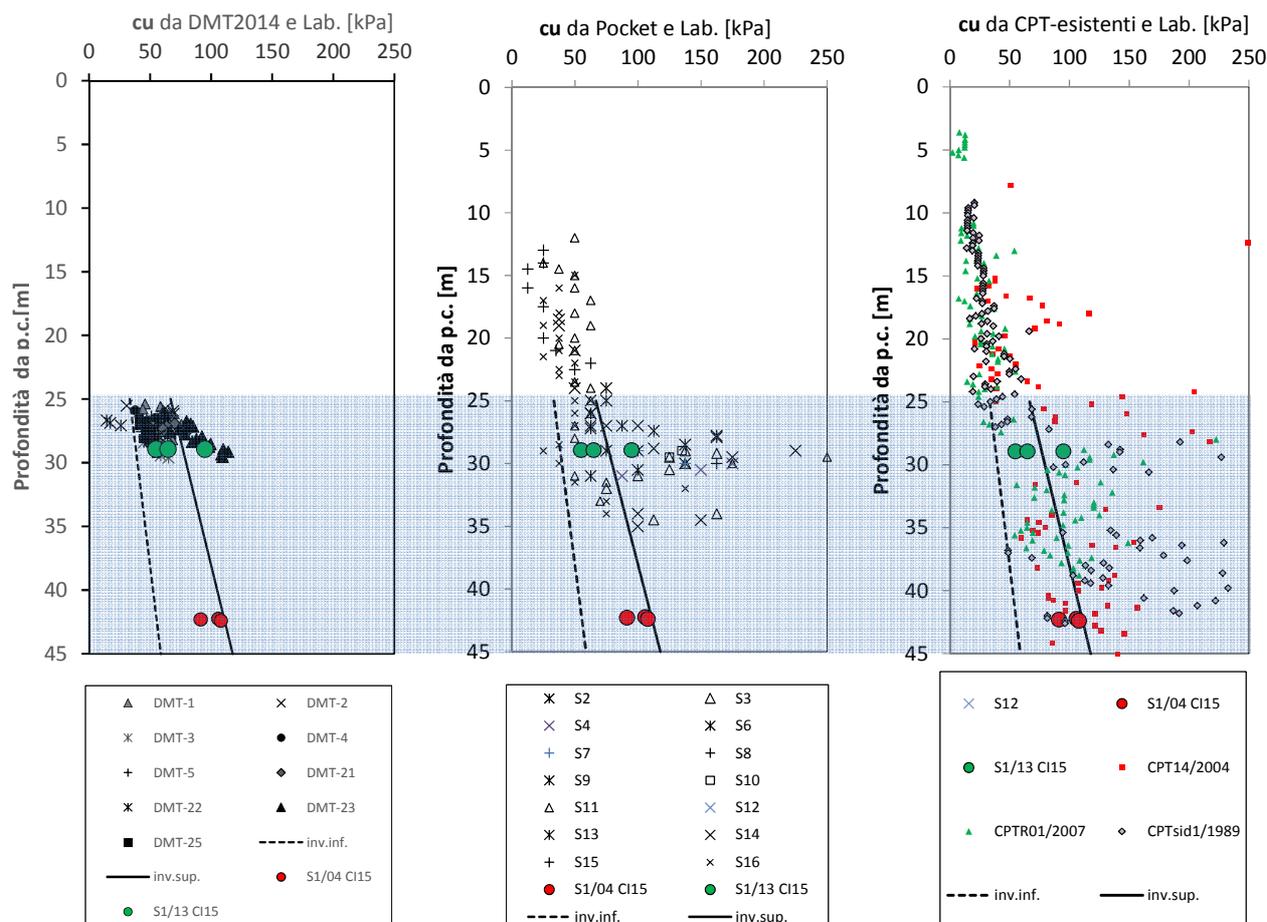


Figura 124 – Coesione non drenata. In campitura grigia il litotipo A.



Nelle figure seguenti sono riportati i risultati dell'interpretazione delle prove DMT e CPTu del 2014 distinte per verticale.

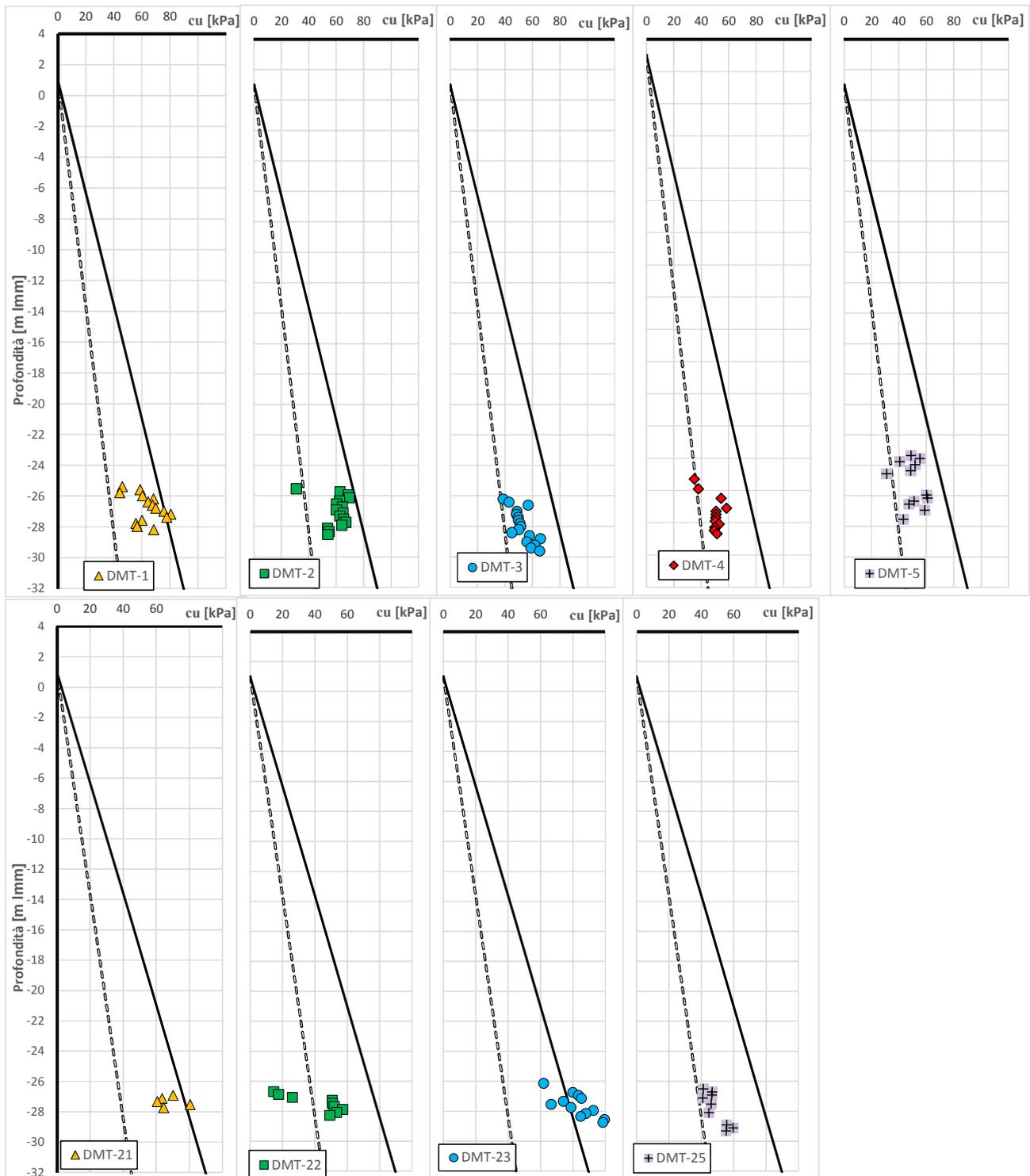


Figura 125 – Litotipo A. Coesione non drenata da prove DMT (verticali da 1 a 8 e da 21 a 25)



Il fattore di capacità portante adottato per l'interpretazione delle prove CPTu è pari a 20.

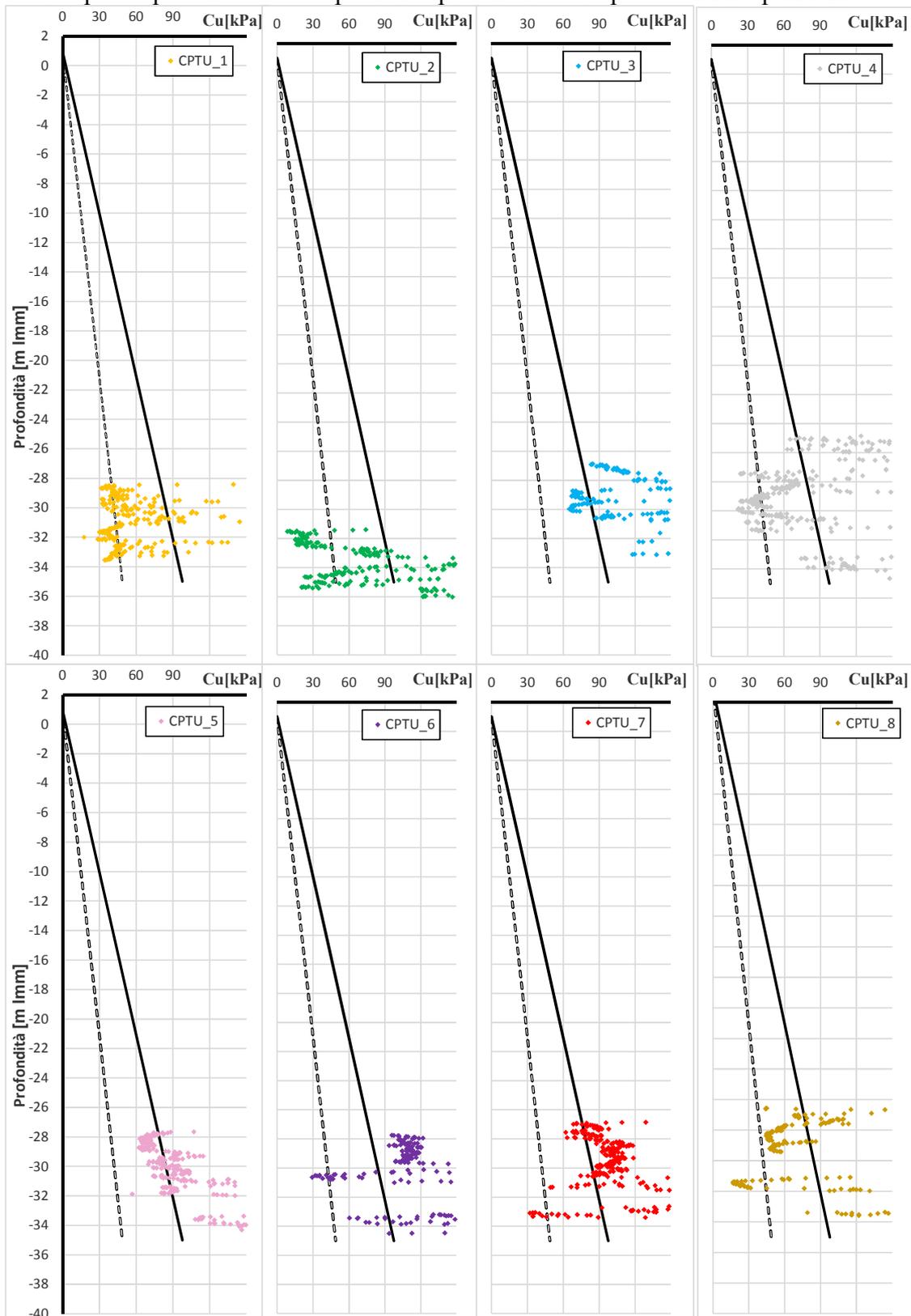


Figura 126 – Litotipo A. Coesione non drenata da prove CPTu (verticali da 1 a 8)

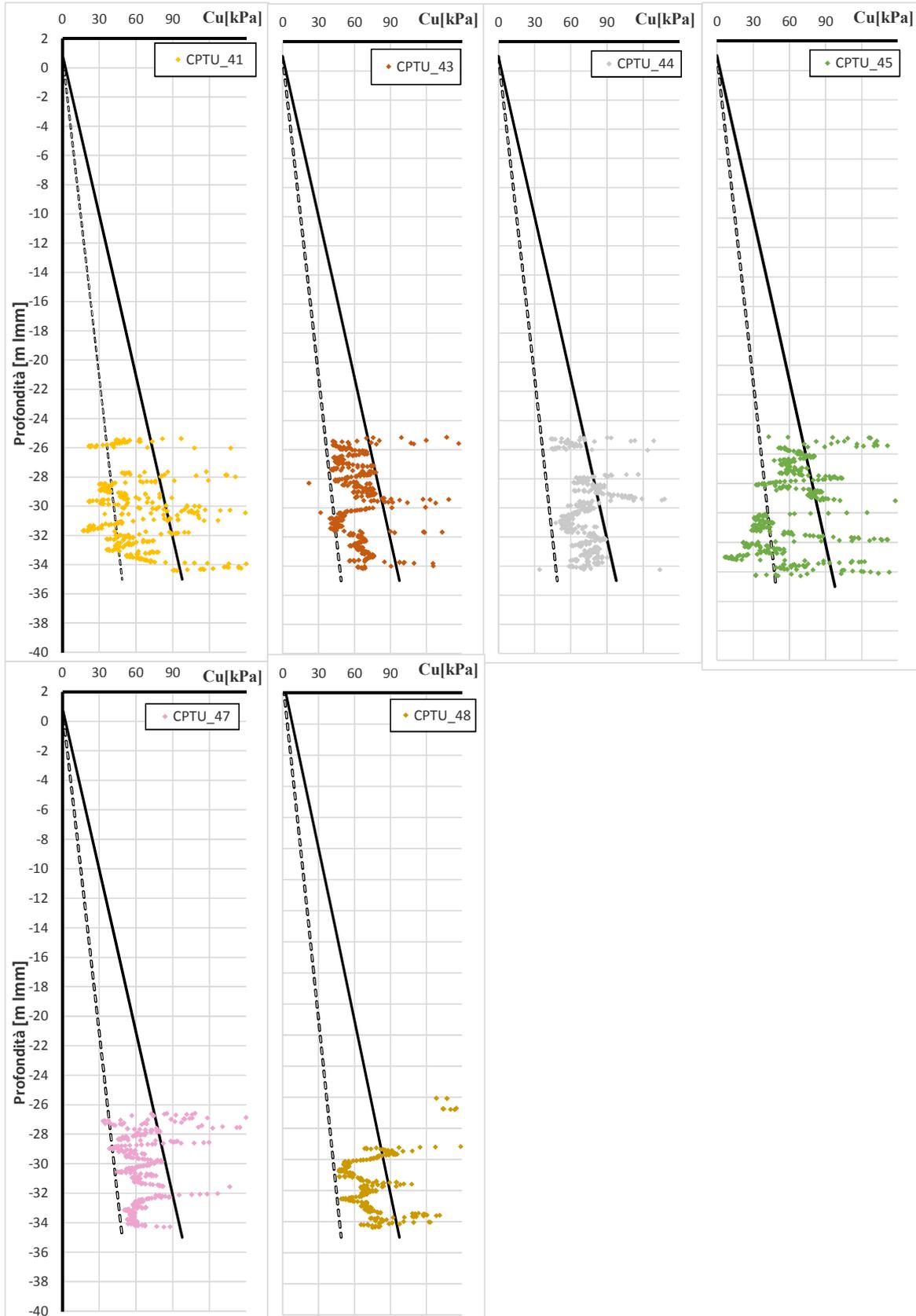


Figura 127 – Litotipo A. Coesione non drenata da prove CPTu (verticali da 41 a 48)

## 10.4 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci

Le caratteristiche di resistenza in condizioni drenate sono definite dall'angolo di attrito  $\varphi'$  e dall'intercetta all'origine (coesione  $c'$ ).

### 10.4.1 Resistenza in T.E. della porzione fine del deposito A

La Figura 128 riporta nel piano di Mohr i risultati delle prove di taglio diretto e triassiali disponibili. Da tale grafico si possono dedurre i seguenti parametri di resistenza al taglio in termini di sforzi efficaci:

$$c' = 0 \text{ kPa} \quad \varphi' = 28^\circ.$$

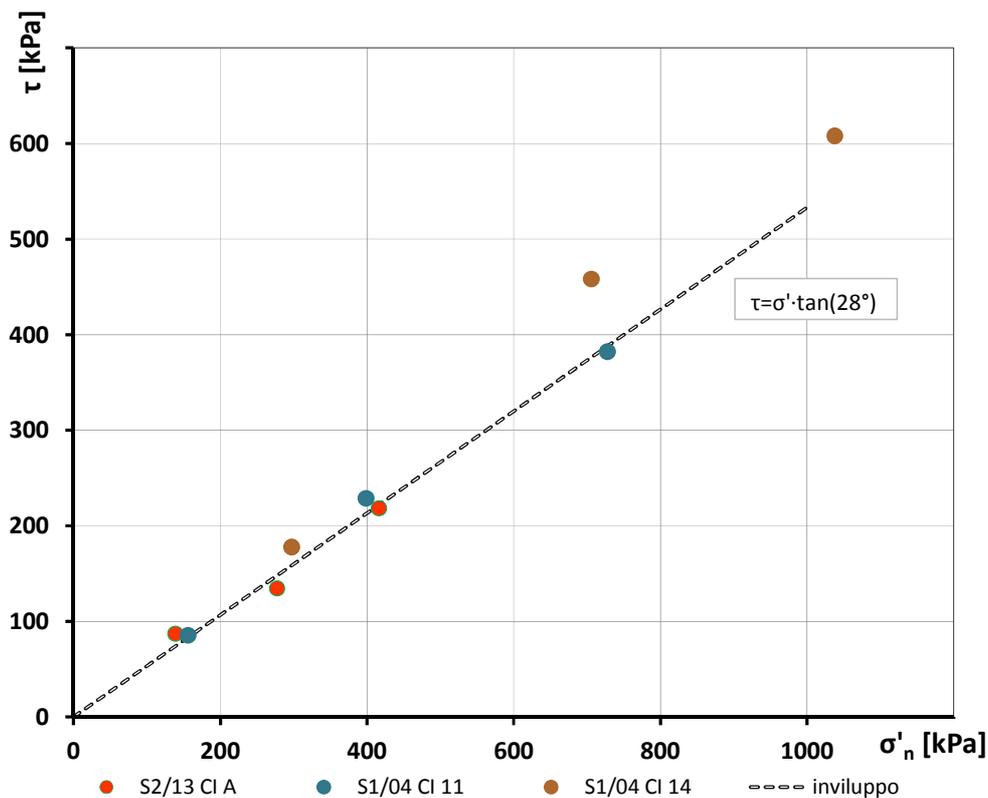


Figura 128 – Litotipo A. Porzione fine. Inviluppo di rottura da prove di taglio diretto e triassiali

La stima dell'angolo d'attrito proposta in allegato B per la porzione fine del deposito alluvionale indicherebbe valori di attrito intorno a  $25^\circ$ , ma con un'elevata dispersione nell'intervallo  $20-30^\circ$ . I valori più bassi appaiono poco rappresentativi delle caratteristiche meccaniche dei materiali indagati, probabilmente anche a causa dello sviluppo di sovrappressioni relative negative che rendono non affidabile la valutazione dei parametri di attrito con la relazione di Mayne (2006).

D'altra parte la correlazione di Kenney (1959) dell'angolo d'attrito in funzione dell'indice di plasticità indicherebbe valori generalmente superiori.

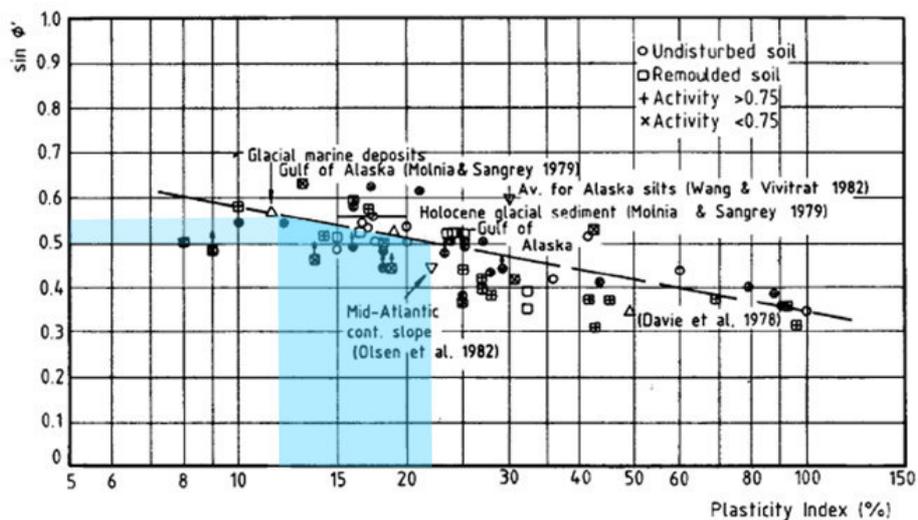


Figura 129 – Litotipo A porzione fine - Angolo d'attrito in funzione dell'indice di plasticità (da Kenney, 1959)

#### 10.4.2 Resistenza in T.E. della porzione granulare del deposito A

Per la porzione granulare del deposito A l'angolo d'attrito in tensioni efficaci è stato determinato dalle prove penetrometriche statiche CPTu, ottenendo valori compresi tra 32 e 35°.

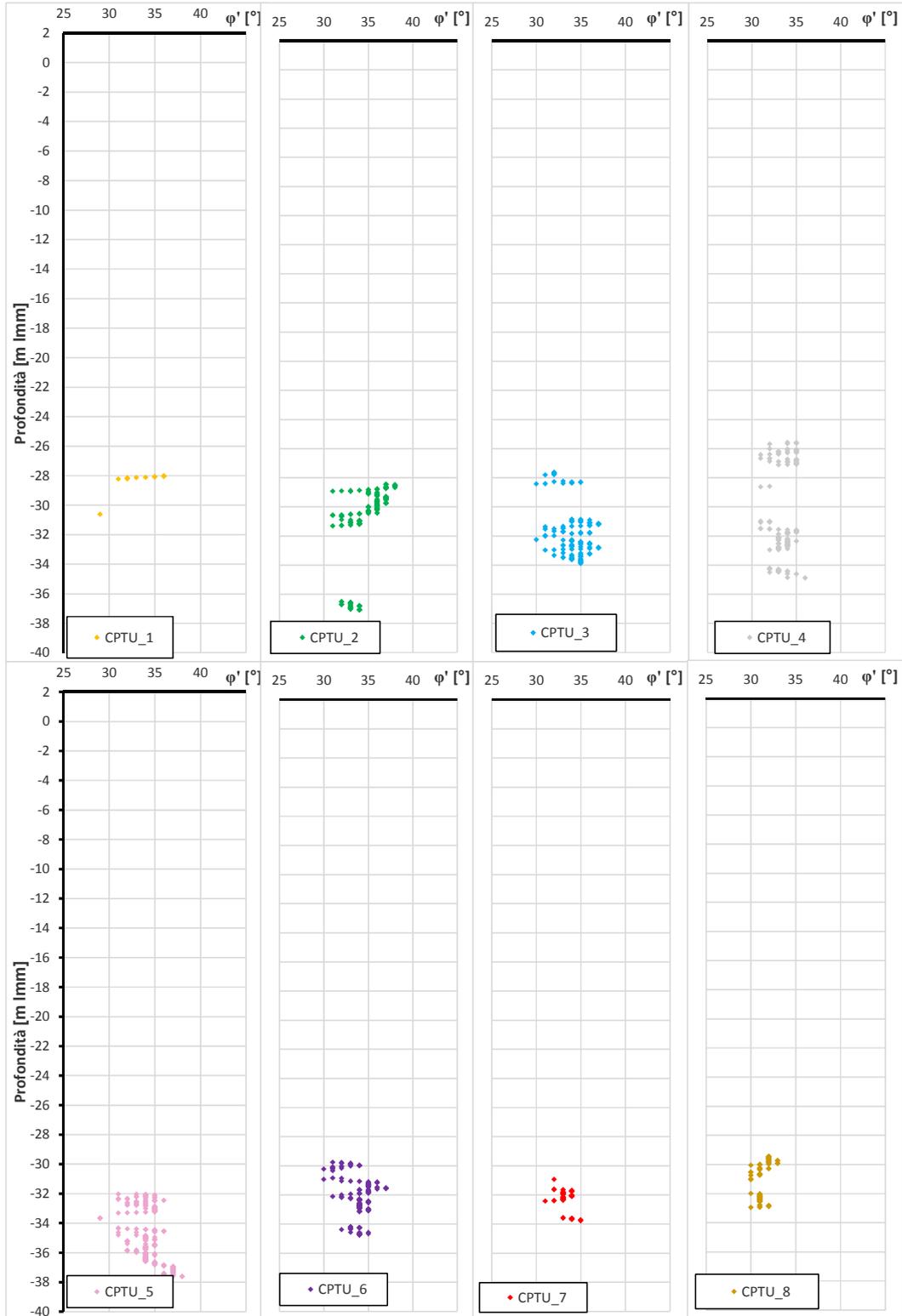


Figura 130 – Litotipo A porzione granulare - Angolo d'attrito da CPTu (verticali da 1 a 8)

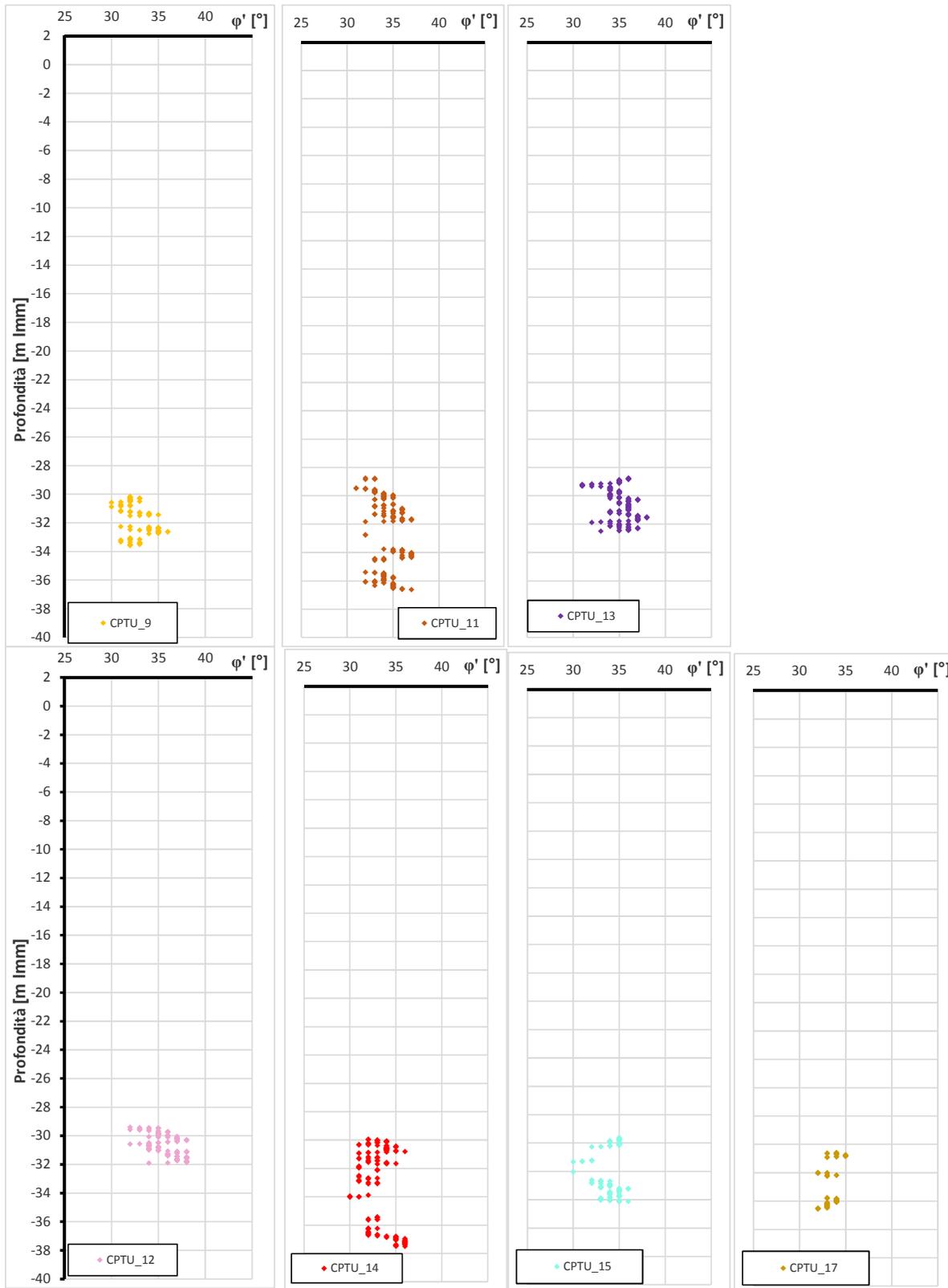


Figura 131 – Litotipo A porzione granulare - Angolo d'attrito da CPTu (verticali da 9 a 17)

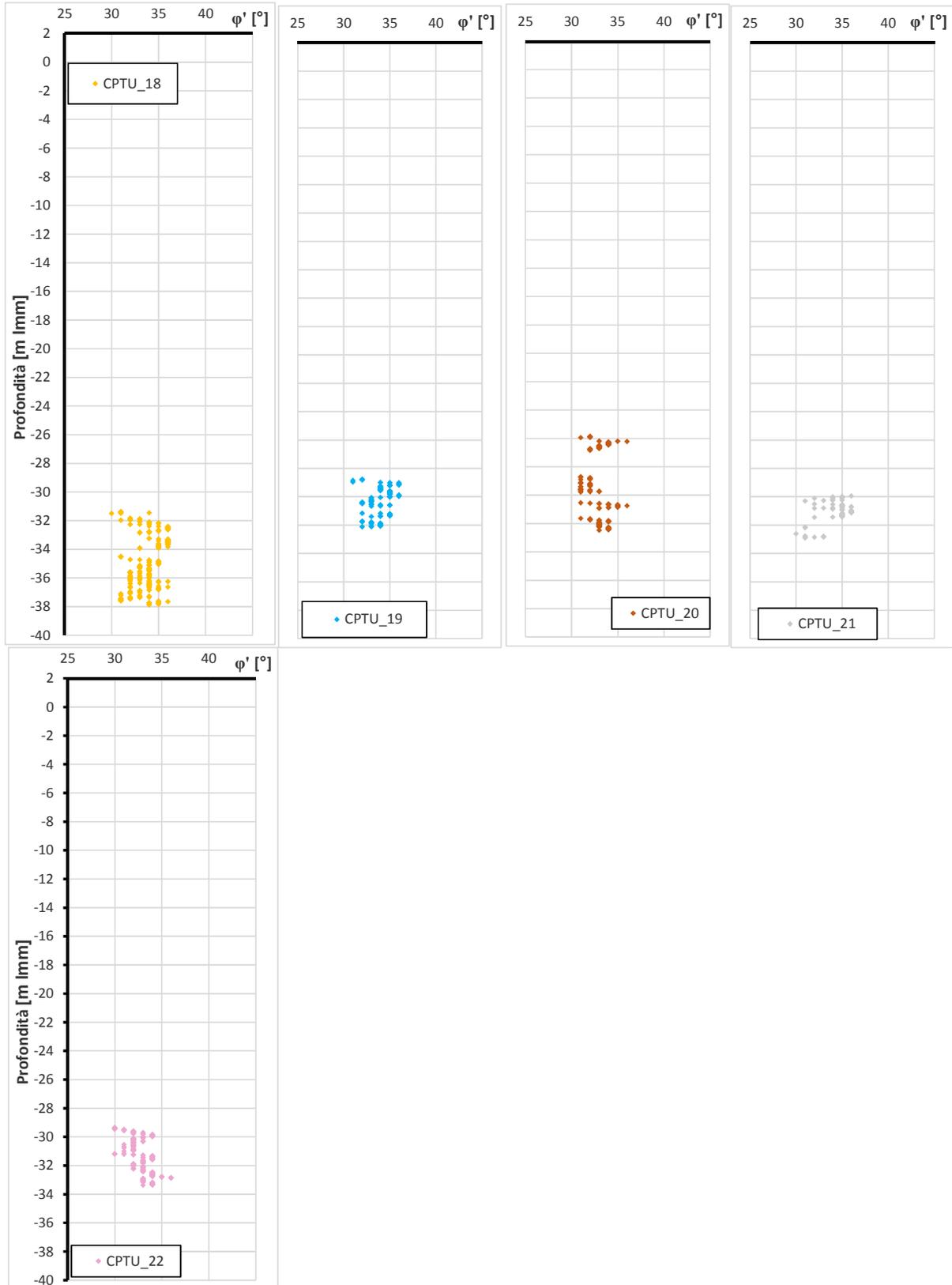


Figura 132 – Litotipo A porzione granulare - Angolo d'attrito da CPTu (verticali da 18 a 22)



### 10.5 Densità Relativa della porzione granulare del deposito A da CPTu

Nelle seguenti figure sono riportate le elaborazioni delle prove CPTu utili alla determinazione della densità relativa, assumendo un valore di  $k_{RD}$  pari 300. I risultati indicano un valore di densità relativa compreso tra 20% e 40%.

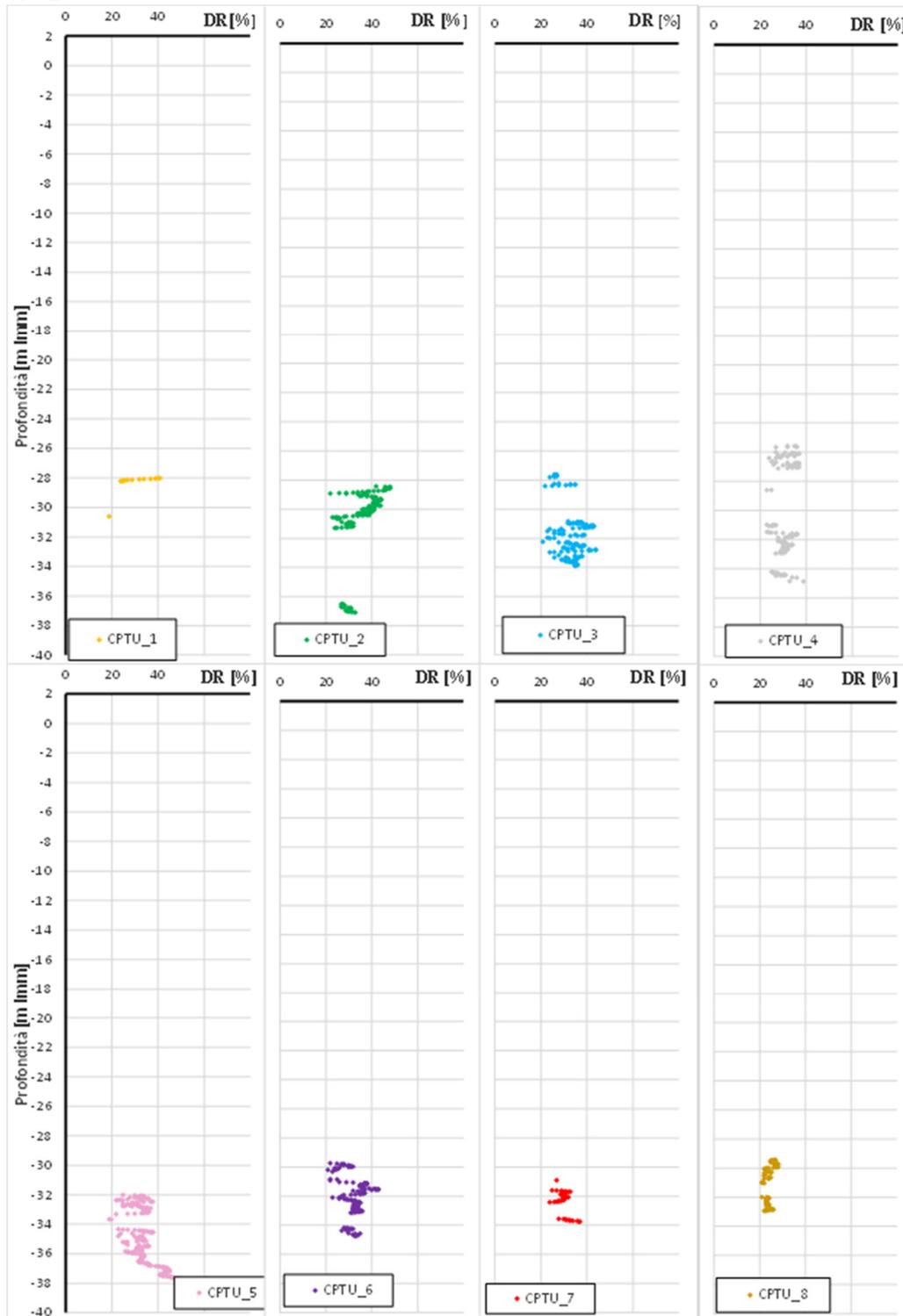


Figura 133 – Litotipo A porzione granulare – Densità relativa da CPTu (verticali da 1 a 8)

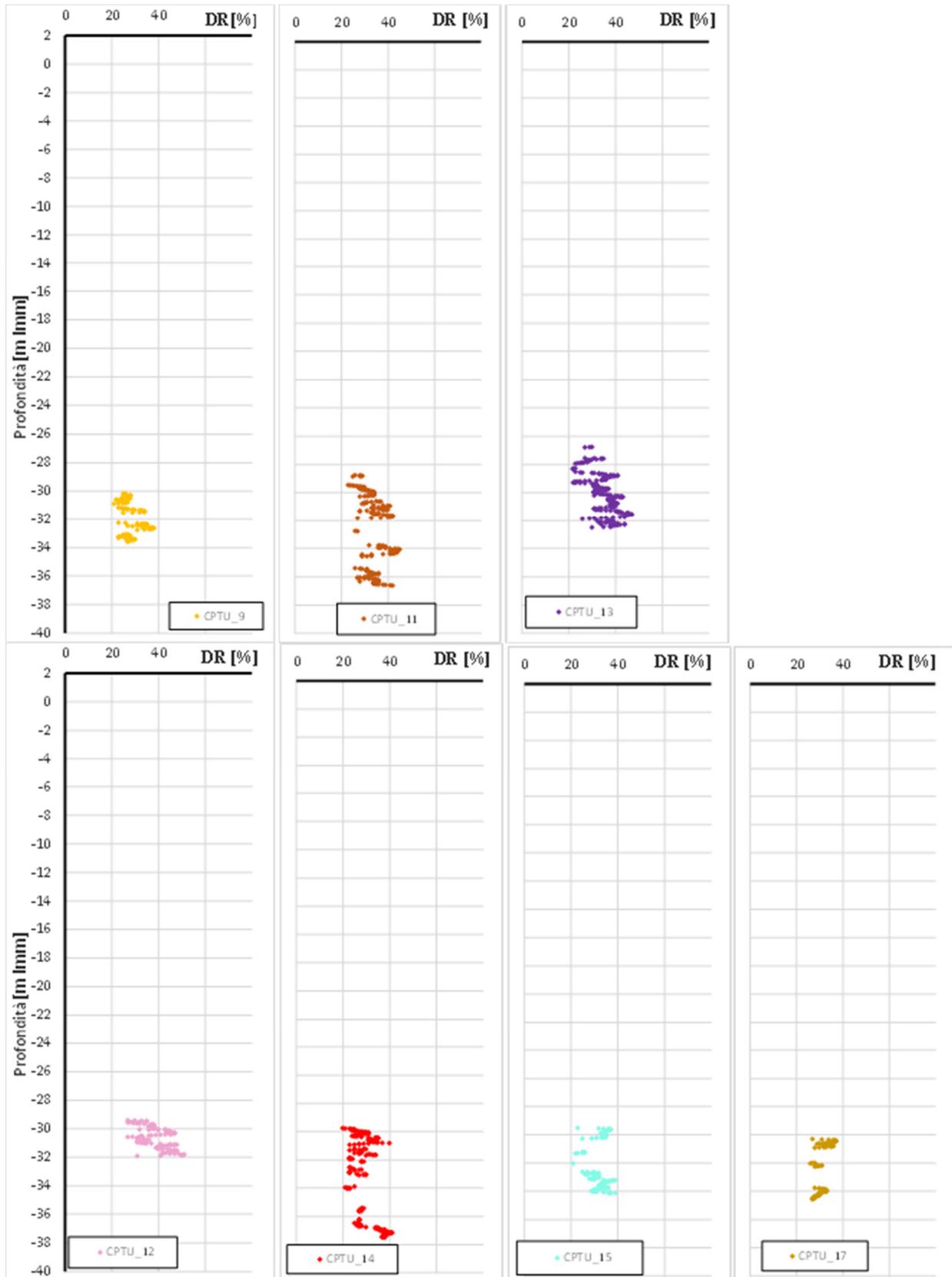


Figura 134 – Litotipo A porzione granulare – Densità relativa da CPTu (verticali da 9 a 17)

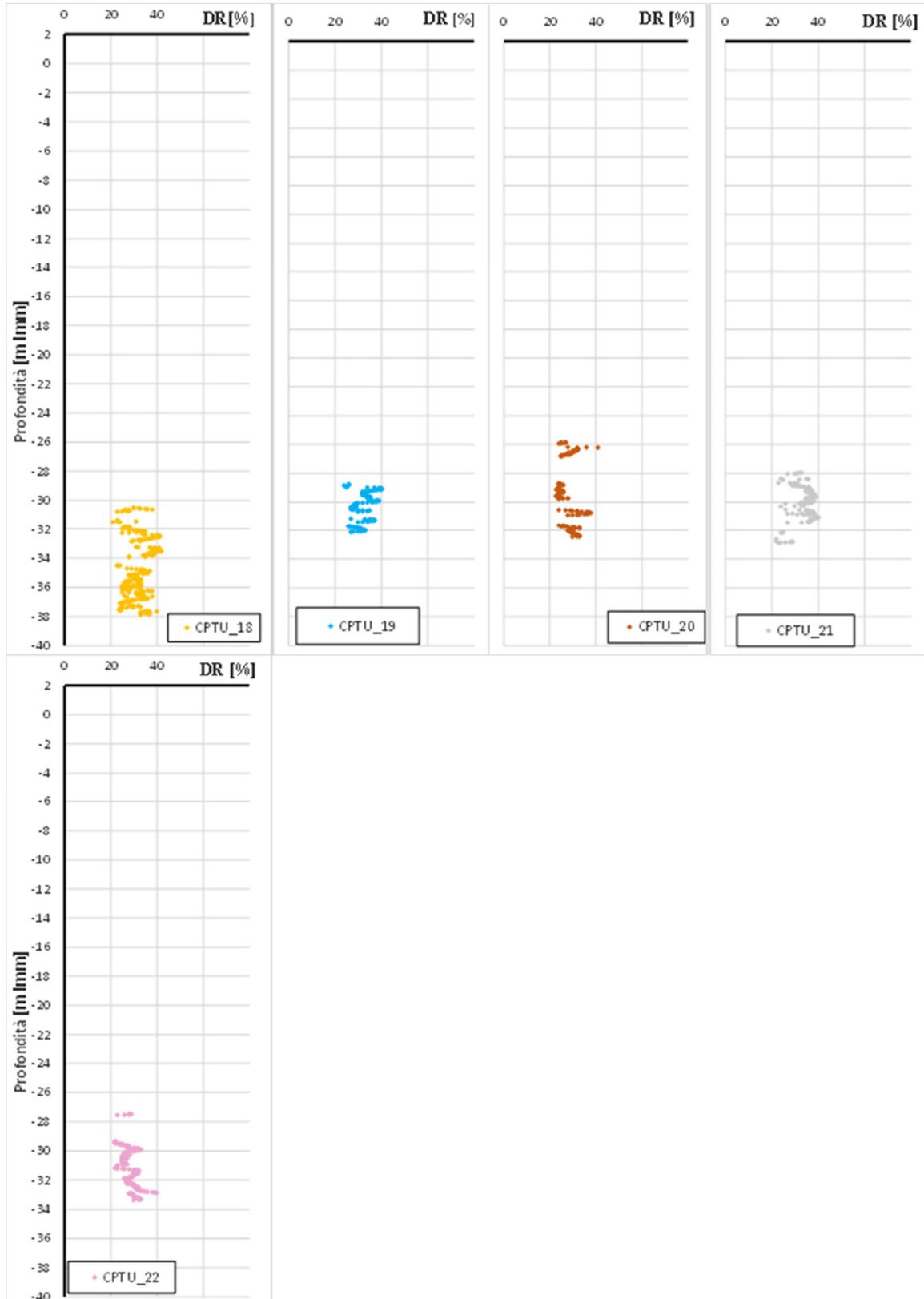


Figura 135 – Litotipo A porzione granulare – Densità relativa da CPTu (verticali da 18 a 22)

## 10.6 Caratteristiche di deformabilità

### 10.6.1 Valutazione della curva di decadimento della rigidità da prove di laboratorio

Per il litotipo A si ha a disposizione una prova in colonna risonante eseguita sul campione CI15 del sondaggio S1 della campagna 2013 eseguita alla pressione efficace di confinamento di 260 kPa. La curva di decadimento è riportata in Figura 136. Per il Litotipo A il modulo di taglio iniziale  $G_0$  è circa 120 MPa.

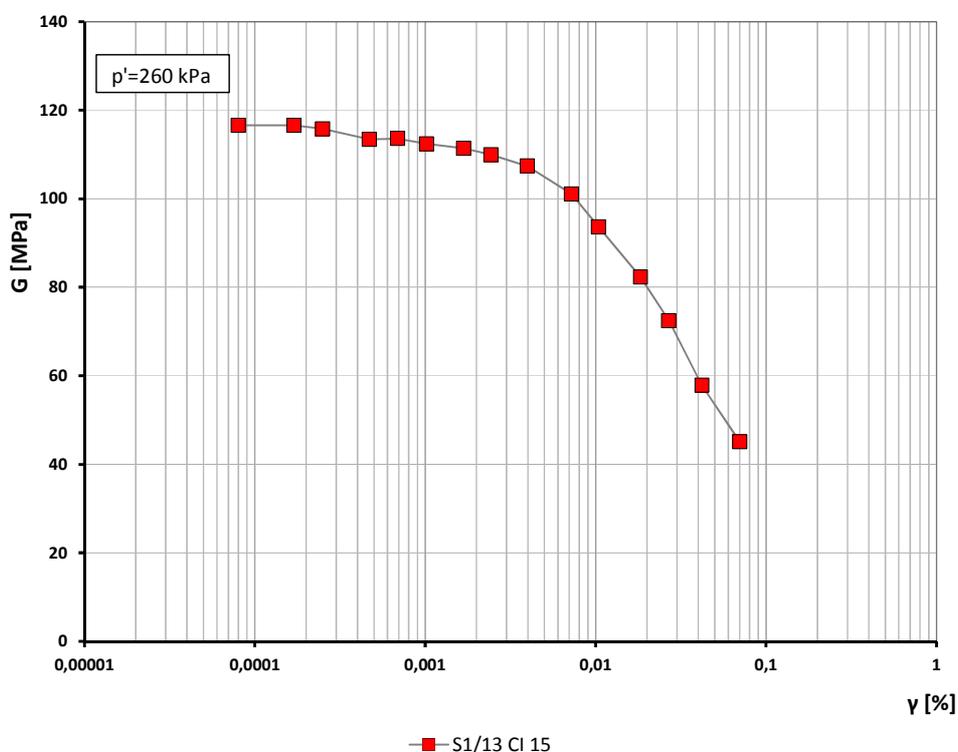


Figura 136 – Litotipo A – porzione fine. Curva di decadimento per il campione S1/13 CI15

### 10.6.2 Moduli a piccole deformazioni da prove geofisiche (CH e DH)

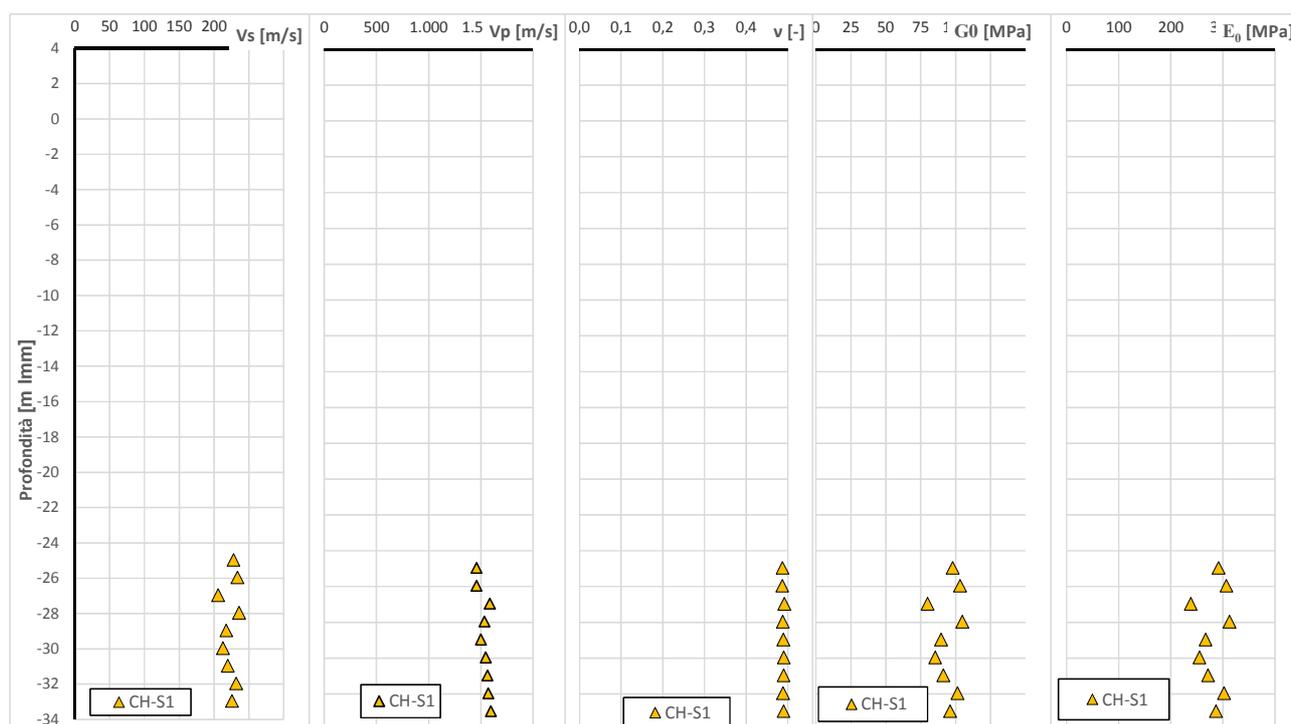
In Tabella 15 si riporta una sintesi dei risultati delle prove sismiche tipo Re.Mi., in Tabella 16 i risultati delle prove Down-Hole e in Figura 137 vengono riportati i risultati della prova Cross-Hole. Per il litotipo A le velocità delle onde di taglio  $V_s$  registrate nelle prove Re.Mi. e DH variano tra 230 a 300 m/s; i valori ricavati dalle prove CH risultano compresi fra 200 e 250 m/s.

Tabella 15 – Litotipo A. Sintesi prove sismiche tipo Re.Mi.

Prova	spessore [m]	$V_s$ [m/s]	$G_0$ [MPa]
RE1 10	27 – 40	280-300	159
RE2 4	27 - 45	240-300	138
RE3 10	30 - 40	200-280	109
RE4 4	28 - 40	180-260	91
RE5 7	-	-	-

**Tabella 16 – Litotipo A. Sintesi prove sismiche tipo Down-Hole**

Prova	Da m lmm	a m lmm	Vs [m/s]	Vp [m/s]	v [-]	Go [MPa]	Eo [MPa]
DH-S01	-31,09	-35,09	298	2054	0,489	167,5	498,8
DH-S02	-26,58	-31,58	250	1710	0,489	117,9	351,0
DH-S02	-31,58	-34,58	273	1867	0,489	140,5	418,6
DH-S07	-27,45	-34,45	322	1853	0,484	195,5	580,5
DH-S09	-28,13	-35,13	284	1832	0,488	152,1	452,6
DH-S12	-27,83	-32,83	240	1833	0,491	108,6	324,0
DH-S14	-27,88	-33,88	280	1940	0,489	147,8	440,4
DH-S17	-29,38	-33,38	260	2172	0,493	127,5	380,6
DH-S18	-27,87	-29,87	304	2079	0,489	174,3	519,0
DH-S18	-29,87	-32,87	284	1860	0,488	152,1	452,7
DH-S21	-28,51	-34,51	306	2169	0,490	176,6	526,2
DH-S23	-29,24	-34,24	270	1765	0,488	137,5	409,1



**Figura 137 – Litotipo A. Risultati della prova Cross-Hole S1**

Il modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  varia tra 90 e 160 MPa in base alle prove Re.Mi. tra 110 a 195 MPa in base alla prove DH e tra 75- 90 MPa per la prova CH.

### 10.6.3 Moduli edometrici da prove edometriche (porzione fine)

In Figura 138 si riportano le curve di compressibilità di alcuni campioni indisturbati riferibili al Litotipo A e sottoposti a prova edometrica durante le campagne di indagini precedenti (2004 e 2013).

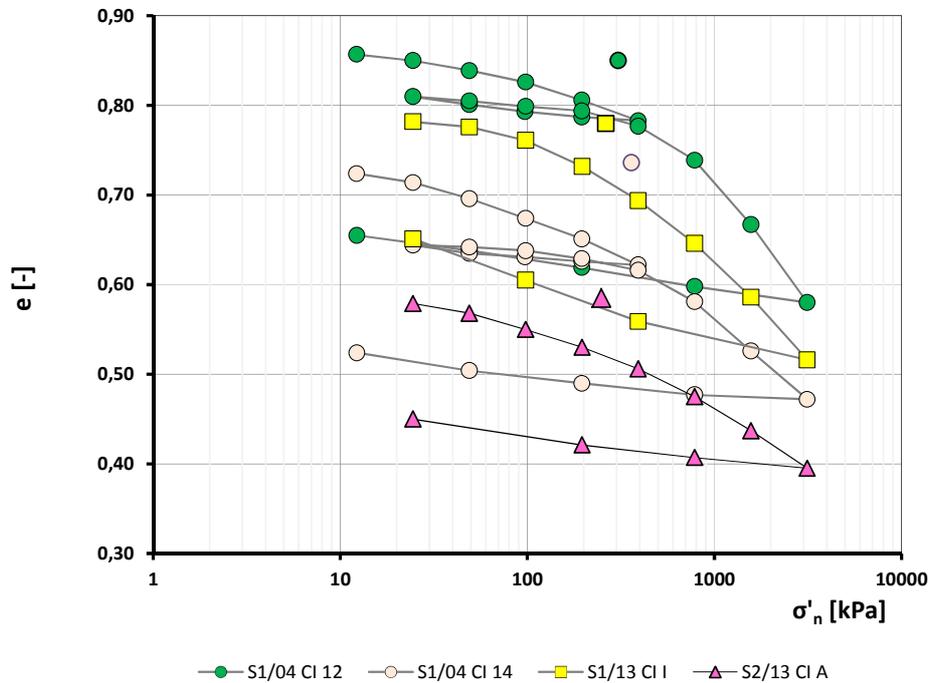


Figura 138 - Litotipo A – porzione fine. Prove edometriche (nel piano di compressibilità)

In Figura 139 e Figura 140 sono riportati i risultati delle prove in termini di coefficienti di compressibilità  $C_c$  e di rigonfiamento  $C_s$ . Il coefficiente di compressibilità varia da 0,20 a 0,30 e il coefficiente di rigonfiamento varia da 0,02 a 0,06.

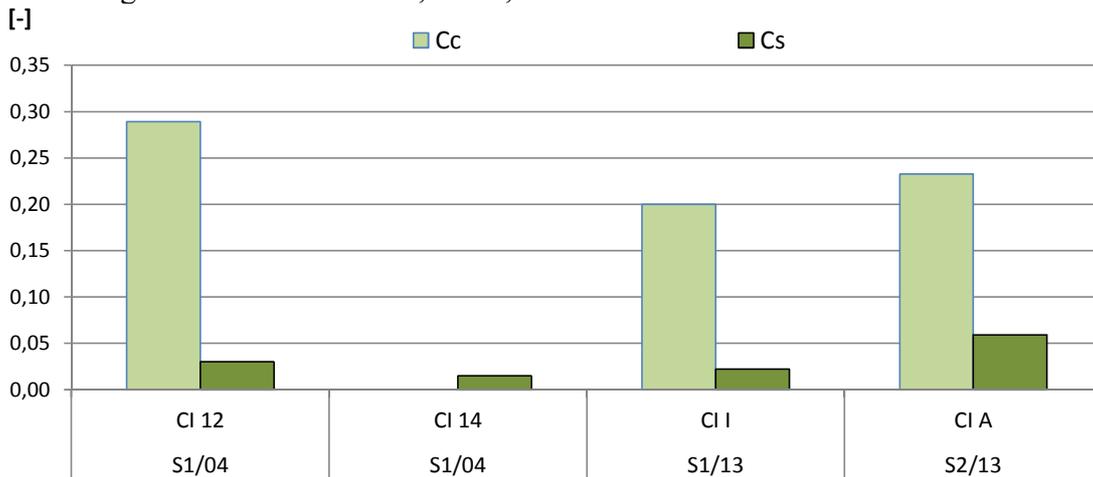


Figura 139- Litotipo A – porzione fine. Indice di compressione  $C_c$  e indice di rigonfiamento  $C_s$  da prove edometriche

Per stati tensionali significativi per la progettazione, il modulo edometrico, risulta:

$E_{ed}$  (100-200 kPa): 6 – 9 MPa  
 $E_{ed}$  (200-400 kPa): 9– 15 MPa

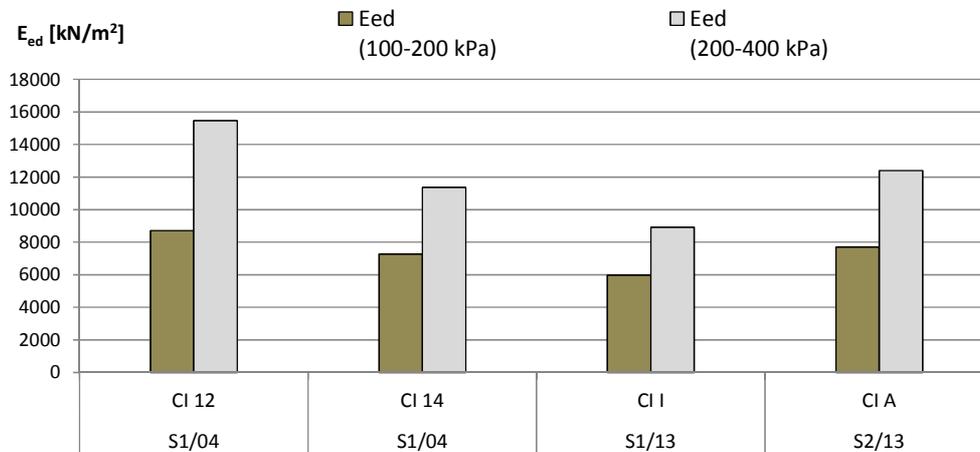


Figura 140 Litotipo A – porzione fine. Modulo edometrico  $E_{ed}$  a diversi stati tensionali da prove edometriche

#### 10.6.4 Moduli edometrici da prove CPTu (porzione fine)

Nelle figure seguenti sono presentati gli andamenti del modulo edometrico ottenuti sulla base dell'interpretazione delle prove CPTu con le correlazioni empiriche riportate al § 5.1.7. A fronte dell'elevata dispersione del dato, il modulo edometrico per la porzione fine del litotipo A risulta compreso tra 5 e 10 MPa.

I valori del modulo edometrico desumibili dalle prove CPTu risultano pertanto inferiori a quelli determinati a parità di tensione efficace tramite le prove di laboratorio.

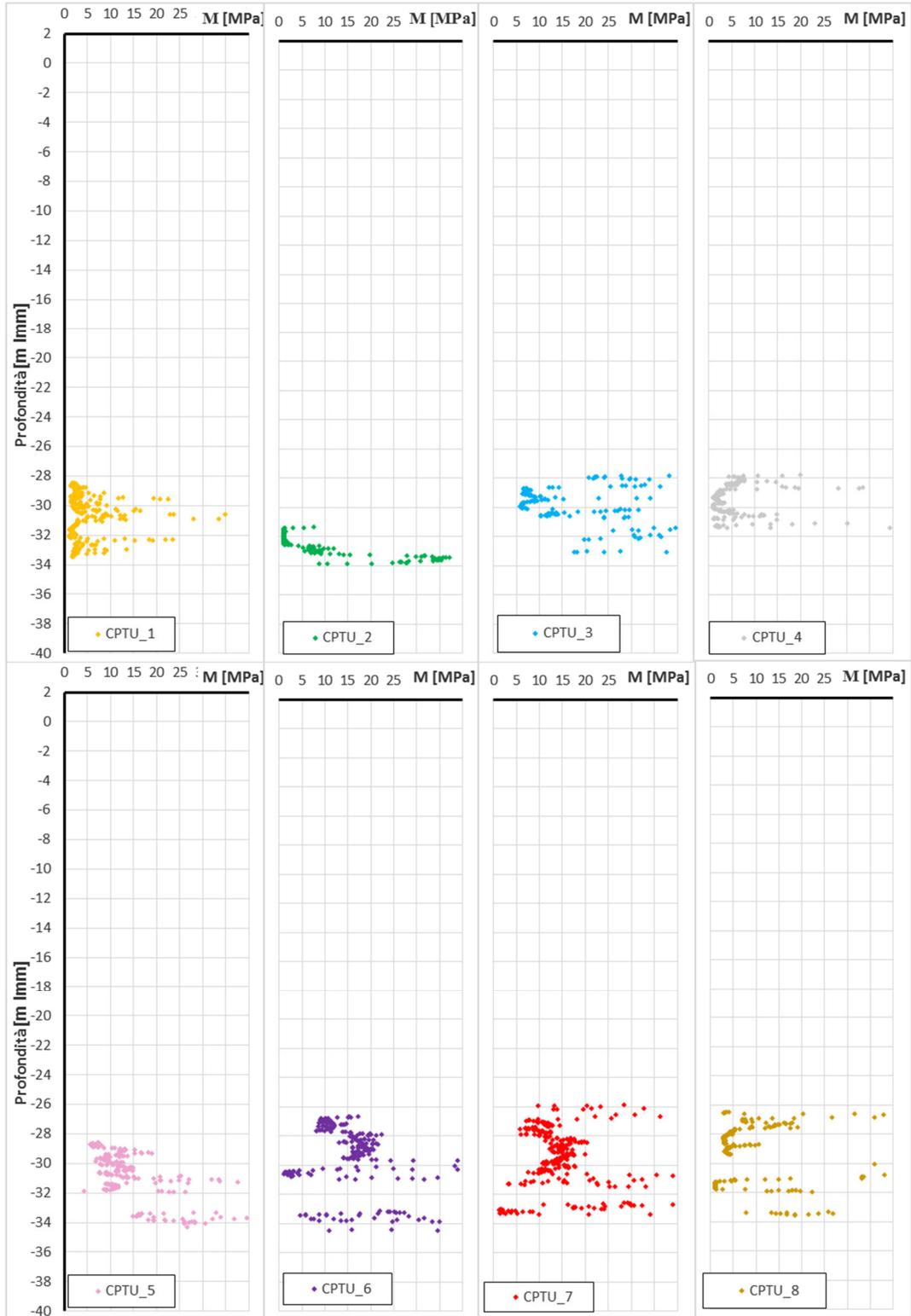


Figura 141 – Litotipo A. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 1 a 8)



Figura 142 – Litotipo A. Modulo edometrico da prove CPTu (verticali da 41 a 48)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 146 di 160</p>
--	---	---

### 10.6.5 Moduli elastici operativi da prove CPTu (porzione granulare)

Le prove CPT consentono di stimare il modulo elastico operativo del terreno utilizzando le correlazioni di letteratura già indicate al §4.1.5. Tuttavia, le correlazioni tra la resistenza alla punta e il modulo di Young (Es) sono molto sensibili alla storia geologica e allo stato tensionale.

Per la porzione granulare del deposito A si può stimare un modulo elastico, corrispondente ad una deformazione mobilitata pari a circa 0,1%, tra 50 e 70 MPa.

## 11. DEPOSITO ANTROPICO (RIPORTI R)

I depositi antropici che si rinvengono nei primi metri di sondaggio non hanno per loro natura caratteristiche omogenee. Come si evince dalle colonne stratigrafiche questi terreni, con spessore massimo di 2-3m, sono costituiti sia da materiale litoide di natura calcarea sia da terreni a granulometria variabile con presenza di asfalti e laterizi.

Le prove penetrometriche superano questo spessore mediante un pre-foro per cui non si hanno prove meccaniche specifiche per identificare le proprietà geotecniche dei materiali presenti.

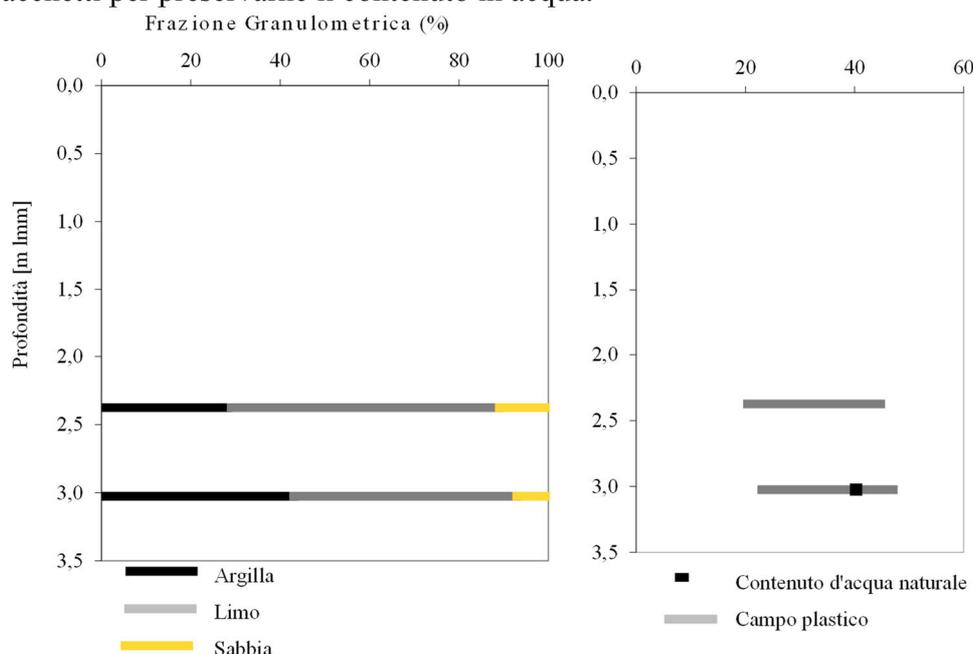
## 12. DEPOSITO DI PALUDE (LITOTIPO P)

I depositi di Palude sono materiali fini, di natura limoso-argillosa e limoso-sabbiosa, con resti vegetali appartenenti agli ambienti palustri della Pialassa. Sono stati attraversati nei primi metri delle verticali di indagine ubicate nella zona centrale del Canale Candiano, per spessori medi da circa 4 m e fino a 6-7 m in corrispondenza della CPTu18 e CPTu36.

La presenza di tali materiali non è sistematica e la loro identificazione e caratterizzazione è possibile attraverso i risultati delle prove penetrometriche che ricadono nel settore Centrale del Canale Candiano; in particolare sono state selezionate quelle verticali di indagine per le quali lo spessore dei depositi Palustri è risultato rilevante.

### 12.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

Gli unici campioni a disposizione per determinare le caratteristiche fisiche dei materiali appartenenti al deposito P sono alcuni campioni rimaneggiati prelevati nel sondaggio S6 e custoditi rapidamente in appositi sacchetti per preservarne il contenuto in acqua.



**Figura 143** – Litotipo P - Caratteristiche fisiche determinate sui campioni rimaneggiati del sondaggio S6 con indicazione del valore del contenuto in acqua naturale

Le composizioni tipiche dei materiali in oggetto sono riportate nella Figura 143 mostrando la seguente composizione granulometrica:

argilla = 28% ÷ 40%

limo = 50% ÷ 60%

sabbia = 10% ÷ 12%

ghiaia = 0%.

In Figura 143 sono anche riportate le caratteristiche di plasticità (limite liquido LL e indice di plasticità IP) determinati solamente su due campioni. Per CR2 e CR3, quasi esclusivamente a composizione fine, il limite liquido si colloca attorno a 45 ed il limite plastico a 24. Facendo

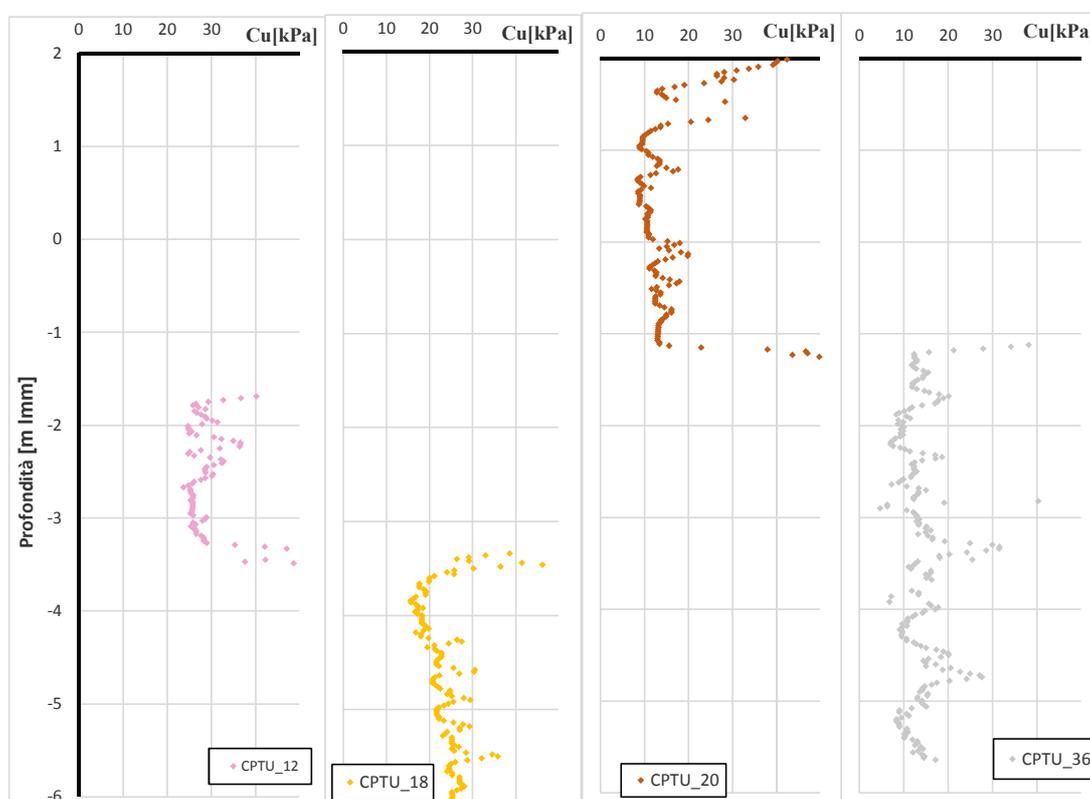
riferimento alla “Carta di plasticità di Casagrande”, tali materiali possono si classificano quindi come “argille di media plasticità”.

Sulla base dell’umidità naturale, assumendo un ragionevole peso specifico dei grani e tenendo conto che il terreno è certamente saturo, si può stimare un peso di volume tra 17,0 – 18,0 kN/m<sup>3</sup>.

## 12.2 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

### 12.2.1 Resistenza non drenata da prove CPT e DMT

Per l’interpretazione della prova CPTu è stato adottato un fattore di capacità portante  $N_{kt} = 20$ , risultato il più adatto a cogliere la resistenza non drenata dei materiali fini appartenenti al litotipo P. Sulla base di tali ipotesi, per le verticali considerate è possibile assumere valori di  $C_u$  tra 10 e 20 kPa.



**Figura 144** – Litotipo P. Coesione non drenata da prove CPTu

La prova dilatometrica consente una buona stima della coesione non drenata dei depositi fini basata su una correlazione empirica con l’indice di spinta orizzontale ( $K_D$ ). In Figura 145 sono riportati i risultati dell’interpretazione da cui si deduce un campo di variabilità della  $c_u$  tra 5 e 30 kPa.

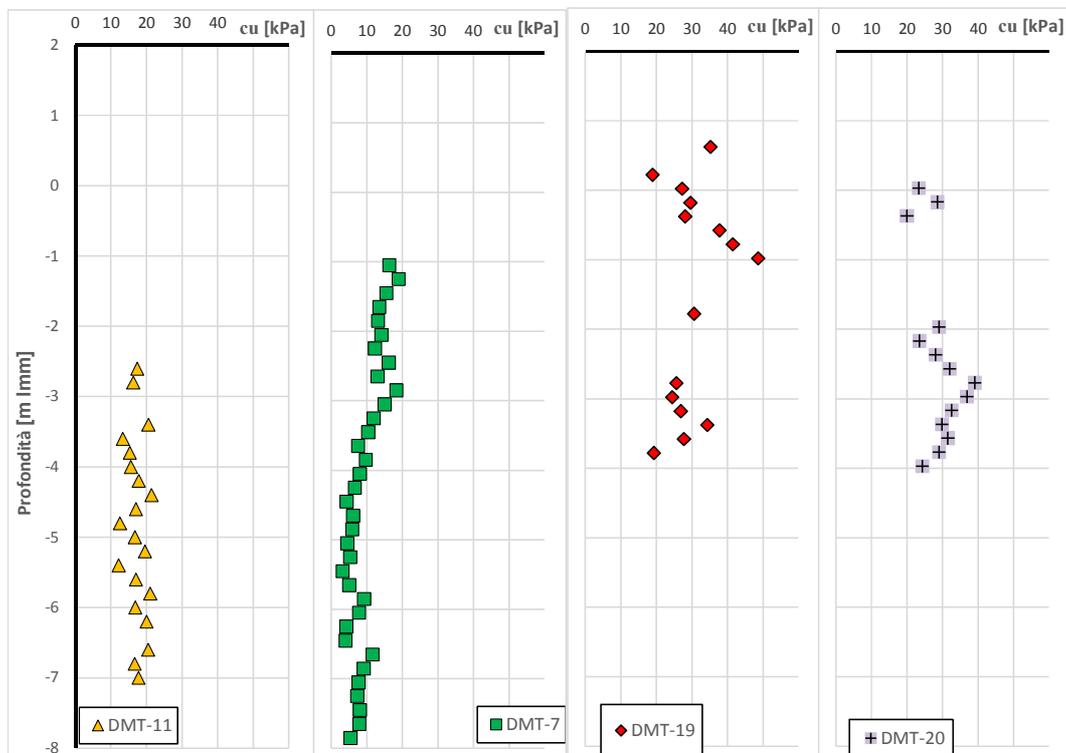


Figura 145 – Litotipo P. Coesione non drenata da prove DMT

### 12.3 Caratteristiche di deformabilità

Il modulo di taglio a piccole deformazioni può essere stimato dalla prova cross-hole realizzata sul sondaggio S6. Per il litotipo P si può stimare una velocità delle onde di taglio tra 100 e 120 m/s ed un conseguente modulo di taglio a piccole deformazioni  $G_0$  pari a circa 25 MPa.

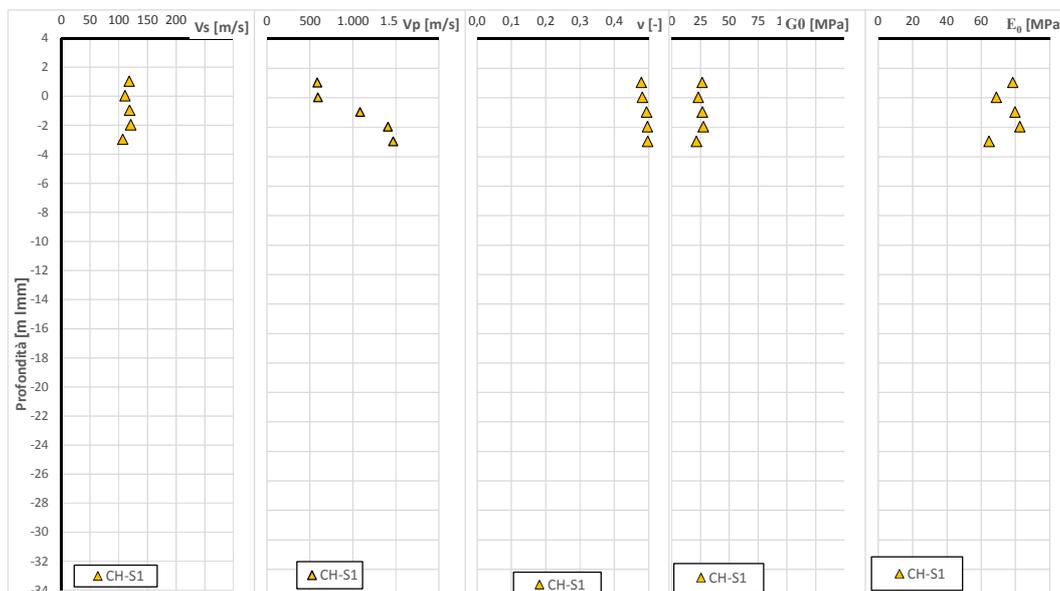


Figura 146 – Litotipo P. Risultati della prova Cross-Hole S1

Nella Figura 147 sono rappresentati i profili penetrometrici da prove CPTu elaborati in termini di modulo edometrico M, adottando le correlazioni empiriche del §5. Il modulo edometrico M per il Litotipo P risulta compreso tra 1 e 3 MPa.

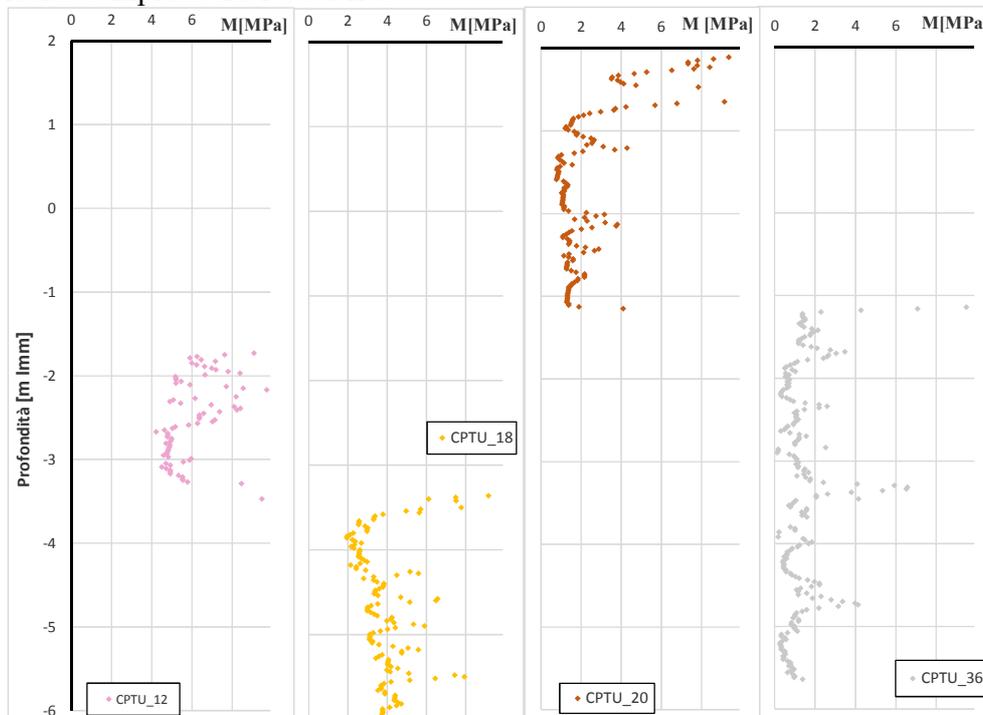


Figura 147 – Litotipo P. Modulo edometrico da prove CPTu

In Figura 148 sono rappresentate le prove dilatometriche elaborate in termini di modulo confinato. Il modulo edometrico M per il Litotipo P risulta compreso tra 1 e 4 MPa.

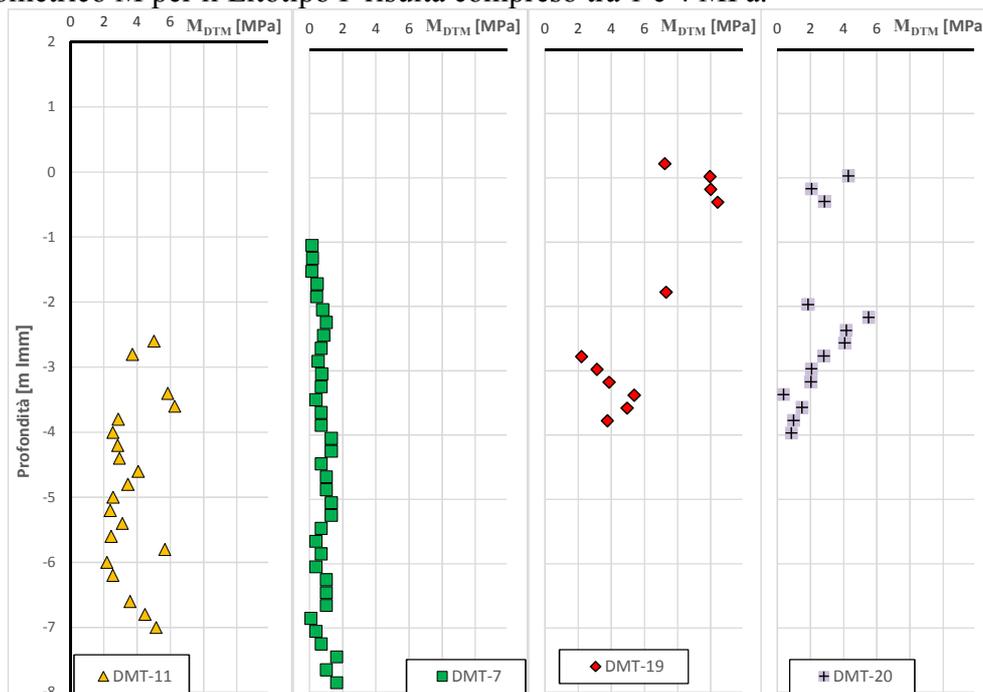


Figura 148 – Litotipo P. Modulo edometrico da prove DMT

### 13. ELABORAZIONE DELLA STAZIONE A

Per confrontare i risultati derivanti dalle diverse prove e ricavare un quadro complessivo utile alla caratterizzazione dei diversi depositi si fa riferimento alle prove eseguite in corrispondenza della stazione A, che viene individuata come stazione campione (Figura 149).

In corrispondenza della stazione A sono state eseguite numerose indagini, e precisamente:

- un sondaggio a carotaggio continuo (S6/14)
- un sondaggio a distruzione (S6 a/14)
- una verticale down hole S6DH/14 (utilizzando i fori di sondaggio S6 e S6a)
- una verticale penetrometrica statica a terra CPTU11/14
- una verticale penetrometrica a mare CPTU1m/14
- una verticale dilatometrica DMT7/14
- il prelievo di 25 campioni rimaneggiati durante l’esecuzione del sondaggio S6 che sono stati sottoposti a prove di classificazione (analisi granulometrica, limiti di Atterberg) e sui quali si è determinato il contenuto d’acqua W(%)
- il prelievo durante l’esecuzione del sondaggio S6 di 3 campioni indisturbati (S6- CI A, S6-CI B, S6- CI C) che sono stati sottoposti a prove di laboratorio (peso specifico dei grani, peso dell’unità di volume, contenuto d’acqua, analisi granulometrica, limiti di Atterberg ed alcune prove meccaniche: 2 prove edometriche, 1 prova di taglio diretto e 2 prove triassiali consolidate drenate)

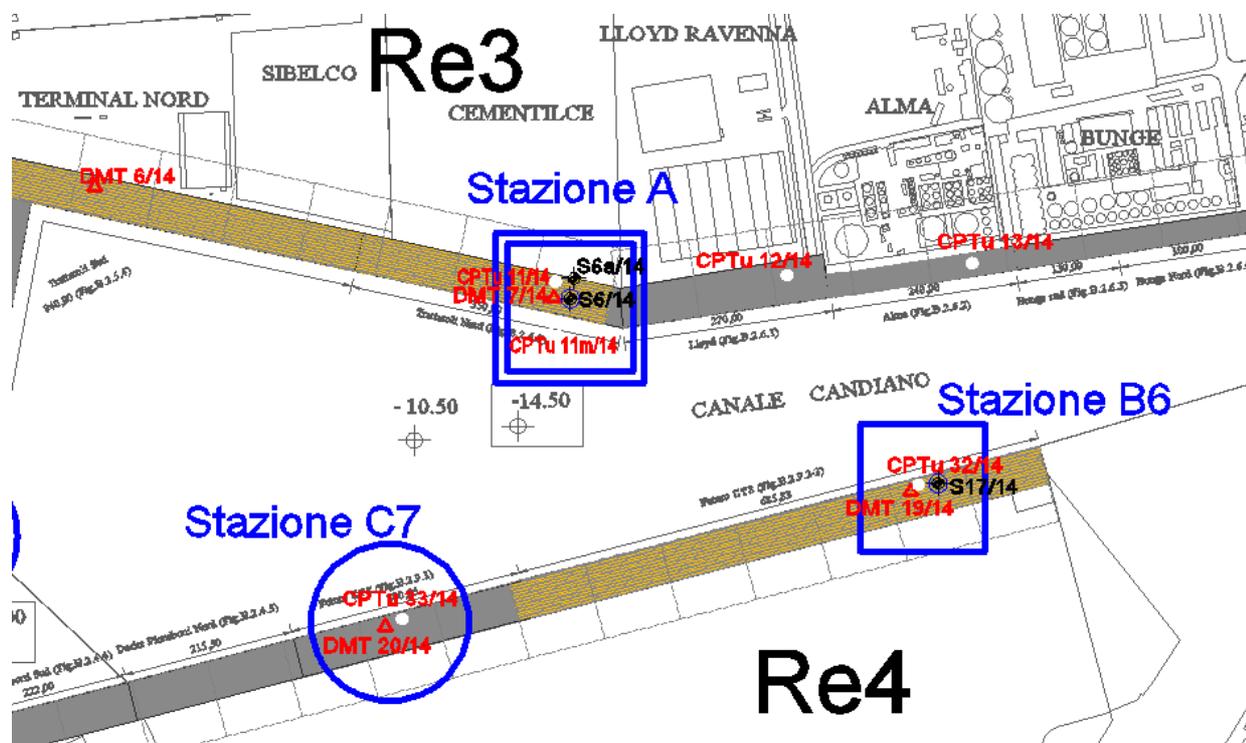


Figura 149 – Stralcio planimetrico con ubicazione delle indagini della Stazione A

In primo luogo si illustra (Figura 150) l’assortimento granulometrico di campioni rimaneggiati lungo S6, con le relative quote di prelievo.

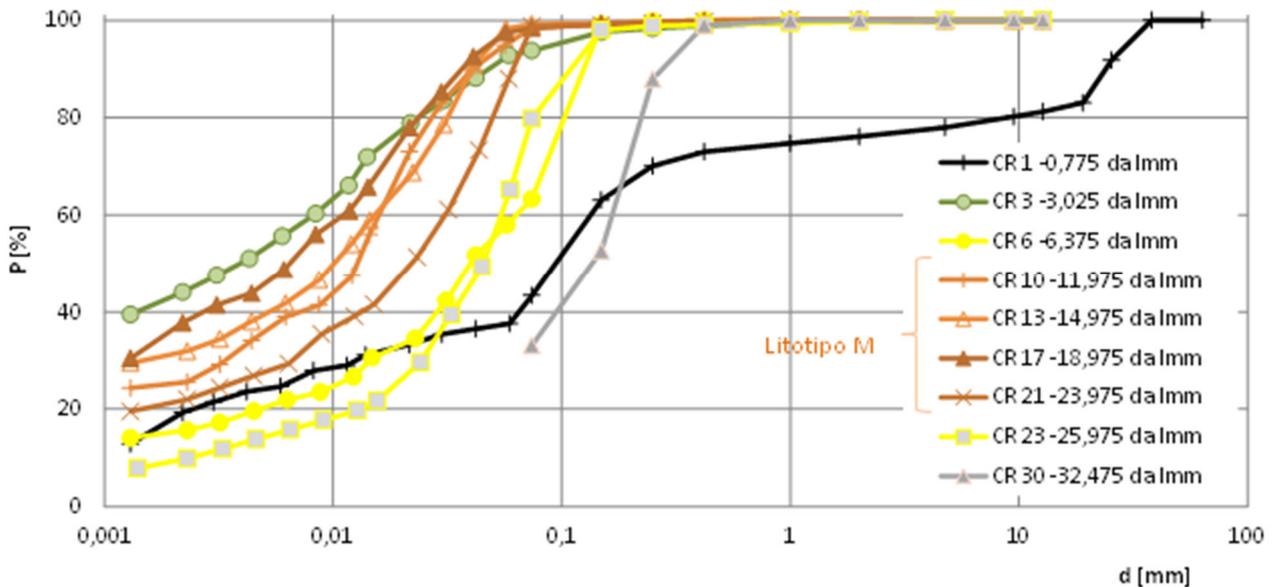


Figura 150 – curve granulometriche di campioni lungo la verticale S6

Per il litotipo M si rappresentano sulla carta di plasticità in Fig. 142 le proprietà di classificazione determinate su tutti i campioni, rimaneggiati e indisturbati, prelevati in corrispondenza della Stazione A. I dati confermano quanto già illustrato per il litotipo M e da cui risulta la classificazione come Argille e Limi poco plastici (CL- ML).

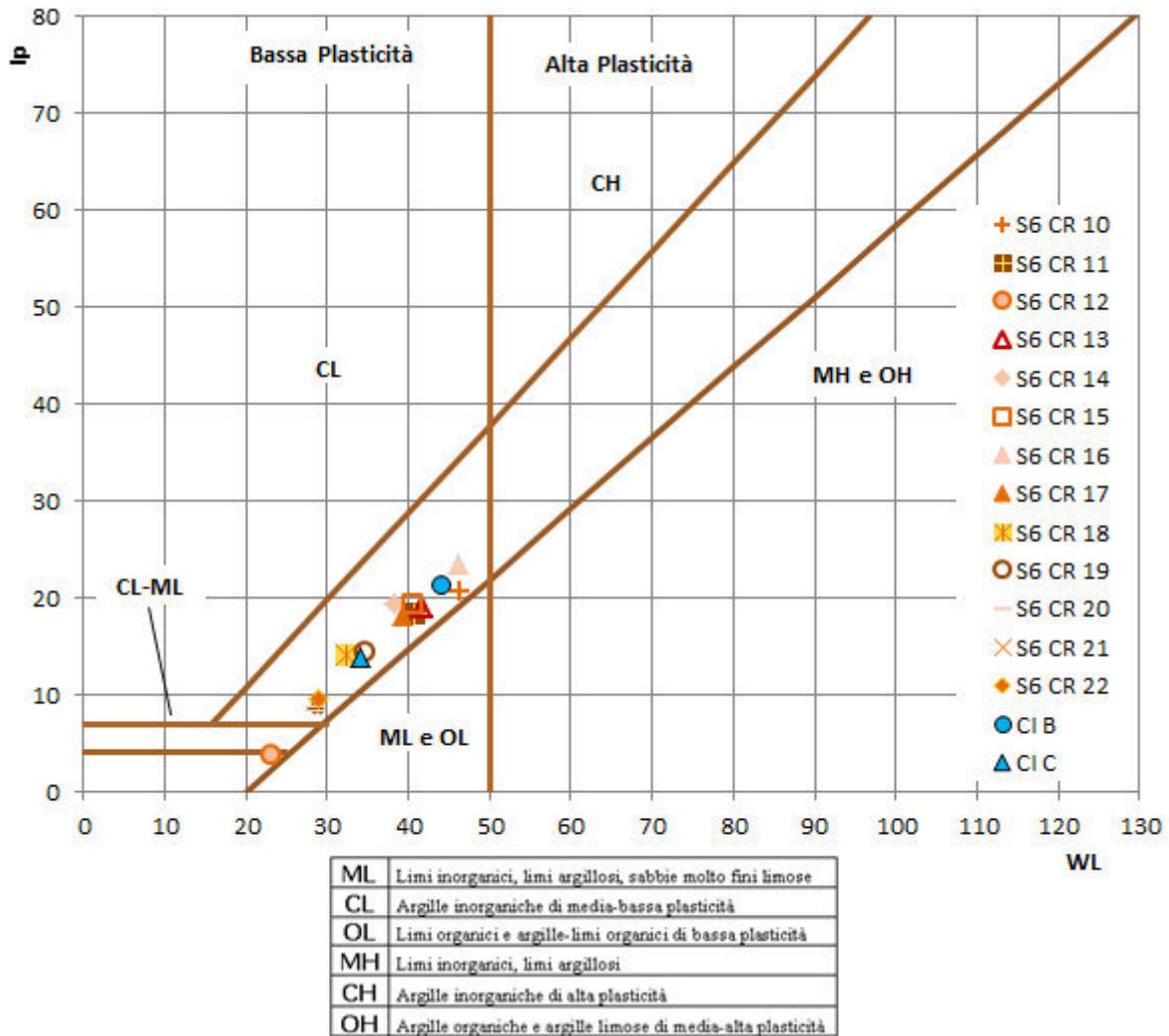


Figura 151 – carta di plasticità per la verticale S6

Una visione unitaria dell’andamento delle proprietà dei terreni presenti è proposta in Figura 152 e in Figura 153 dove sono rappresentati i risultati delle diverse prove in funzione della quota rispetto l.m.m , della granulometria e della natura mineralogica.

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p> <div style="text-align: center;">  <p>Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p> </div>	<div style="text-align: center;">  <p><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 154 di 160</p> </div>
--	--	--

Le figure mostrano:

- **verticale stratigrafica** del sondaggio a carotaggio continuo S6, distinguendo i litotipi P, S, M, T ed A (così come definiti nei relativi capitoli) e le quote di prelievo dei campioni indisturbati;
- andamento della **resistenza alla punta (qc)** lungo la verticale della prova CPTu 11;
- andamento della **pressione interstiziale (u<sub>2</sub>)** per la prova CPTu 11 messa a confronto con la **pressione interstiziale iniziale (u<sub>0</sub>)**;
- andamento dell’**Indice di materiale (I<sub>D</sub>)** risultante dalla prova DMT 7;
- andamento dell’**Indice di comportamento del materiale (I<sub>c</sub>)** per la prova CPTu11;
- la **composizione granulometriche** dei campioni prelevati in cassetta lungo la verticale S6;
- andamento dell’indice di plasticità **I<sub>p</sub> = W<sub>L</sub>- W<sub>P</sub>** e del contenuto d’acqua naturale (**W**) sui campioni prelevati in cassetta lungo la verticale S6;
- andamento della **coesione non drenata (c<sub>u</sub>)** con la profondità in base alla prova DMT 7;
- andamento della **coesione non drenata (c<sub>u</sub>)** con la profondità in base alla prova CPTu 11;
- andamento con la profondità dell’**angolo d’attrito efficace (φ’)** per la CPTu 11 e confronto con i valori di φ’ ottenuti dalle prove di laboratorio sui campioni indisturbati. Nel grafico gli indicatori di colore azzurro sono associati a terreni a grana fine ed il valore dell’angolo d’attrito è stato ricavato con la relazione di Mayne (2006), mentre gli indicatori di colore rosso sono associati a terreni sabbiosi e il corrispondente angolo d’attrito è stato ricavato con la relazione di Kulhawy e Mayne (1990);
- andamento con la profondità della **velocità delle onde di taglio (Vs)** in base alle prove Down Hole.

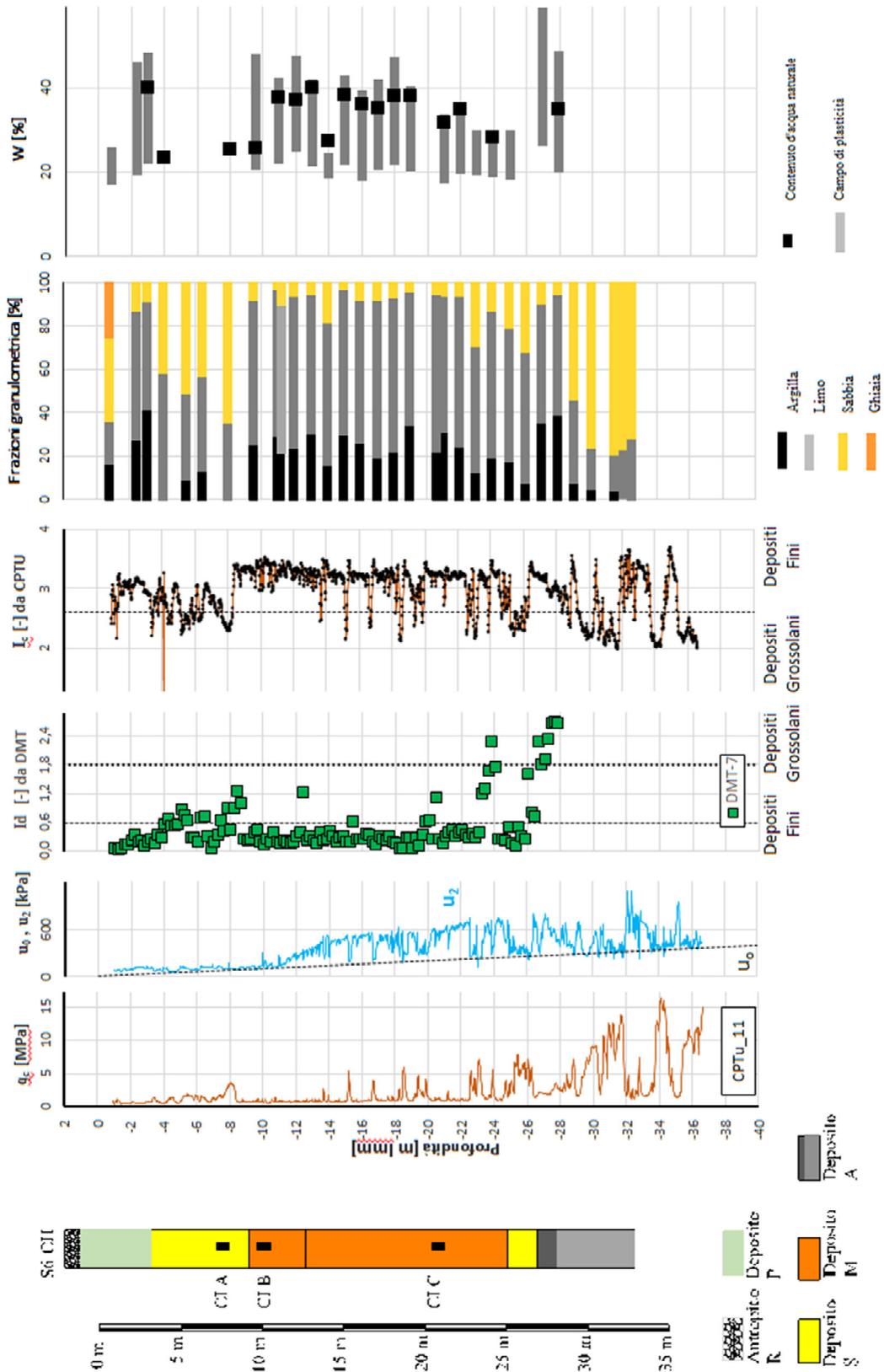


Figura 152 – I parte: Risultati indagini Stazione A - vs profondità

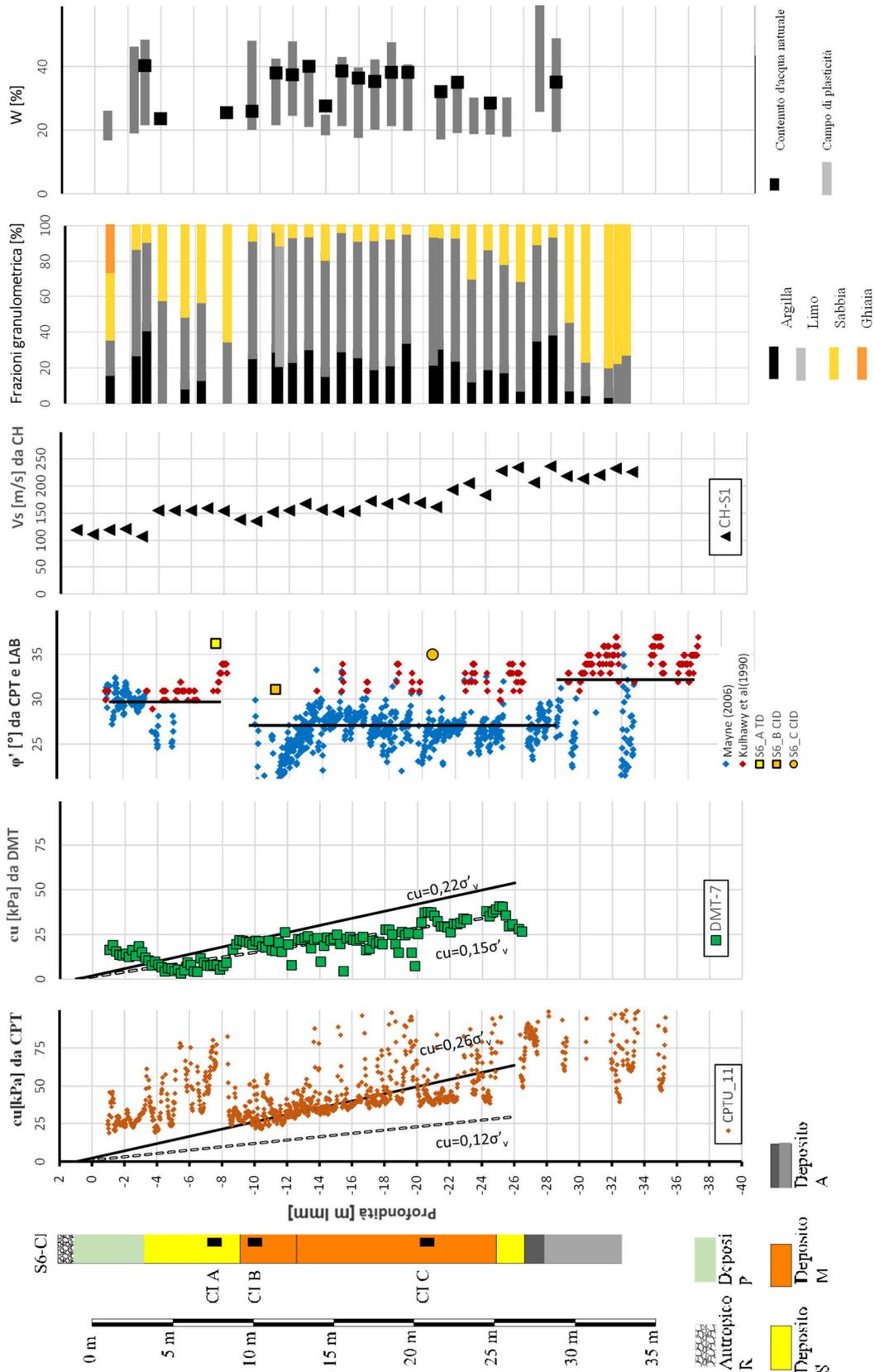


Figura 153 — II parte: Risultati indagini della Stazione A - vs profondità

I risultati mostrano che ne deposito limo argilloso denominato M, il contenuto d’acqua naturale si mantiene pressoché costante lungo la verticale, con valori prossimi a quelli del limite liquido, in linea con quanto ci si aspetta per depositi recenti fini normalconsolidati; coerenti con questo quadro risultano le misure della sovrappressione interstiziale ( $u_2$ ) sempre maggiori della pressione interstiziali ( $u_0$ ) che indicano il tipico comportamento contraente di un terreno fine normalmente consolidato.

È interessante inoltre presentare alcuni confronti (Figura 152 che la Figura 153) fra:

- resistenza in tensioni efficaci ( $\phi'$ ) e granulometria
- resistenza non drenata ( $c_u$ ) da prove in sito (CPTu e DMT) e granulometria

ed inoltre:

- resistenza in tensioni efficaci ( $\phi'$ ) e indice di plasticità (IP).
- resistenza non drenata ( $c_u$ ) e indice plasticità (IP):  $c_u = (0.45 IP^{0.5})\sigma'_{vo}$

L’indice di plasticità medio per il litotipo M, compreso tra 18 e 22, conduce ad un valore di angolo di attrito efficace ( $\phi'$ ) intorno a  $30^\circ$ .

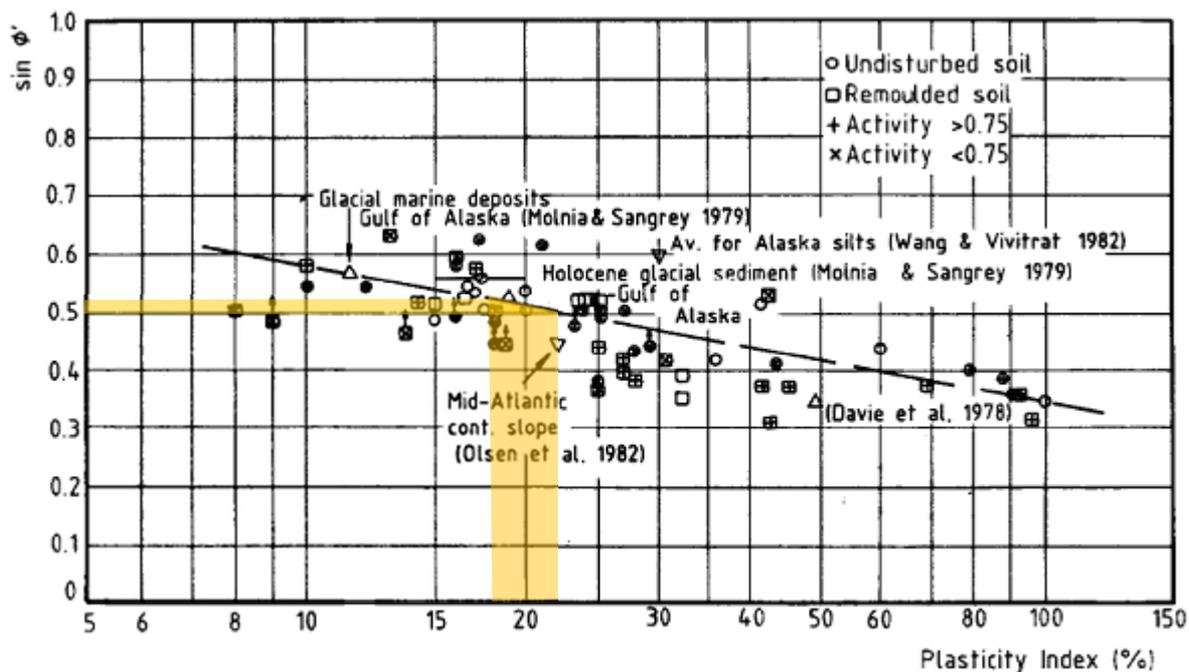


Figura 154 – relazione indice di plasticità e angolo di attrito (Kenney, 1959)

Nella figura seguente viene proposta la stima della coesione non drenata per il litotipo M a partire dal valore dell’indice di plasticità.

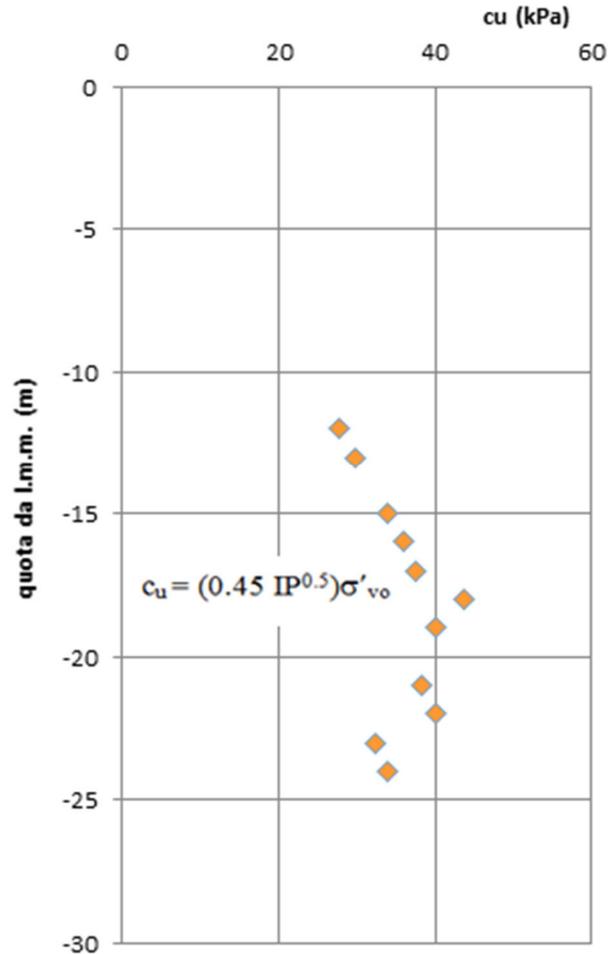


Figura 155 – stima della coesione non drenata dall'indice di plasticità

#### 14. Quadro sinottico dei parametri geotecnici

				<b>Litotipo S e T</b>	<b>Litotipo P</b>	<b>Litotipo M</b>	<b>Litotipo A</b>	
							porzione fine	porzione granulare
				Depositi S (sabbie fini di cordone litorale) Depositi T (strati sabbiosi trasgressivi)	Deposito P di palude	Deposito M preval. coesivo di prodelta	Deposito A di piana alluvionale	
Peso di volume	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]			17,5-19,5	17,0-18,0	17,5-19,5	18,5-20,5	
Peso specifico dei	$\gamma_s$ [kN/m <sup>3</sup> ]			27,40	n.d.	27,70	26,5	n.d.
Contenuto d'acqua	w [%]			22-30	40	25-40	22-33	n.d.
Limite liquido	LL [%]			-	n.d.	30-55	32-57	n.d.
Indice di plasticità	IP [%]			-	n.d.	10-30	12-33	n.d.
Coeff. di spinta a riposo	$k_0$ [-]			-	n.d.	0,4-0,6	0,5-0,6	n.d.
Grado di sovracconsolidazione	OCR			-	1	1	1 - 2	
Densità relativa	DR [%]	CPTu		30-50	-	-	-	20-40
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	$c'$ [kPa]	T.D	L.I. L.S.	0 30 0 38	n.d.	0 30	0 28	-
		CU- CD	L.I. L.S.	0 34 0 39	n.d.	0 28 0 32		-
	$\phi'$ [°]	DMT		34-36	-	-	-	n.d.
		CPTu		35-38	n.d.	25-30	-	32-35
Parametri di resistenza in tensioni totali	cu [kPa]	UU		-	n.d.	20-60	60-110	-
		DMT	L.I. L.S.	-	5-30	0,15 $\sigma'_v$ 0,22 $\sigma'_v$	0,15 $\sigma'_v$ 0,30 $\sigma'_v$	-
		CPTu	L.I. L.S.	-	10-20	0,12 $\sigma'_v$ 0,26 $\sigma'_v$		-
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G <sub>0</sub> [MPa]	DH		27-63	n.d.	47-100	110-195	
		CH		45	25	35-60	75-90	
		Re.Mi.		40-100	n.d.	80-160	90-160	
		Colonna Risonante		65-95	n.d.	70-140	120	-
		CPTu		40-80	n.d.	25-70	-	-
Moduli elas operat.	E <sub>s</sub> [MPa]	CPTu		20-50	n.d.	n.d.	n.d.	50-70
Moduli edometrici	M [MPa]	$\sigma'_v$ :50–100kPa $\sigma'_v$ :100–200kPa $\sigma'_v$ :200–400kPa		-	n.d.	1,8-4,0 2,0-7,0 3,0-11,0	- 6,0 - 9,0 9,0 - 15,0	-
	M <sub>DTM</sub> [MPa]	DMT		20-45	1-4	2-6	-	-
	M [MPa]	CPTu		-	1-3	2-6	5-10	-
Coeff. di compress.	C <sub>c</sub> [-]			-	n.d.	0,17-0,36	0,20 - 0,30	-
Coeff. di rigonf.	C <sub>s</sub> [-]			-	n.d.	0,02-0,05	0,02 - 0,06	-
Coeff. di cons. vert.	$c_v$ [m <sup>2</sup> /s]			-	n.d.	2·10 <sup>-8</sup> 7·10 <sup>-7</sup>	n.d.	-

(NOTE: L.I.: limite inferiore; L.S.: limite superiore; n.d.: non determinato)

<p>“APPROFONDIMENTO CANALI CANDIANO E BAIONA, ADEGUAMENTO BANCHINE OPERATIVE ESISTENTI, NUOVO TERMINAL IN PENISOLA TRATTAROLI E RIUTILIZZO DEL MATERIALE ESTRATTO IN ATTUAZIONE AL P.R.P. VIGENTE 2007” I FASE</p>	<p style="text-align: center;"><b>Progetto Definitivo</b> <b>Relazione generale di caratterizzazione geotecnica</b></p>  <p style="text-align: center;">Autorità di Sistema Portuale del Mar Adriatico Centro Settentrionale</p>	 <p style="text-align: center;"><b>DIREZIONE TECNICA</b> Pag. : 160 di 160</p>
--	---	---

## 15. BIBLIOGRAFIA

- Amorosi A., Marchi N., (1997). High-resolution sequence stratigraphy from piezocone tests: an example from the Late Quaternary deposits of the southeastern Po Plain. *Sedimentary Geology* 128 67–81
- Bolton, M. D., Vardanega, P. J. (2011). Practical methods to estimate the non-linear shear stiffness of fine grained soils. *International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials. Seoul, Korea.*
- Comune di Ravenna (2011) – POC. Piano Operativo Comunale.
- Facciorusso J., Vannucchi G. (2009). Esempio di valutazione del potenziale di liquefazione su scala regionale secondo l’approccio deterministico e probabilistico. *Rivista Italiana di Geotecnica* (2).
- Hardin, B.O. and Drnevich, V.P. (1972). Shear modulus and damping in soils: Measurement and parameter effects. *Journal of Soil Mechanics Foundation Division, ASCE*, 98(6): 603- 624.
- Kulhawy, F. H. and Mayne P. W. (1990). *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Cornell University, Ithaca, NY, USA.
- Kulhawy, F.H., and Mayne, P.H., 1990. Manual on estimating soil properties for foundation design, Report EL-6800 Electric Power Research Institute, EPRI, August 1990.
- Ménard, L. (1975). The Ménard pressuremeter: interpretation and application of the pressuremeter test results to foundations design, *Sols Soils*, 26: 5-44.
- Oztoprak, S and Bolton, M.D. (2013). Stiffness of sands through a laboratory test database. *Geotechnique*, 63: 54-70.
- Pessina V., Scandella L., Franceschina G., Lai C.G. (2008). Seismic risk assessment of italian seaports: the case of Ancona (Italy). *14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- Pagliaroli A., Lanzo G. (2009). Selection of real accelerograms for the seismic response analysis of the historical town of Nicastro (Southern Italy) during the March 1638 Calabria earthquake. *Engineering Structures*, **30** (8), 211-2222.
- Ricceri G., Simonini P., Cola S. (2002). Applicability of piezocone and dilatometer to characterize the soils of the Venice Lagoon. *Geotechnical and Geological Engineering* 20: 89-121.
- Robertson, P.K., Cabal K.L.. *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, Gredd Drilling & Testing, Inc, 6th Edition, December 2014.
- Servizio geologico d’Italia (1999) – Note illustrative della carta geologica d’Italia foglio 223 Ravenna. A cura della Regione Emilia Romagna - Ufficio Geologico.