



**LA SPEZIA
CONTAINER TERMINAL**



Autorità di Sistema Portuale
del Mar Ligure Orientale
Porti di La Spezia e
Marina di Carrara



PORTO DI LA SPEZIA
AMPLIAMENTO TERMINAL RAVANO

PROGETTO ESECUTIVO

TITOLO ELABORATO

RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

CODICE ELABORATO

21 08 PE R105 00

Rev.	Data	Causale
0	05/05/2023	Emissione finale per verificatore
1		
2		
3		

IL COMMITTENTE



LSCT S.p.a.
Viale San Bartolomeo, 20
19126 - La Spezia (SP)
C.F.00072960115 - P.IVA 00859620114

IL PROGETTISTA



Modimar Project S.r.l.
Via Asmara, 72 - 00199 Roma (RM)
P. IVA 16016151009



GES - Geotechnical Engineering Service S.r.l.
Via Sandro Totti, 7/A - 60131 Ancona (AN)
P. IVA 02528430420



GeoEquipe - Studio Tecnico Associato
Via Sandro Pertini, 55 - 62029 Tolentino (MC)
P. IVA 00817500432

Dimensioni foglio:

A4

Redatto:

Vita

Controllato:

Sanzone

Approvato:

Tartaglioni

Note:

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO.....	5
3	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	5
4	CAMPAGNA DI INDAGINE 2021	6
5	MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO	12
5.1	PROVA SPT.....	12
5.2	PROVA DPSH	17
5.3	PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPTu).....	18
5.3.1	Riconoscimento stratigrafico (Ic).....	19
5.3.2	Resistenza non drenata (cu).....	19
5.3.3	Modulo edometrico (M)	20
5.3.4	Moduli a piccole deformazioni (G ₀)	21
5.4	PROVA DMT.....	21
5.5	PROVA DOWN-HOLE	23
5.6	VANE TEST	24
6	INQUADRAMENTO GEOLOGICO.....	25
6.1	STRATIGRAFIA LOCALE.....	29
7	SEZIONI GEOTECNICHE	33
7.1	RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE	33
7.2	SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE	44
8	CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE	46
8.1	PROVE IN SITO	47
8.1.1	PENETROMETRICHE SPT.....	47
8.1.2	DPSH.....	51
8.1.3	CPTu	54
8.1.4	DMT	68
8.1.5	DOWN HOLE.....	75
8.1.6	VANE TEST	77
8.2	PROVE DI LABORATORIO.....	78
8.2.1	DA – Deposito Antropico	78



8.2.2	DF – Depositi Marini Fangosi.....	79
8.2.3	DAMC – Depositi Alluvionali/Marini Coesivi	89
8.2.4	DAC – Depositi Alluvionale Coesivi	99
8.2.5	DAS – Depositi Alluvionali Sabbiosi	108
8.2.6	Verticali stratigrafiche.....	116
9	QUADRO SINOTTICO DEI RISULTATI	128
10	VALIDAZIONE DELLE INFORMAZIONI OTTENUTE DALLE INDAGINI.....	130

1 PREMESSA

I lavori di ampliamento del nuovo terminal Ravano nel Porto della Spezia prevedono la realizzazione di due ampi piazzali per lo stoccaggio e la movimentazione di containers, di cui il primo ricavato dalla ristrutturazione dell'attuale banchina Ravano ed il secondo ottenuto chiudendo e colmando lo specchio acque della Marina del Canaletto ed inglobando il dente del molo Fornelli già esistente (Figura 1.1).

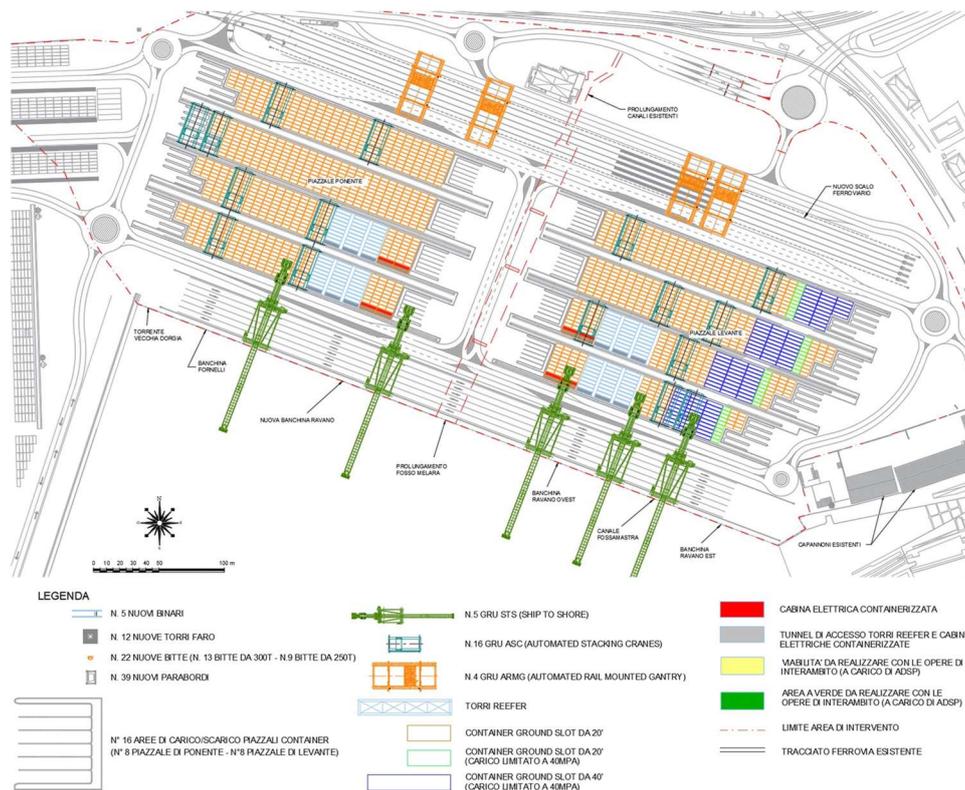


Figura 1.1 – planimetria area di intervento

Fin dalle prime fasi della progettazione, si è proceduto con una campagna di indagini geotecniche di dettaglio, che ha incluso prospezioni a terra ed a mare, prove in sito e prove di laboratorio sia su campioni di terreno indisturbato che rimaneggiato e con un'accorta disamina dello stato di consistenza delle opere esistenti. Tali indagini hanno contribuito a ricostruire il profilo geologico dell'area dell'intervento e a stabilire con sufficiente approssimazione la geotecnica dei terreni di fondazione delle opere nel loro volume significativo. Il quadro sperimentale risultante dalle indagini fornisce tutti gli elementi necessari per fornire ai progettisti il modello di sottosuolo, per consentire la scelta dei parametri geotecnici rappresentativi per le singole opere in progetto in relazione a tutti gli

stati limite da verificare e a stabilire i modelli geotecnici di sottosuolo per lo svolgimento delle analisi di progetto.

Il presente documento contiene la caratterizzazione geotecnica dei terreni interessati nell'area del nuovo terminal Ravano.

Sulla scorta del modello geologico stabilito dai consulenti geologi (21_08_PE_R101), sono individuate le unità geotecniche con cui le opere in progetto interagiscono e si presentano le rispettive proprietà fisiche e meccaniche sulla base dell'insieme delle indagini, sia di quelle già disponibili ritenute significative, sia di quelle appositamente realizzate per questa progettazione.

Questo documento risulta articolato nei seguenti capitoli:

- Capitolo 3: Documenti di riferimento
- Capitolo 4: Campagna di indagine 2021
- Capitolo 5: Modalità di interpretazione delle prove in sito;
- Capitolo 6: Inquadramento geologico;
- Capitolo 7: Sezioni geotecniche;
- Capitolo 8: Caratterizzazione delle unità geotecniche;
- Capitolo 9: Quadro sinottico dei risultati;
- Capitolo 10: Validazione delle informazioni ottenute dalle indagini.

2 NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- DM Infrastrutture 17 gennaio 2018 “NTC 2018” (G.U. 20 febbraio 2018 n.42, supplemento ordinario n.8);
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7/C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al DM 17 gennaio 2018”;
- Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche dell’Associazione Geotecnica Italiana (AGI) (1977).

Per quanto non prescritto dalle Norme nazionali, si fa ampio riferimento a quanto stabilito dall’impianto normativo europeo attraverso l’Eurocodice 7 Parte 2 sull’impiego delle indagini per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo.

3 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- 21_08_PE_R101: Relazione Geologica
- 21_08_PE_R102: Indagini geognostiche e geotecniche
- 21_08_PE_R103: Indagini geofisiche
- 21_08_PE_R104: Prove geotecniche di laboratorio

4 CAMPAGNA DI INDAGINE 2021

Per la progettazione del nuovo Terminal Ravano è stato predisposto un articolato programma di indagini, realizzato in due fasi. La prima fase era costituita da poche prospezioni da terra che hanno riguardato solo la banchina Ravano, con lo scopo di inquadrare gli elementi di base del progetto e progettare la fase di indagine successiva; nella seconda fase, la campagna di indagine è stata ampia e approfondita, estesa all'intera area di progetto. Le indagini sono state praticate sia da terra che da mare, queste ultime con l'impiego di una piattaforma auto sollevante all'interno dello specchio acqueo della Marina del Canaletto.

Nello specifico, con la **prima fase** sono state realizzate 4 stazioni di indagine, tutte localizzate nell'area del molo Ravano, volte principalmente ad accertare la natura dei materiali presenti a ridosso delle strutture del banchinamento esistente e al di sotto del piazzale. In Figura 4.1 si riporta la posizione planimetrica delle verticali di indagine relative a questa fase.



Figura 4.1. Planimetria delle stazioni della prima fase di indagine

La **seconda fase** di indagine (svoltasi fra agosto e novembre 2021) ha previsto 32 stazioni di indagine, distribuite sull'intera area di intervento, con lo scopo di ricostruire un quadro sperimentale del sottosuolo completo ed accurato sia lungo il futuro allineamento del nuovo tratto di banchina, sia dove sarà realizzato il piazzale di ponente. In Figura 4.2 si riporta la posizione in pianta delle stazioni di indagine per la seconda fase.



Figura 4.2. Planimetria delle stazioni della seconda fase di indagine

Complessivamente, considerando entrambe le fasi, il piano delle indagini del 2021 ha permesso di realizzare:

- n°36 sondaggi a carotaggio continuo per il rilievo della stratigrafia;
- n°13 prove penetrometriche dinamiche continue (DPSH), finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali nei terrapieni dei banchinamenti esistenti;
- n°67 prove penetrometriche dinamiche (SPT) in foro di sondaggio, finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali granulari di riempimento;

- n°33 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu), finalizzate alla ricostruzione stratigrafica, alla caratterizzazione meccanica dei terreni e ad individuare gli orizzonti stratigrafici più permeabili presenti nel sottosuolo;
- n°13 prove con dilatometro Marchetti (DMT), finalizzate alla determinazione delle caratteristiche meccaniche dei terreni sia di riempimento che naturali;
- n°2 prove pressiometriche con pressiometro Menard (MPM), per determinare rigidità e resistenza dei terreni in sito;
- n°12 prove scissometriche in foro (Vane Test), per determinare la resistenza non drenata dei fanghi di fondale;
- n°3 prove Down-Hole, per determinare la velocità di propagazione delle onde di taglio e classificare i terreni di fondazione sotto il profilo sismico;
- prelievo di n°57 campioni indisturbati per la caratterizzazione fisica e meccanica dei terreni con prove di laboratorio. Per ottimizzare le tempistiche, solo una parte dei campioni è stata utilizzata; altri campioni sono conservati per il loro eventuale impiego in caso di incertezze sperimentali;
- prelievo di n°347 campioni rimaneggiati nel corso dell'esecuzione dei sondaggi a carotaggio continuo, finalizzati alla caratterizzazione fisica dei terreni mediante prove di laboratorio. Come nel caso dei campioni indisturbati, parte dei campioni è stata conservata per eventuali approfondimenti.

In Tabella 1 si riporta il quadro sinottico delle stazioni di indagine con le principali informazioni sulle prove e i campionamenti effettuati per la campagna di prima fase ed in Tabella 2, quelle relative alla seconda fase.

L'insieme delle indagini svolte ha permesso di investigare l'intero volume significativo di sottosuolo utile per il progetto delle nuove opere. La maggior parte dei sondaggi hanno interessato il deposito profondo su cui si fonderanno le opere; in particolare 8 sondaggi sono stati spinti oltre quota 50 m dal l.m.m..



Tabella 1 Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2021 – Prima Fase.

	Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (m da l.m.m.)	DMT (m da l.m.m.)	DPSH (m da l.m.m.)	Prove in Foro (m da l.m.m.)
Prima fase di indagine (Aprile 2021)	SB1	-51,00	-	-	-30,74	-	-	n.1 MPM (-14,6)
	SB2	-15,38	-	-	-31,00	-	-	n.1 MPM (-14,6)
	SB3	-48,80	-	-	-28,68	-	-	-
	SB4	-12,83	-	-	-28,37	-	-	-

Tabella 2 Sintesi delle indagini eseguite – Campagna di indagine 2021 – Seconda Fase.

	Stazione	Prof. Carotaggio continuo (m da l.m.m.)	Campioni indisturbati (m da l.m.m.)	N. Campioni rimaneggiati	CPTu (m da l.m.m.)	DMT (m da l.m.m.)	DPSH (m da p.c.)	Prove in Foro (n° /m da l.m.m.)
Seconda fase di indagine (Agosto – Novembre 2021)	Sb-1	-38,10	CII (11,50-12,00) CI2 (13,00-13,50) CI3 (14,50-15,00) CI4 (22,50-22,90) CI5 (27,00-27,50) CI6 (32,50-33,00)	7	-36,50	-28,10	-20,00	n.6 S.P.T. n.1 Down-Hole
	Sb-2	-58,10	CII (16,00-16,50)	80	-35,58	-27,30	-20,50	n.5 S.P.T.
	Sb-3	-37,70	CII (25,00-25,50)	12	-29,74	-27,70	-20,00	n.7 S.P.T.
	Sb-4	-52,70	CII (31,00-31,50) CI2 (49,00-49,40)	77	-26,20	-34,90	-17,00	n.7 S.P.T. n.1 Down-Hole
	Sb-5	-37,70	CII (07,50-08,00) CI2 (12,00-12,40) CI3 (19,50-20,00)	7	-35,04	-37,70	-09,50	n.4 S.P.T.
	Sb-6	-35,50	CII (09,05-10,00)	-	-24,44	-	-13,50	n.6 S.P.T.
	Sb-7	-32,50	CII (09,00-09,50) CI2 (13,00-13,60)	-	-23,64	-	-07,00	n.5 S.P.T.



Sb-8	-32,50	CII (10,00-10,40) CI2 (22,00-22,40) CI3 (31,50-31,80)	-	-28,64	-30,10	-11,00	n.6 S.P.T. n.1 Down-Hole
Sb-9	-32,50	CII (12,00-12,50) CI2 (13,50-14,00)	-	-31,52	-27,50	-06,50	n.5 S.P.T
Sb-10	-32,50	CII (08,50-09,00)	2	-32,20	-25,70	-04,50	n.2 S.P.T.
Sb-11	-52,50	CII (09,50-10,00) CI2 (19,00-19,40)	-	-26,38	-	-	n.4 S.P.T.
Sb-12	-34,20	CII (05,50-06,00) CI2 (30,00-30,35)	-	-26,00	-	-06,00	n.2 S.P.T.
Sb-13	-34,00	CII (07,50-08,00)	-	-28,68	-29,00	-06,00	n.3 S.P.T.
Sb-14	-47,20	CII (05,50-05,95)	-	-22,26	-	-	n.1 Vane Test
Sb-15	-38,00	CII (39,00-39,40)	9	-29,60	-29,60	-20,00	n.5 S.P.T.
Sb-16	-50,30	CII (02,50-03,00)	1	-27,89	-	-	n.1 Vane Test
Sb-17	-43,50	CII (08,00-08,55) CI2 (35,50-35,80)	1	-20,44	-	-	-
Sb-18	-43,40	CII (19,00-19,50)	-	-31,50	-	-	n.1 Vane Test
Sb-19	-43,05	CII (24,00-24,56)	-	-32,50	-	-	n.1 Vane Test
Sb-20	-37,00	CII (09,00-09,45)	-	-	-	-	n.1 Vane Test
Sb-21	-37,00	CII (16,00-16,60)	1	-24,00	-	-	n.1 Vane Test
Sb-22	-36,70	CII (16,50-16,90)	2	-	-	-	-
Sb-23	-38,00	CII (15,00-15,45)	2	-	-	-	n.1 Vane Test
Sb-24	-39,60	CII (24,50-24,85) CI2 (32,00-32,20)	1	-24,40	-	-	n.1 Vane Test
Sb-25	-44,20	CII (02,00 -02,50) CI2 (08,50-09,00) CI3 (16,00-16,30)	-	-28,70	-	-	n.1 Vane Test
Sb-26	-54,20	CII (03,00 -03,50) CI2 (09,50-09,60) CI3 (16,50-17,00)	80	-32,50	-51,00	-	-
Sb-27	-52,00	CII (13,50-14,00) CI2 (24,00-24,60)	2	-35,00	-	-	n.1 Vane Test



NUOVO TERMINAL RAVANO
PORTO DI LA SPEZIA

Progetto Esecutivo

Sb-28	-52,20	CII (03,00 -03,50) CI2 (16,50-17,00) CI3 (27,00-27,50)	2	-35,50	-38,00	-	-
Sb-29	-38,30	CII (10,50-11,00)	-	-35,50	-	-	-
Sb-30	-38,00	CII (04,50-05,00) CI2 (13,00-13,50)	60	-29,50	-38,00	-	n.1 Vane Test
Sb-31	-38,20	CII (21,50-22,00)	1	-28,50	-	-	n.1 Vane Test
Sb-32	-39,00	CII (07,50-08,00) CI2 (15,00-15,50)	-	-27,00	-	-	-

5 MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Le indagini realizzate nell'area del Nuovo Terminal Ravano sono costituite sia da prove in sito che da prove di laboratorio. Per la definizione delle caratteristiche geotecniche dei terreni di sottosuolo si è fatto quindi riferimento in maniera complementare ai risultati delle diverse prove disponibili tenendo conto che:

- le prove in situ interessano volumi di terreno relativamente grandi e forniscono 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 interessano volumi di terreno relativamente piccoli, le grandezze misurate possono risentire del disturbo in fase di 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 adottate per l'interpretazione dei risultati delle prove in situ.

5.1 PROVA SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test) è la prova in sito più diffusa ed utilizzata per la caratterizzazione dei terreni a grana grossa. La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione di un campionatore di dimensioni unificate che viene infisso dinamicamente nel corso di un sondaggio. Più precisamente la prova SPT consiste nel far cadere ripetutamente un maglio di dimensioni e massa standard da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità della batteria di aste per infiggere il campionatore. Si registra il numero di colpi N_1 , N_2 , N_3 necessari per tre avanzamenti di 15 cm del campionatore per ottenere il valore $N_{SPT} = N_2 + N_3$, pari alla somma dei colpi necessari per il secondo ed il terzo avanzamento. L'indice N_{SPT} è correlabile alla densità relativa e all'angolo d'attrito del terreno e, in subordine, alla rigidità del terreno alla profondità di prova, mediante correlazioni empiriche. Per l'impiego di tali correlazioni, il valore N_{SPT} misurato deve essere corretto per tenere conto

del rendimento meccanico del dispositivo e della tipologia delle attrezzature utilizzate, nonché della tensione litostatica e della presenza della falda; a tal fine si definiscono i valori particolari N_{60} ed $(N_1)_{60}$.

Calcolo di N_{60}

Si ottiene dal valore di N_{SPT} corretto in base alle modalità di prova e alle apparecchiature utilizzate:

$$N_{60} = N_{SPT} \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

N_{SPT} numero di colpi alla profondità di prova

C_E fattore di correzione per l'energia del maglio

C_B fattore di correzione per il diametro del foro

C_R fattore di correzione per la lunghezza delle aste

C_S fattore di correzione per l'impiego di un campionatore non standard

Calcolo di $(N_1)_{60}$

Il valore di N_{60} viene ulteriormente corretto per tener conto dello sforzo efficace agente alla profondità di indagine:

$$(N_1)_{60} = N_{60} \times C_N$$

C_N fattore di correzione funzione della profondità di prova.

In Tabella 3 sono presentati i valori dei fattori di correzione da applicare secondo Youd (2000).

Tabella 3 - Fattori correttivi della resistenza SPT

Fattore	Caratteristiche dell'attrezzatura di prova	Correzione
Pressione litostatica C_N	-	$(p_a/\sigma'_{v0})^{0.5}$ $0.4 \leq C_N \leq 1.7$ (EC8: $0.5 < C_N < 2$)
Rapporto energetico C_E	Maglio di sicurezza	0.7 - 1.2
	Maglio ad anello	0.5 - 1
	Maglio a rilascio automatico	0.8 - 1.3
Diametro del foro C_B	65 - 115 mm	1.0
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Lunghezza dell'asta ⁵ C_R	< 3 m	0.75
	3 - 4 m	0.8
	4 - 6 m	0.85
	6 - 10 m	0.95
	10 - 30 m	1.0
Metodo di campionamento C_S	Campionatore standard	1.0
	Campionamento senza rivestimento	1.1 - 1.3

In presenza di terreni a granulometria grossa, il campionatore standard viene sostituito da un campionatore a punta chiusa. Facendo riferimento alle indicazioni di letteratura relative ad esperienze su sabbie ghiaiose (Figura 5.1, tratta da Palmer e Stuart, 1958), i valori di N stabiliti con il penetrometro a punta chiusa sono interpretati con le medesime correlazioni utilizzabili per le prove con punta aperta.

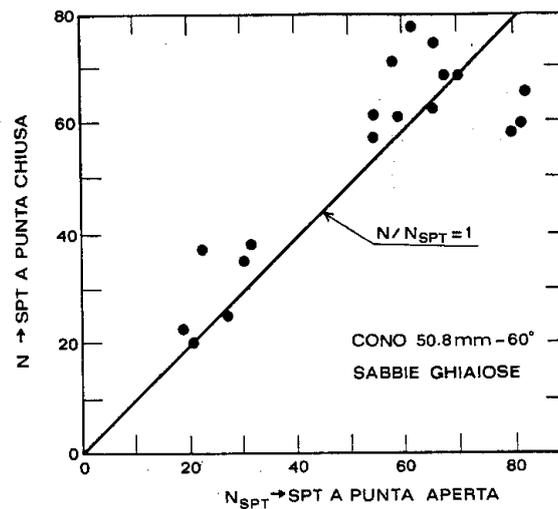


Figura 5.1. Correlazione tra valori NSPT misurati con punta chiusa e aperta (da Palmer e Stuart, 1958)

In presenza di sabbie limose fini sotto falda possono svilupparsi pressioni interstiziali non trascurabili in fase di penetrazione del campionatore; pertanto, in tali situazioni, il valore di N_{SPT} misurato va ridotto opportunamente, così come suggerito da Terzaghi- Peck (1948):

$$(N_{SPT})_{corr} = N_{SPT} \quad \text{se } N_{SPT} \leq 15$$

$$(N_{SPT})_{corr} = 15 + 0,50 \cdot (N_{SPT} - 15) \quad \text{se } N_{SPT} > 15$$

Il valore corretto N_{60} consente di pervenire ad una stima della densità relativa D_r , dell'angolo d'attrito φ' ed anche della rigidità E' .

La densità relativa viene valutata con le classiche espressioni di Meyerhof (1957), basata sui dati sperimentali di Gibbs e Holtz (1957), e di Bazaara (1967).

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{17 + 24 \frac{\sigma'_{v0}}{pa}}} \quad \text{(Gibbs e Holtz, 1957)}$$

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(1+4,1\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \leq 0,732$$

(Bazaraa, 1967)

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{60}}{20\left(3,24+1,024\frac{\sigma'_{v0}}{p_a}\right)}} \quad \text{per } \frac{\sigma'_{v0}}{p_a} > 0,732$$

essendo σ'_{v0} la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a la pressione di riferimento (100 kPa).

La formulazione di Gibbs e Holtz è valida per le sabbie da fini a grossolane, pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore della densità relativa D_r viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene invece sottostimato.

L'angolo d'attrito si determina utilizzando le correlazioni di Peck et al. (1974) e Schmertmann (1975). La relazione di PECK ET AL. (1974), è approssimabile anche analiticamente attraverso la relazione di Wolff (1989):

$$\varphi' = 27,1 + 0,3 \cdot (N_1)_{60} - 0,00054 \cdot (N_1)_{60}^2$$

La correlazione di Schmertmann (1975) è graficamente rappresentata in Figura 5.2 e corrisponde all'equazione di Kulhawy e Mayne, (1980) riportata a fianco della figura stessa.

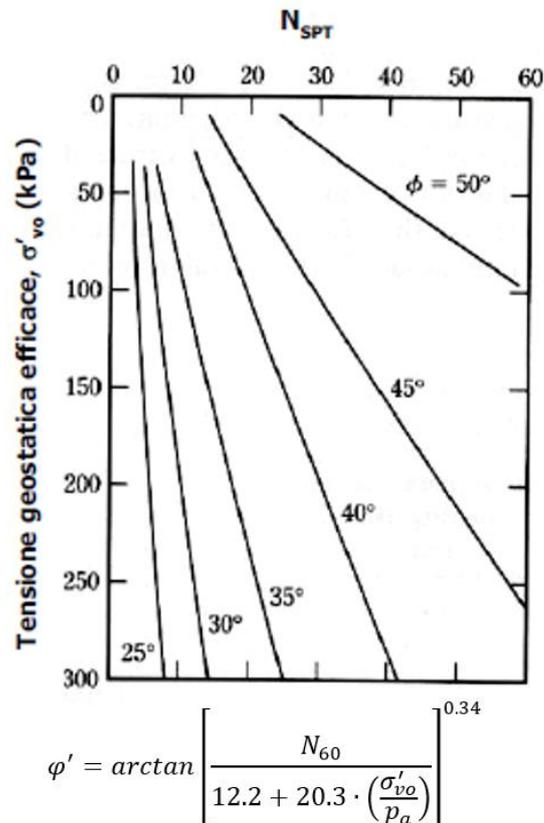


Figura 5.2. Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di attrito e relativa equazione di Kulhawy e Mayne (1980)

I moduli elastici sono stati valutati con riferimento alle seguenti formulazioni:

- a) Jamiolkowski et al. (1988) per terreni normalmente consolidati

$$E'_{25} = (10,5 - 3,5D_r) \cdot N_{60}/10 \quad [\text{MPa}]$$

dove:

E'_{25} modulo di Young secante cui corrisponde un grado di mobilitazione della resistenza pari al 25%;

D_r densità relativa espressa come frazione dell'unità;

Per valori della densità relativa D_r inferiori a 50% e per materiali ghiaioso-sabbiosi le espressioni suddette conducono ad una sottostima dei valori di E'_{25} .

b) Denver (1982)

Il metodo è valido per sabbia e ghiaia e sabbia pulita. La relazione non considera l'influenza della pressione efficace, che porta a parità di N_{SPT} ad una diminuzione del modulo elastico con la profondità.

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

$$E' = B \cdot \sqrt{N_{60}} \quad [\text{MPa}]$$

con il parametro B pari a 7 MPa. La relazione va considerata inattendibile per N_{SPT} molto bassi o molto alti. Nel primo caso il modulo elastico risulta troppo elevato, nel secondo caso troppo basso.

5.2 PROVA DPSH

La prova penetrometrica dinamica continua consiste nell'infingere nel terreno una punta conica per tratti consecutivi misurando il numero di colpi necessari a determinare un avanzamento della punta di 20 o 30 cm (N). Con questo tipo di indagine si può ricavare una rappresentazione grafica del dato di prova che permette un raffronto della consistenza dei vari livelli attraversati e di stabilire una correlazione diretta con la caratterizzazione stratigrafica in base ai carotaggi geognostici. I risultati della prova penetrometrica dinamica continua sono usualmente correlati con la prova SPT mediante la relazione:

$$N_{SPT} = \beta_t \times N$$

dove $\beta_t = Q / Q_{SPT}$ in cui Q è l'energia specifica per colpo e Q_{SPT} è quella riferita alla prova SPT ($Q_{SPT} = 7,83 \text{ kg/cm}$).

Nel caso dell'attrezzatura utilizzata per le prove in questione, dove N è stato valutato per 30 cm di avanzamento, il coefficiente β_t è stato assunto pari a 1,15.

5.3 PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPTu)

La prova penetrometrica statica prevede l'avanzamento verticale nel terreno, a velocità costante ($v \approx 2$ cm/s), di una punta conica standardizzata (diametro 35,7 mm e angolo di apertura 60°).

Le prove penetrometriche statiche possono essere eseguite con punta meccanica (CPT), con punta elettrica (CPTE) o con piezocono (CPTu).

Nella prova elettrica con piezocono (CPTu) si misurano in modo fra loro indipendente, la pressione alla punta, lo sforzo tangenziale laterale e la sovrappressione interstiziale durante l'avanzamento.

La prova penetrometrica statica è la prova preferibile per ottenere le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci nei terreni granulari ed in tensioni totali in quelli fini poco permeabili. Consente inoltre di stimare il modulo elastico. La prova è particolarmente utile per riconoscere la stratigrafia del deposito.

Nella prova CPTu, tutte le correlazioni con i parametri meccanici si basano sul valore corretto della resistenza alla punta; la correzione, necessaria per tenere conto della posizione arretrata del filtro poroso rispetto alla punta, dipende esclusivamente dalla geometria costruttiva del dispositivo. La resistenza alla punta corretta (q_t) da utilizzare per le diverse interpretazioni, si ottiene 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, pari a 0,66 per la strumentazione utilizzata nelle indagini.

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 σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, rispettivamente totali ed efficaci calcolati assumendo un valore costante $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ per il peso di volume dei terreni attraversati dalla punta, secondo lo schema sintetizzato nella Tabella 4:

Tabella 4 - Stato tensionale litostatico di riferimento per l'interpretazione delle prove CPTu

profondità [m lmm]	σ_{v0} [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_{v0} [kN/m ²]
+2,0	0,0	0,0	0,0
0,0	38,0	0,0	38,0
-40,0	760,0	400,0	360,0

5.3.1 Riconoscimento stratigrafico (I_c)

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_c

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

da cui è possibile ottenere una classificazione del terreno, secondo le distinzioni riportate in Tabella 5.

Tabella 5- Classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento I_c per le prove CPTu

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

5.3.2 Resistenza non drenata (c_u)

Nei terreni a grana fine si ottiene il profilo della coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta applicando una relazione semi-empirica che deriva dall'espressione della capacità portante di un palo infisso. La resistenza non drenata è funzione della

resistenza unitaria alla punta corretta q_t , delle tensione verticale totale alla profondità di prova e del fattore di capacità portante N_{kt} :

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

Il fattore N_{kt} è particolarmente variabile in quanto dipende dalla storia tensionale del deposito e presenta valori compresi tra 11 e 20 per terreni normalmente consolidati e pari a 25 in quelli sovraconsolidati. 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:

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

Seguendo le indicazioni di Robertson, nelle successive elaborazioni è stato considerato un valore di $N_{kt} = 16$.

In tutti i casi, considerata la grande variabilità del fattore di capacità portante, la prova consente solo una stima preliminare e molto approssimata della resistenza non drenata; una calibrazione dei risultati può però ottenersi attraverso il confronto con i valori della resistenza non drenata ottenuti dalle prove di laboratorio.

5.3.3 Modulo edometrico (M)

Il modulo edometrico (M) di terre fini può essere stimato dai risultati di prove CPTu. con $I_c > 2,2$, attraverso la relazione empirica di Robertson (2009)

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

dove il parametro α_M è legato alla resistenza totale normalizzata Q_{tn} come segue:

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

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

5.3.4 Moduli a piccole deformazioni (G_0)

Il valore del modulo di taglio G_0 può essere stimato attraverso correlazioni empiriche che dipendono dalla storia tensionale del deposito. Per terreni olocenici e pleistocenici non cementati alcuni autori (Eslaamizaad and Robertson, 1996a; Schnai, 2005) hanno stabilito la seguente correlazione fra G_0 , I_c , q_t e stato tensionale

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

sulla base dei risultati di prove CPT sismiche (SCPT) con cui è possibile misurare la velocità delle onde di taglio (V_s).

5.4 PROVA DMT

La prova dilatometrica DMT, introdotta originariamente da Marchetti (1980), consiste nell'espansione in direzione orizzontale di una membrana metallica posta sulla faccia di una lama d'acciaio che viene spinta nel terreno attraverso una batteria di aste. Raggiunta la posizione di prova, la membrana viene spinta contro terra per mezzo dell'azione di un gas e si misurano due valori caratteristici della pressione applicata:

valore A: è la pressione di distacco o lift-off necessaria per controbilanciare lo sforzo litostatico e determinare il primo distacco della membrana dal supporto;

valore B: è la pressione che determina l'espansione della membrana di 1,1 mm in corrispondenza del centro.

Dai valori di A e B, con l'impiego delle relazioni riportate in Tabella 7 si ricavano due valori di pressione caratteristici, p_0 e p_1 e calcolare i seguenti "parametri indice":

$$I_D = \frac{(p_1 - p_0)}{(p_0 - u_0)} \quad \text{Indice di materiale}$$
$$K_D = \frac{(p_0 - u_0)}{(\sigma'_{v0})} \quad \text{Indice di spinta orizzontale}$$
$$E_D = 34,7 \cdot (p_1 - p_0) \quad \text{Modulo Dilatometrico}$$

L'indice di materiale I_D permette di distinguere la granulometria del deposito attraversato dal dilatometro, in base ai campi riportati in Tabella 6:



Tabella 6- classificazione del terreno in funzione dell'indice di materiale ID per le prove DMT

Classificazione del terreno	Argilla	Limo	Sabbia
Valore di I_D	$0,1 < I_D < 0,60$	$0,60 < I_D < 1,80$	$I_D > 1,80$

Le correlazioni riportate nella Tabella 7 consentono invece di stimare le seguenti proprietà dei terreni:

M	modulo edometrico	(terreni a grana fine o incoerenti)
cu	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)
ϕ'	angolo di resistenza al taglio	(terreni incoerenti)

Tabella 7- Formule base per l'elaborazione delle prove DMT (TC16 2001)

SIMBOLO	DESCRIZIONE	FORMULE BASE DI ELABORAZIONE DMT	
p_0	Prima Lettura Corretta	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	
p_1	Seconda Lettura Corretta	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
I_D	Indice di Materiale	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	$u_0 =$ pressione neutra pre-inserimento
K_D	Indice di Spinta Orizzontale	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0} =$ tensione geostatica pre-inserimento
E_D	Modulo Dilatometrico	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	E_D NON è un modulo di Young E. E_D deve essere usato solo DOPO averlo combinato con K_D (Storia Tensionale). Prima ricavare $M_{DMT} = R_M E_D$, poi ad es. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
K_0	Coeff. Spinta Orizz. in Sito	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	per $I_D < 1.2$
OCR	Rapp. di Sovraconsolidazione	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	per $I_D < 1.2$
c_u	Res. al Taglio Non Drenata	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	per $I_D < 1.2$
Φ'	Angolo di Resistenza al Taglio	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	per $I_D > 1.8$
c_h	Coeff. di Consolidazione	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	t_{flex} da curva di decadimento A-log t da DMTA
k_h	Coeff. di Permeabilità	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ($M_h \approx K_0 M_{DMT}$)	
γ	Peso di Volume	(vedi grafico in TC16 2001)	
M	Modulo Verticale Drenato Confinato	$M_{DMT} = R_M E_D$ se $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ se $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ se $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ con $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ se $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ se $R_M < 0.85$ porre $R_M = 0.85$	
u_0	Pressione Neutra di Equilibrio	$u_0 = p_2 = C - Z_M + \Delta A$	
			In terreni drenanti

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

5.5 PROVA DOWN-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), misurando il tempo necessario a percorrere una 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 di onde elastiche viene identificato da un sistema formato da una catena di sensori a cinque componenti di spostamento, disposti a profondità note all'interno di un sondaggio 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.

Una volta definiti i tempi di arrivo delle onde elastiche, ed essendo nota la distanza fra sorgente/trasmittitore 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 ρ la massa volumica del materiale, è possibile calcolare:

- ν_{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 rigidità a piccole deformazioni del mezzo G_0 attraverso le formule:

$$G_0 = \frac{\gamma_t}{g} \cdot (V_s)^2 \quad ; \quad E_0 = G_0 \cdot 2 \cdot (1 + \nu')$$

con γ_t = peso di volume e ν' = coefficiente di Poisson.

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

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

5.6 VANE TEST

Questa prova è utile per determinare la resistenza non drenata su argille di bassa consistenza. La prova consiste nell'infiggere nel terreno un'asta con quattro alette all'estremità poste a croce e nel farla ruotare intorno all'asse verticale. La coppia torcente necessaria a produrre la prima rottura del cilindro di terreno che circonda le alette è legata alla resistenza non drenata (Figura 5.3). La prova viene eseguita con velocità di rotazione standardizzata di 6 gradi/minuto (0,1 gradi/secondo). La geometria del cilindro deve avere un rapporto H/D pari a 2. Il diametro delle alette poste a croce varia da 40 a 70 mm.

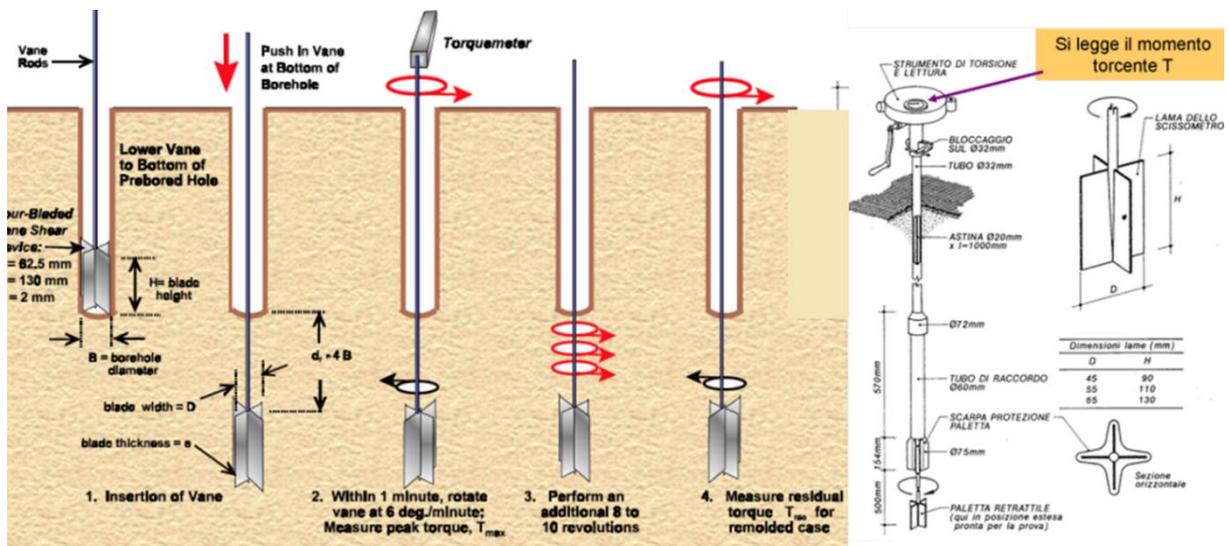


Figura 5.3. Schema funzionamento Vane Test

La resistenza al taglio che si sviluppa sulla superficie laterale del cilindro circoscritto determina una coppia resistente $M_{lat} = c_u \cdot \pi \cdot D \cdot H \cdot D/2$ e quella relativa alla base la coppia $M_{base} = c_u \cdot \pi \cdot D^2/4 \cdot 2/3 \cdot D/2$. Sommando i due contributi, dalla misura della coppia che si deve esercitare sull'asse dell'asta (M_t) per provocare il "taglio" del terreno si ricava c_u :

$$c_u = \frac{6 \cdot M_t}{\pi \cdot D^2 \cdot (D + 3 \cdot H)} = \frac{6 \cdot M_t}{\pi \cdot D^3 \cdot 7} \quad \text{essendo } (H = 2D)$$

6 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

La pianura costiera urbanizzata del Golfo della Spezia costituisce una profonda insenatura che rappresenta la porzione sommersa di una depressione morfologica a controllo strutturale, parallela al tratto terminale della Val di Magra, condizionata dalla presenza di due faglie principali ad andamento NO-SE, quella della Spezia ad Ovest (FdSP) e quella del F. Magra ad Est (Figura 6.1).

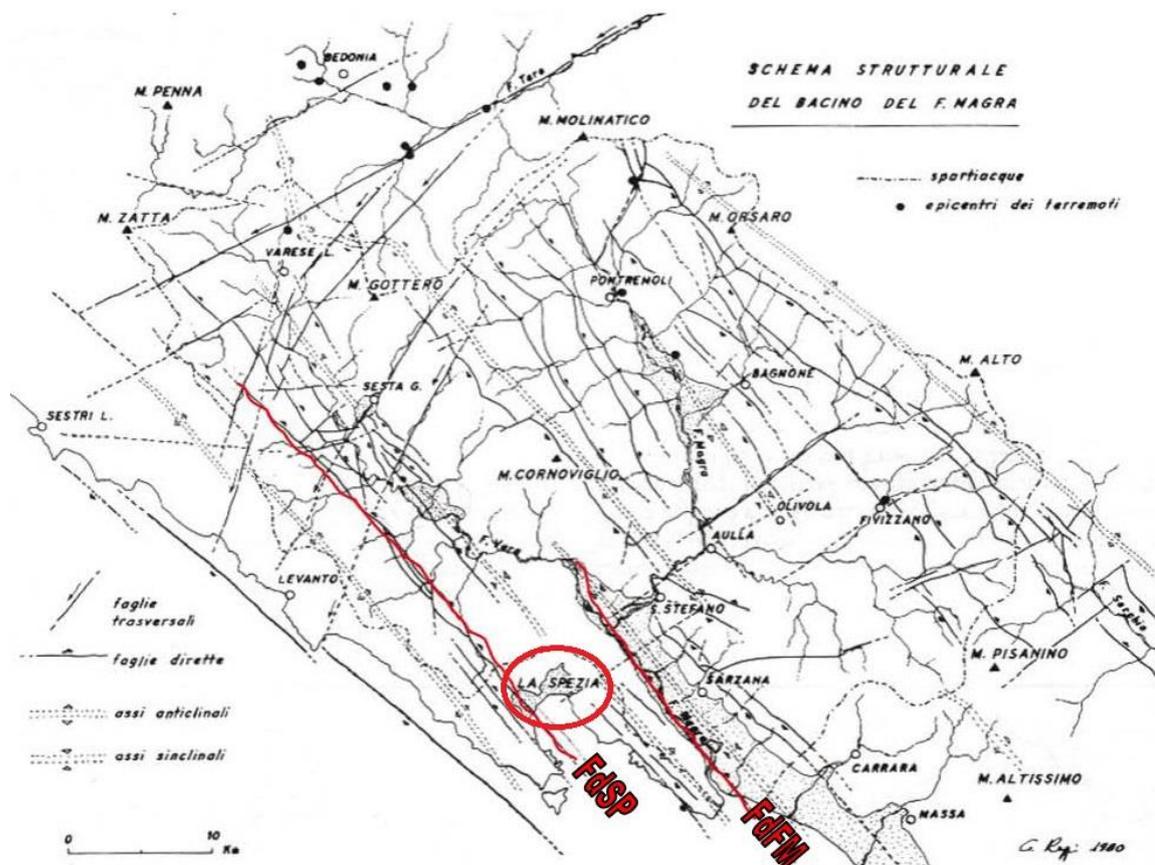


Figura 6.1. Schema tettonico (tratto da Raggi, 1984-86)

Tale depressione corrisponde ad una struttura sinclinalica originatasi durante le fasi compressive dell'orogenesi appenninica cretatico-eocenica; a quest'ultima sono seguite le fasi distensive nel Miocene medio, con formazione dei bacini intermontani e, nel Pliocene medio-superiore, con strutture a Horst e Graben condizionate da faglie in direzione nord ovest-sud est (Figura 6.2 e Figura 6.3).

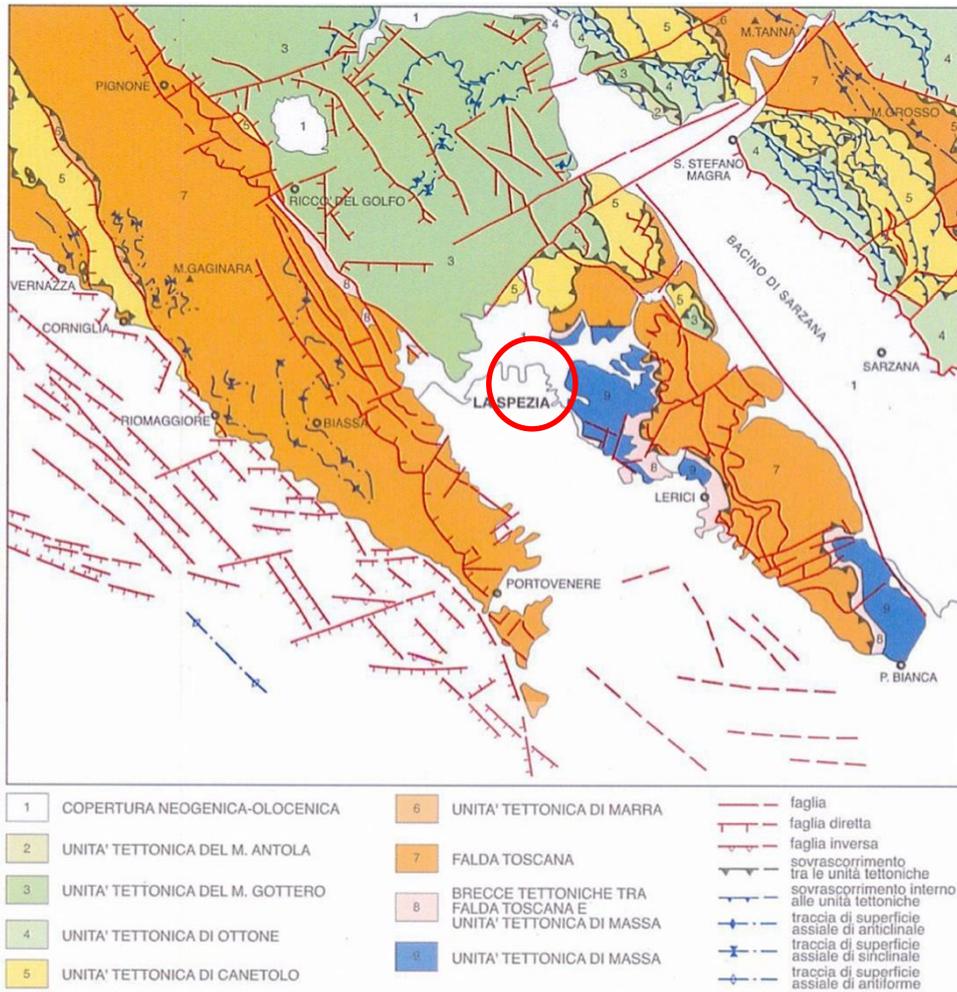


Figura 6.2– Schema geologico-strutturale dell'area del Golfo di La Spezia (stralcio CARG)

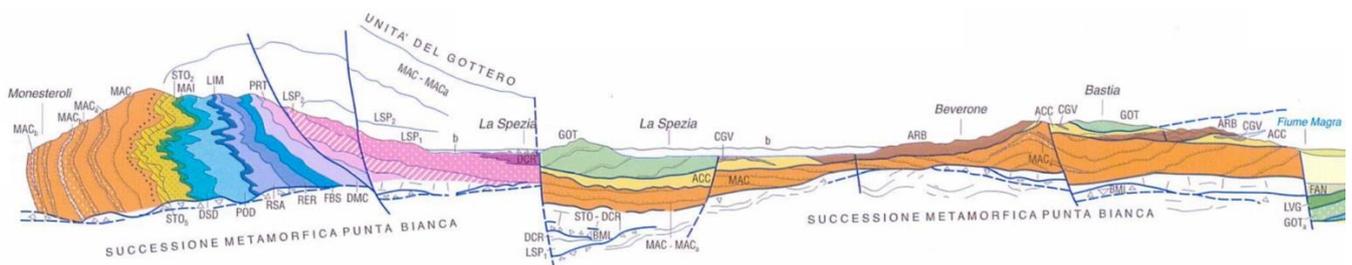


Figura 6.3 – Sezione trasversale al Golfo della Spezia lungo la direttrice Monesteroli (sudovest) - Vezzano Ligure (nordest) – Val di Magra (ISPRA, Carta Geol. d'Italia F. 248 – La Spezia)

Tali aree sono state interessate da deposizione di sedimenti in prevalenza ghiaioso-sabbioso-argillosi, di natura sia continentale, fluvio-lacustre, che marina. Le strutture morfologiche in elevazione rappresentano, invece, il culmine delle varie anticlinali e dei sovrascorrimenti che caratterizzano il territorio dello spezzino. La struttura e l'assetto attuale delle varie unità tettoniche sono quindi il risultato di una complessa storia deformativa iniziata nel Cretaceo superiore in seguito alla convergenza dei margini dell'Oceano Ligure-piemontese. Si riporta di seguito un inquadramento geologico dell'area di studio (CARG – Foglio 248 La Spezia –Figura 6.4 e Figura 6.5).

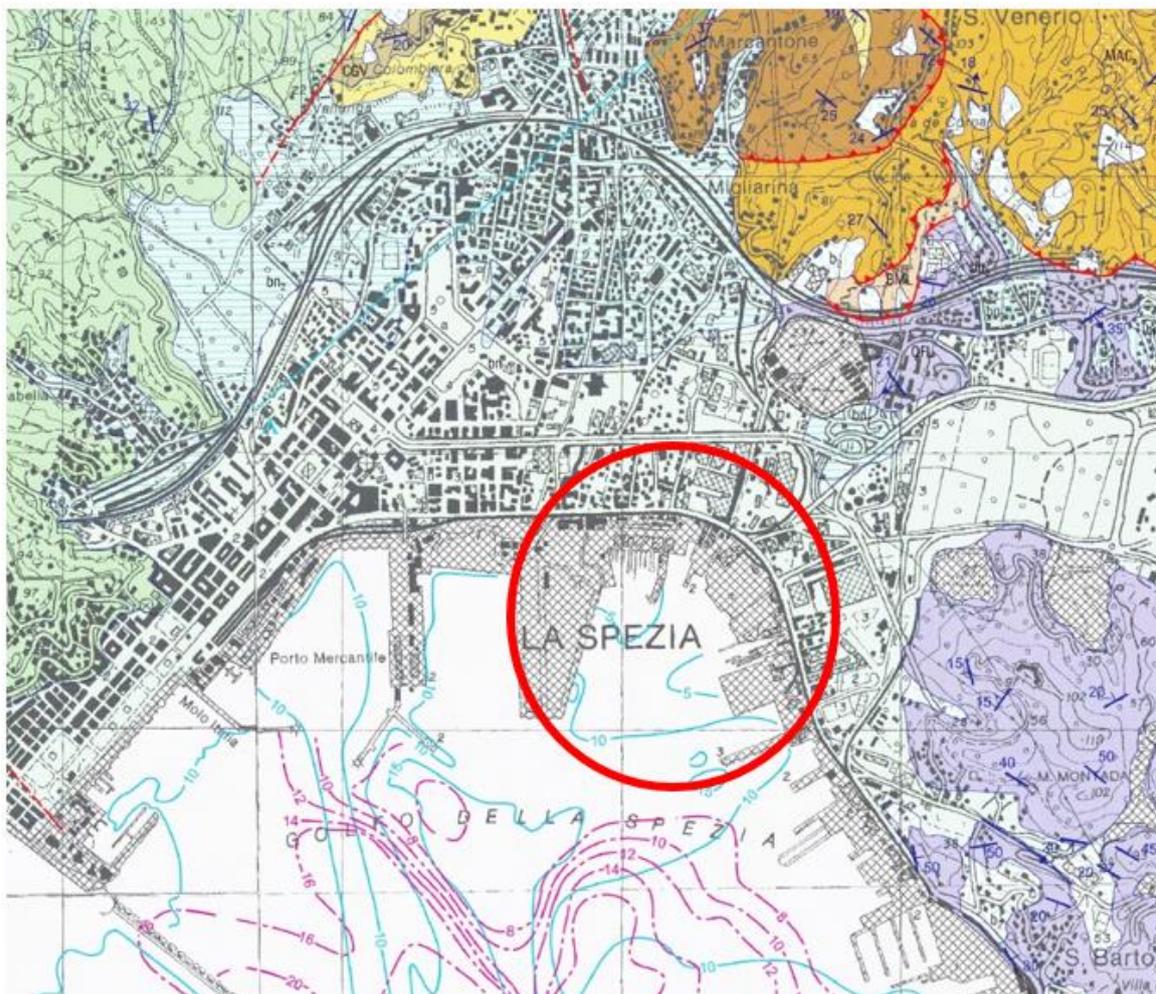


Figura 6.4 – Inquadramento geologico generale (CARG – Foglio 248 La Spezia)

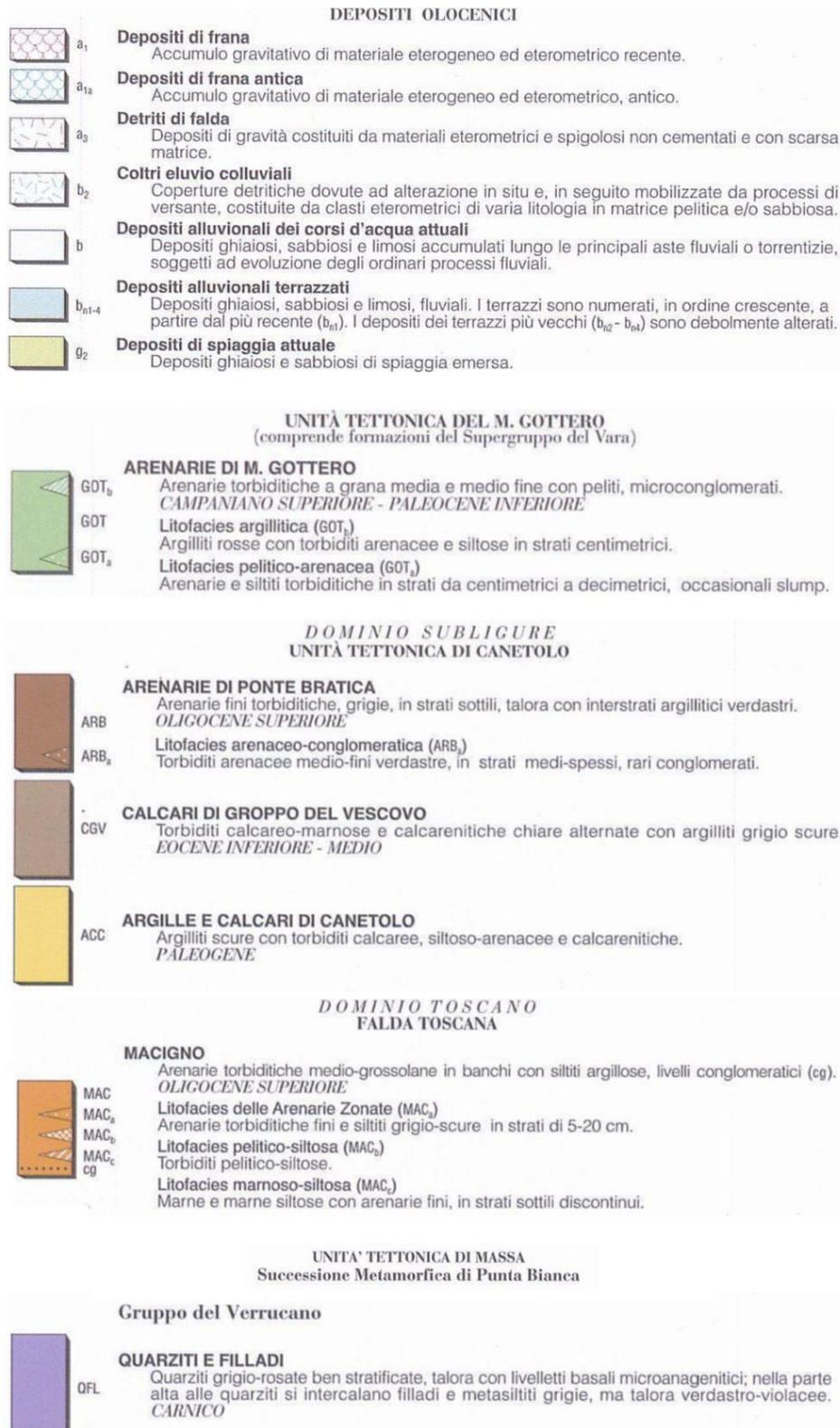


Figura 6.5 – Inquadramento geologico generale - Legenda (CARG – Foglio 248 La Spezia)

I terreni superficiali sono di origine prevalentemente alluvionale di età quaternaria (bn), poggianti su un substrato triassico, presumibilmente costituito localmente dalle Quarziti e Filladi (QFL) appartenenti all'unità tettonica di Massa. Lo spessore del deposito quaternario risulta molto variabile da zona a zona, maggiore in asse al Golfo e crescente in direzione mare. La natura litologica dei terreni è condizionata dall'ambiente di sedimentazione e, pertanto, influenzata dalle ingressioni e regressioni marine per effetto delle oscillazioni climatiche legate ai cicli glaciali e post-glaciali.

6.1 STRATIGRAFIA LOCALE

Nell'area oggetto di indagine sono presenti le unità stratigrafiche del sistema deposizionale del Golfo di La Spezia. La carta geologica del PUC (Figura 6.6) indica la presenza di depositi quaternari, sia di prevalente origine marina (DM), che fluvio-lacustre (DL), oltre a terreni di riporto di varia natura messi in posto per la realizzazione delle banchine portuali.

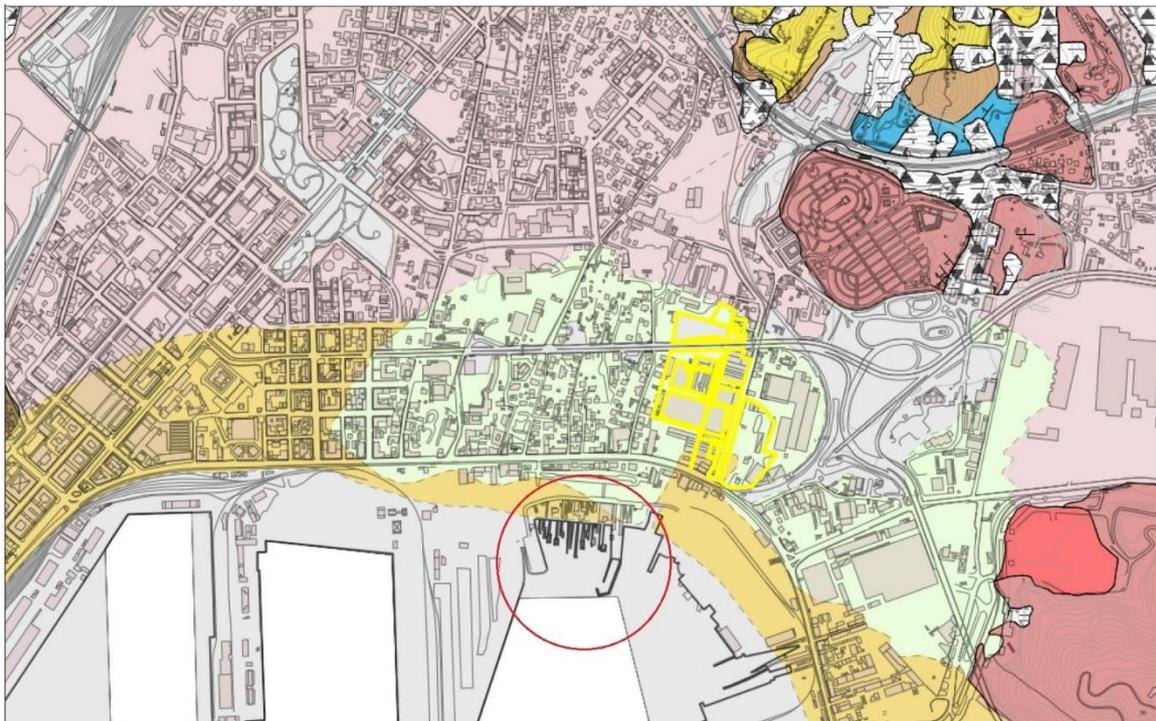


Figura 6.6 – Stralcio Carta Geologica in scala 1:10.000 (PUC La Spezia)

<p> Depositi di origine prevalentemente fluviale: depositi a granulometria variabile da ghiaia ad argilla (DF) - Quaternario</p> <p> Depositi di origine prevalentemente marina: depositi prevalentemente sabbiosi con frazioni argillose e limose subordinate a scarsi ciottoli subarrotondati. Presenti resti fossili e vegetali (DM) - Quaternario</p> <p> Depositi di origine prevalentemente lacustre: depositi prevalentemente limo-sabbioso argillosi con frequenti livelli torbosi. Presenti resti fossili e vegetali (DL) - Quaternario</p>	<p> Materiale di riporto</p> <p> Arenaria del Bratica: alternanze di silti e argilliti grigio scure, talora alternate con straterelli di calcarenite a grana molto fine/ArBa</p> <p> Calcere cavernoso: calcari a cellette derivanti da una serie anidritico-dolomitica successivamente idrata per effetto delle acque percolanti con conseguente frantumazione delle dolomie e parziale ricristallizzazione in calcite con formazione delle caratteristiche cellette (TCV) - Norico</p>
---	---

Figura 6.7 – Legenda Carta Geologica in scala 1:10.000 (PUC La Spezia)

I depositi marini sono per lo più costituiti da limi argillosi e sabbie di colore grigio-marrone con numerosi gusci di lamellibranchi e ghiaie sparse, con intercalazioni di argille molli con elevato contenuto organico e livelli di torba.

I depositi fluvio-lacustri sono costituiti da argille, limi e sabbie e, secondariamente, da lenti di ciottolami sabbiosi da sub angolosi ad arrotondati deposti nelle facies di canale.

Superficialmente sono poi presenti diffusamente i terreni di riporto, localmente di spessore considerevole, connessi all'antropizzazione dell'area con particolare riguardo alle colmate per la formazione delle strutture portuali.

In Figura 6.9 sono riportate le 4 sezioni geologiche di riferimento con l'individuazione delle unità geologiche.

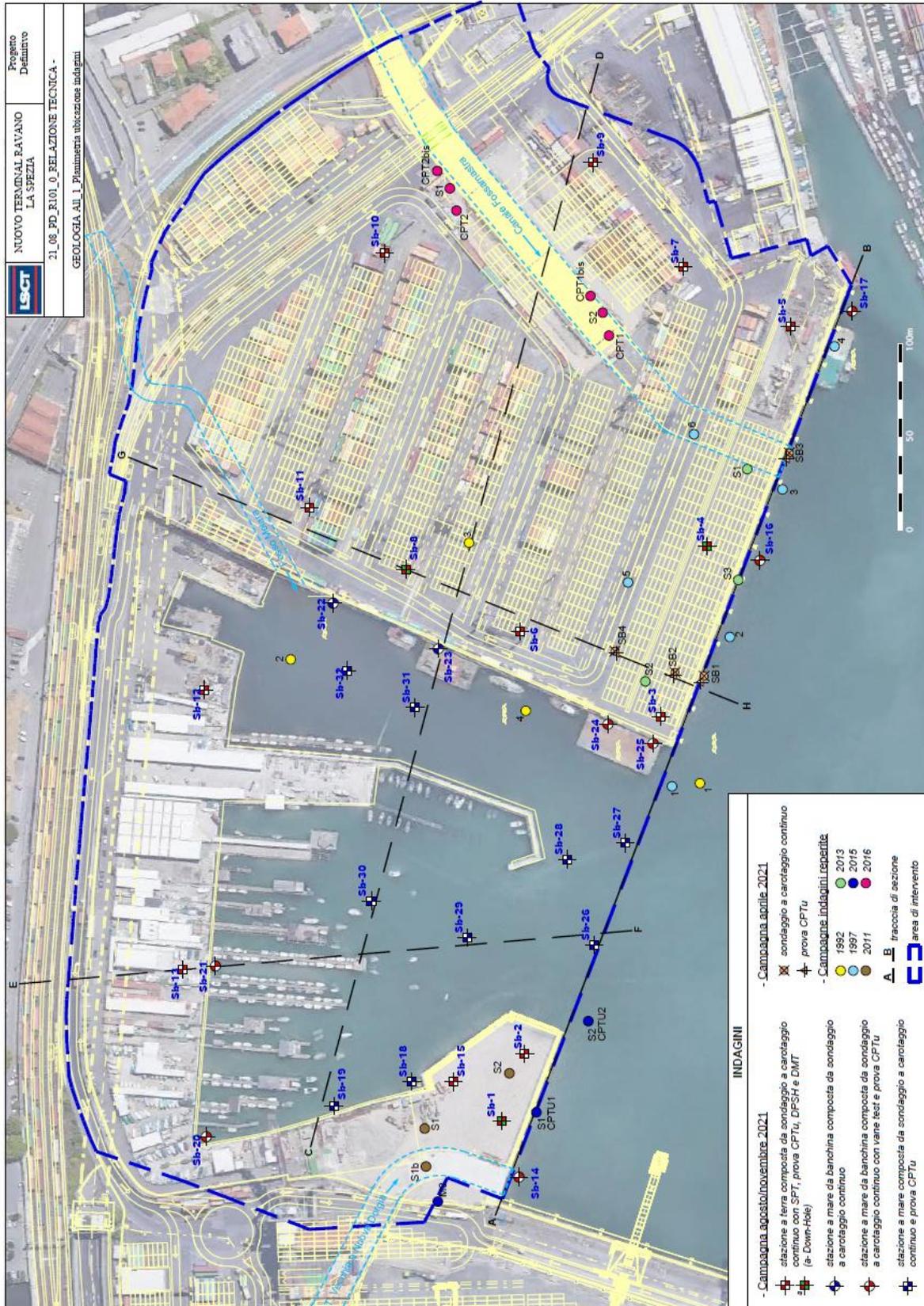


Figura 6.8 – Planimetria con indicati i sondaggi e le sezioni di riferimento

7 SEZIONI GEOTECNICHE

Lo studio geologico elaborato per il progetto di cui una sintesi è riportata al precedente Capitolo 6, permette di interpretare agevolmente i risultati della campagna di indagine con la identificazione delle principali unità geotecniche presenti nell'area interessata dalle opere e le sezioni stratigrafiche di riferimento.

7.1 RICONOSCIMENTO UNITÀ GEOTECNICHE

Nel sottosuolo indagato sono stati riconosciuti cinque distinti depositi di terreno sciolto che, dall'alto verso il basso, possono essere come di seguito descritti:

- Depositi Antropici (DA): presenti nelle aree di riempimento dei piazzali esistenti; si tratta di terreni a grana grossa che includono una matrice di terreno più fine;
- Depositi marini fangosi (DF): presenti su tutta l'area di intervento hanno spessore variabile da zona a zona; si possono classificare come terreni a grana fine di bassa permeabilità, caratterizzati da bassa/bassissima consistenza;
- Depositi alluvionali/marini coesivi (DAMC): sono terreni misti di origine alluvionale e marina, prevalentemente a grana fine, di bassa permeabilità e media/bassa consistenza, spesso intercalati da strati sabbiosi di vario spessore; si distinguono per la presenza di resti di conchiglie;
- Depositi Alluvionali coesivi (DAC): sono terreni di origine continentale, prevalentemente a grana fine di bassa permeabilità e media consistenza, sono spesso intercalati da strati sabbiosi di vario spessore;
- Depositi Alluvionali Sabbiosi (DAS): sono terreni di origine continentale dove prevale la frazione sabbiosa; si presentano con intercalazioni ghiaiose e rari livelli coesivi.

Tale articolazione stratigrafica è riconoscibile dalle immagini delle cassette catalogatrici che mostrano i carotaggi del sottosuolo per due sondaggi, il primo eseguito a terra, centralmente lungo la banchina del molo Ravano (Sb-4) ed il secondo a mare, nello specchio acqueo della Marina del Canaletto (Sb-28). La posizione dei sondaggi può essere ritrovata nella Figura 4.2. Per chiarezza, nelle immagini, le porzioni di carotaggio attribuite ai diversi depositi riconosciuti sono riquadrate con una cornice di diverso colore, secondo la legenda riportata in figura con associate le rispettive denominazioni.

Le figure, da Figura 7.1 a Figura 7.4 si riferiscono alla stratigrafia del sondaggio Sb-4. Si ritrovano:

- da +2,3 m da l.m.m a -12,6 m da l.m.m: ghiaia sabbiosa limosa (DA)
- da -12,6 m l.m.m. a - 12,9 m l.m.m.: argilla limosa (DF);
- da -12,95 m l.m.m. a -16,45 m l.m.m.: limo con argilla (DAMC);
- da -16,45 m l.m.m. a - 17,4 m l.m.m.; sabbia limosa (DAMC);
- da -17,4 m l.m.m. a - 22,6 m l.m.m.: limo argilloso con sabbia (DAC);
- da -17,4 m l.m.m. a - 23,3 m l.m.m.: argilla con limo (DAC);
- da -23,3 m l.m.m. a - 25,5 m l.m.m.: limo argilloso con sabbia (DAC);
- da -25,5 m l.m.m. a - 28,7 m l.m.m.: sabbia limosa e ghiaiosa (DAS);
- da -28,7 m l.m.m. a - 29,9 m l.m.m.: limo con argilla (DAS);
- da -29,9 m l.m.m. a - 45,1 m l.m.m.: sabbia con ghiaia, limosa (DAS);
- da -45,1 m l.m.m. a - 48,4 m l.m.m.: limo sabbioso e ghiaioso (DAS);
- da -48,4 m l.m.m. a - 52,7 m l.m.m.: limo sabbioso e ghiaioso (DAS).



Figura 7.1. Sondaggio Sb-4 (da 0 a 15 m da pc)

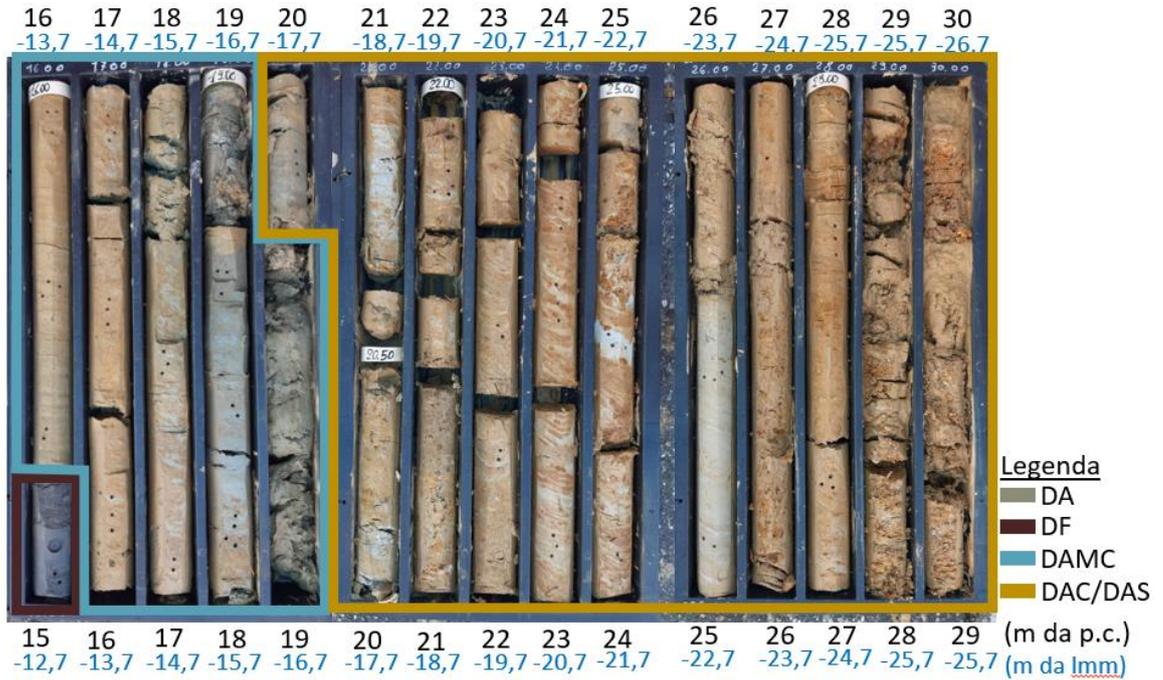


Figura 7.2 Sondaggio Sb-4 (da 15 a 30m da pc)



Figura 7.3 Sondaggio Sb-4 (da 30 a 45 m da pc)

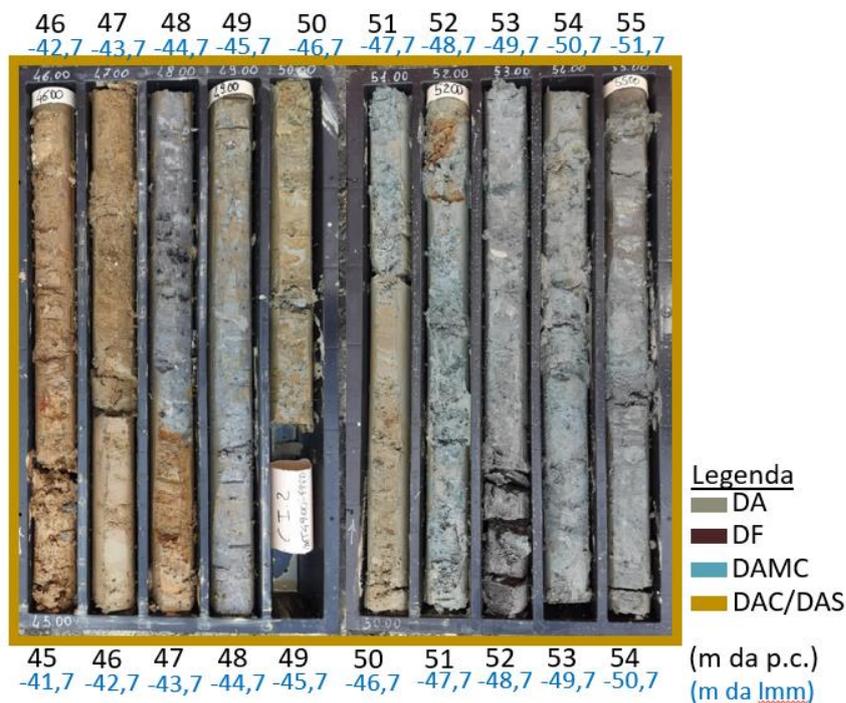


Figura 7.4 Sondaggio Sb-4 (da 45 a 55 m da pc)

Le immagini da Figura 7.5 a Figura 7.7 descrivono il carotaggio Sb-28. Si ritrovano:

- da -4,0 m l.m.m. a -10,4 m l.m.m.: argilla limosa (DF);
- da -10,4 m l.m.m. a -12,0 m l.m.m.: limo sabbioso e argilloso (DF);
- da -12,0 m l.m.m. a -12,8 m l.m.m.: argilla limosa (DAMC);
- da -12,8 m l.m.m. a -13,6 m l.m.m.: argilla sabbiosa e limosa (DAMC);
- da -13,6 m l.m.m. a -14,5 m l.m.m.: sabbia ghiaiosa e argillosa (DAMC);
- da -14,5 m l.m.m. a -15,0 m l.m.m.: sabbia limosa e argillosa (DAMC);
- da -15,0 m l.m.m. a -15,4 m l.m.m.: sabbia debolmente limosa (DAMC);
- da -15,4 m l.m.m. a -15,9 m l.m.m.: argilla limoso sabbiosa (DAMC);
- da -15,9 m l.m.m. a -18,5 m l.m.m.: sabbia da debolmente limosa a limosa (DAMC);
- da -18,5 m l.m.m. a -20,2 m l.m.m.: sabbia con ghiaia limosa (DAMC);
- da -20,2 m l.m.m. a -23,1 m l.m.m.: argilla limosa (DAMC);
- da -23,1 m l.m.m. a -25,1 m l.m.m.: limo sabbioso, argilloso e ghiaioso (DAMC);
- da -25,1 m l.m.m. a -34,0 m l.m.m.: argilla limosa (DAMC);
- da -34,0 m l.m.m. a -35,0 m l.m.m.: argilla limosa sabbiosa (DAC);
- da -35,0 m l.m.m. a -52,5 m l.m.m.: sabbia con limo debolmente argillosa (DAS).

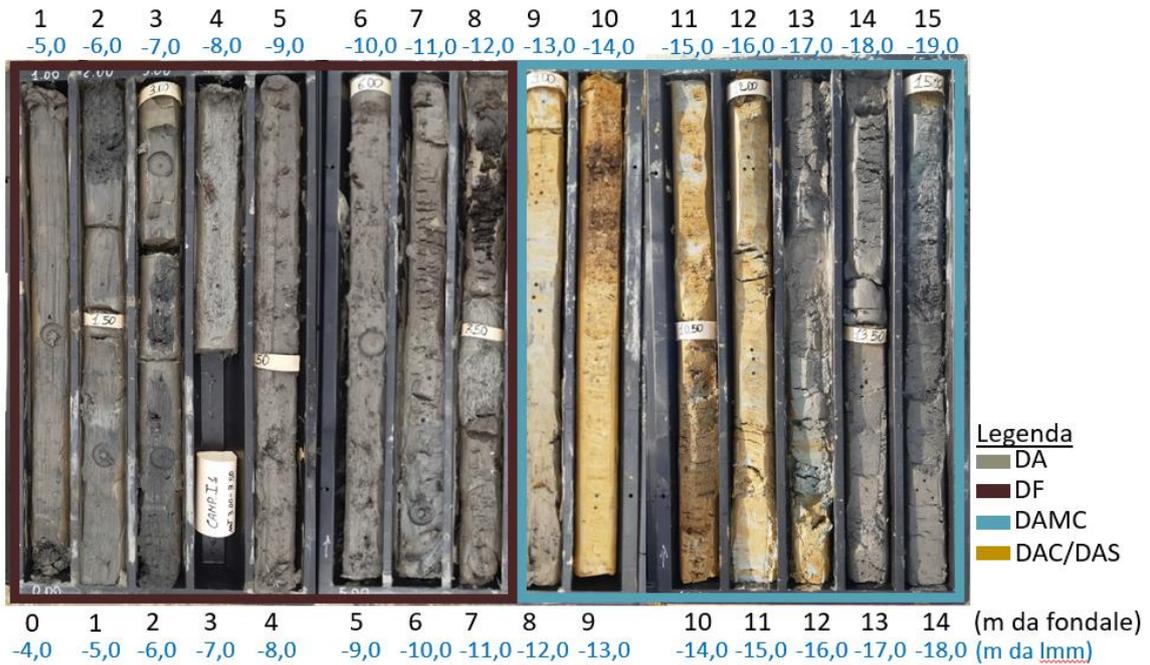


Figura 7.5 Sondaggio Sb-28 (0 – 15m da fondale)

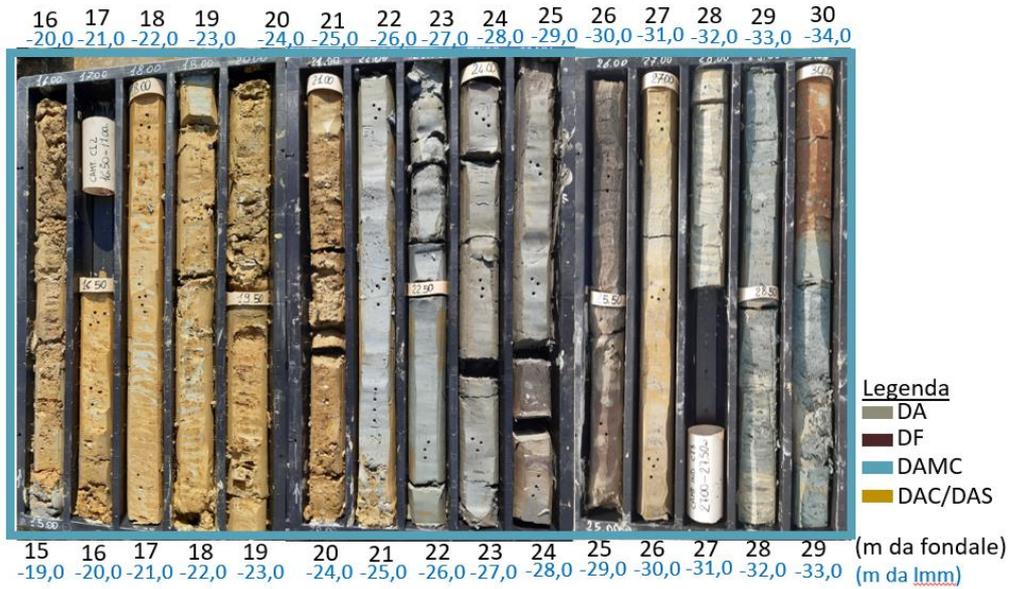


Figura 7.6 Sondaggio Sb-28 (15 – 30m da fondale)

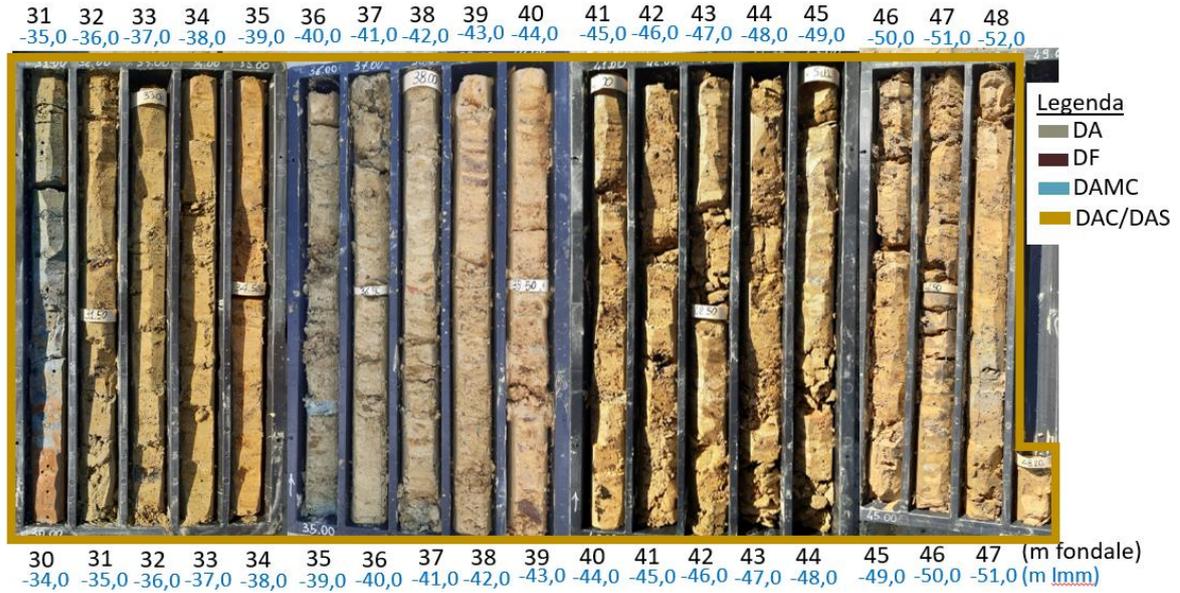


Figura 7.7 Sondaggio Sb-28 (30 – 48,2m da fondale)

Per un confronto, dalla Figura 7.8 alla Figura 7.15, è riportato l'indice di comportamento I_c ottenuto attraverso le prove CPT affiancato alle colonne stratigrafiche dei rispettivi sondaggi. Si nota la buona coerenza tra le due metodologie utilizzate per distinguere i terreni a grana fine prevalente dai terreni granulari (DAS). Inoltre, all'interno dei depositi coesivi (DAMC e DAC) si rileva la diffusa presenza di livelli sabbiosi.

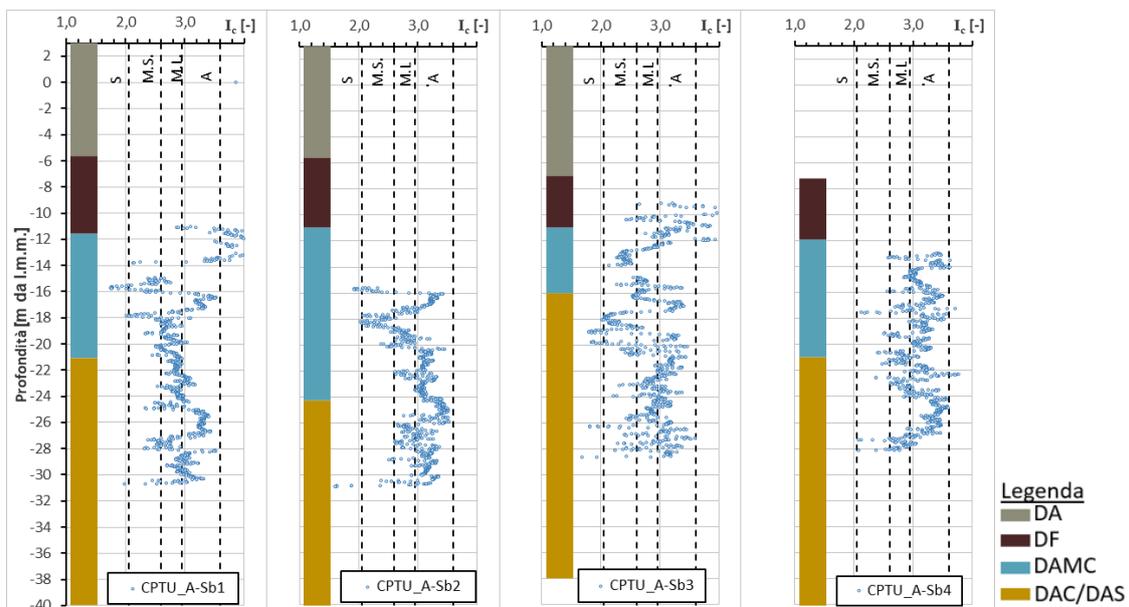


Figura 7.8 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_A-SB1, CPT_A-SB2 e CPT_A-SB3 e CPT_A-SB4.

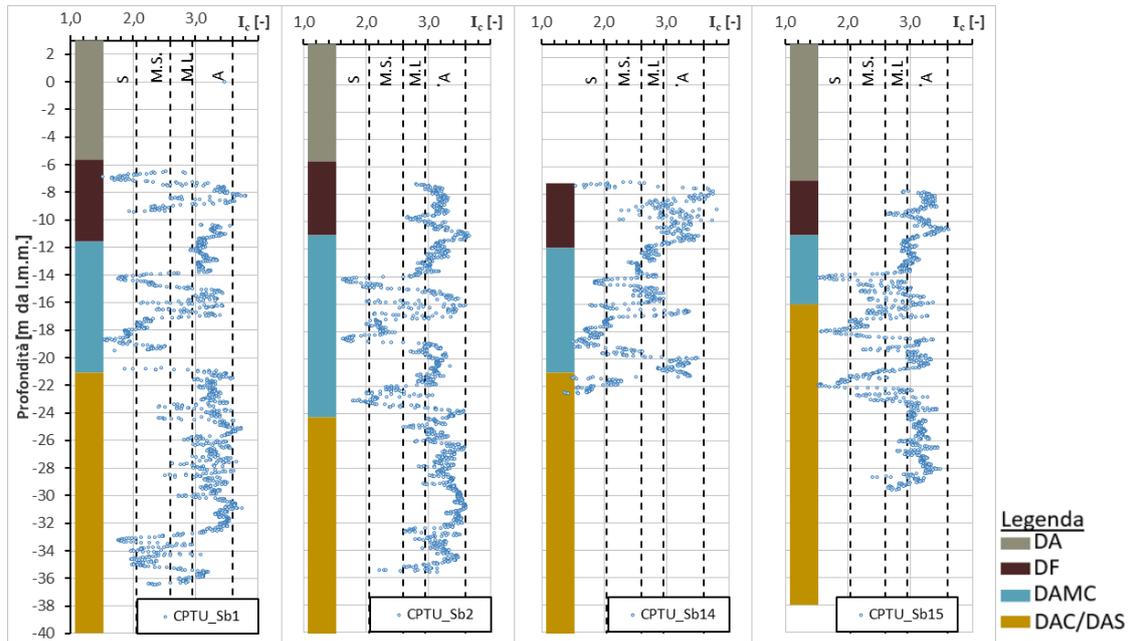


Figura 7.9 Indice di comportamento IC delle prove di CPT_Sb1, CPT_Sb2 e CPT_Sb14 e CPT_Sb15.

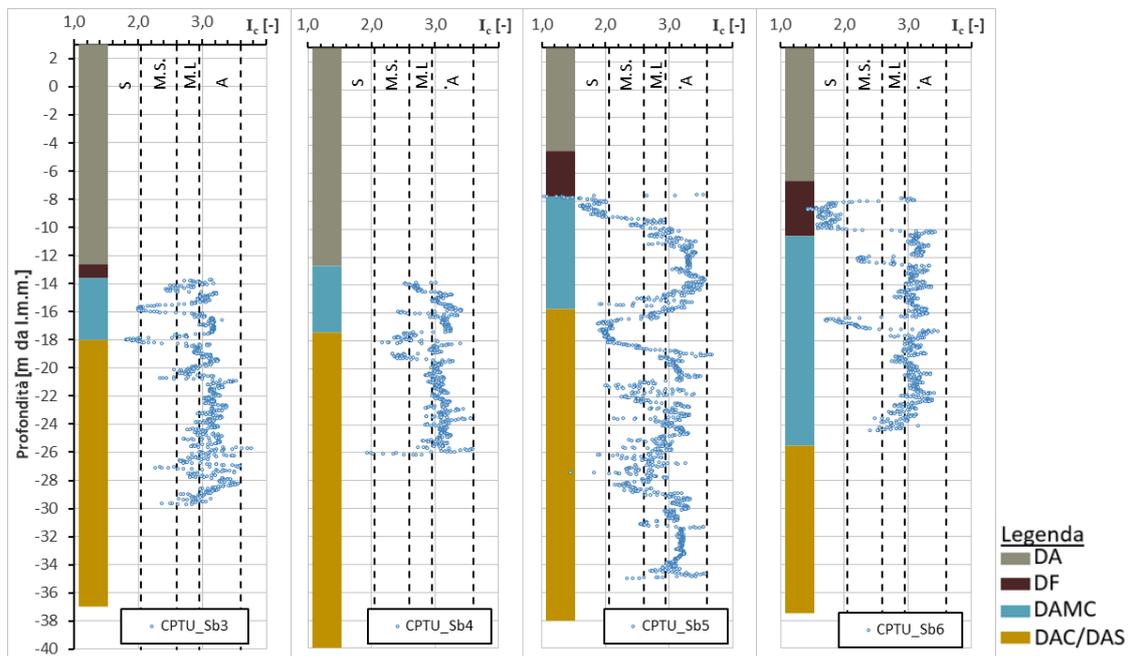


Figura 7.10 Indice di comportamento IC delle prove di CPT_Sb3, CPT_Sb4 e CPT_Sb5 e CPT_Sb6

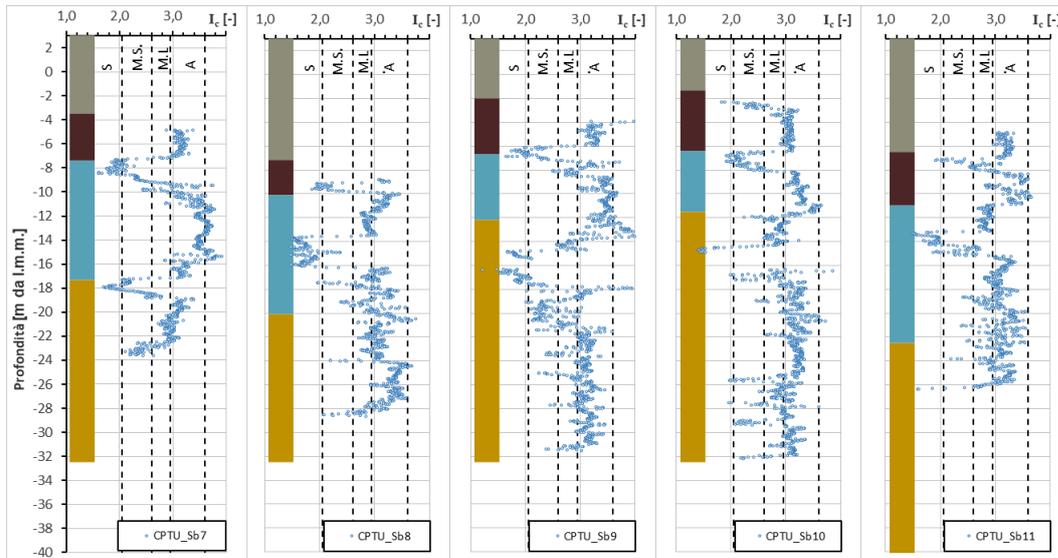


Figura 7.11 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_Sb7, CPT_Sb8 e CPT_Sb9, CPT_Sb10 e CPT_Sb11

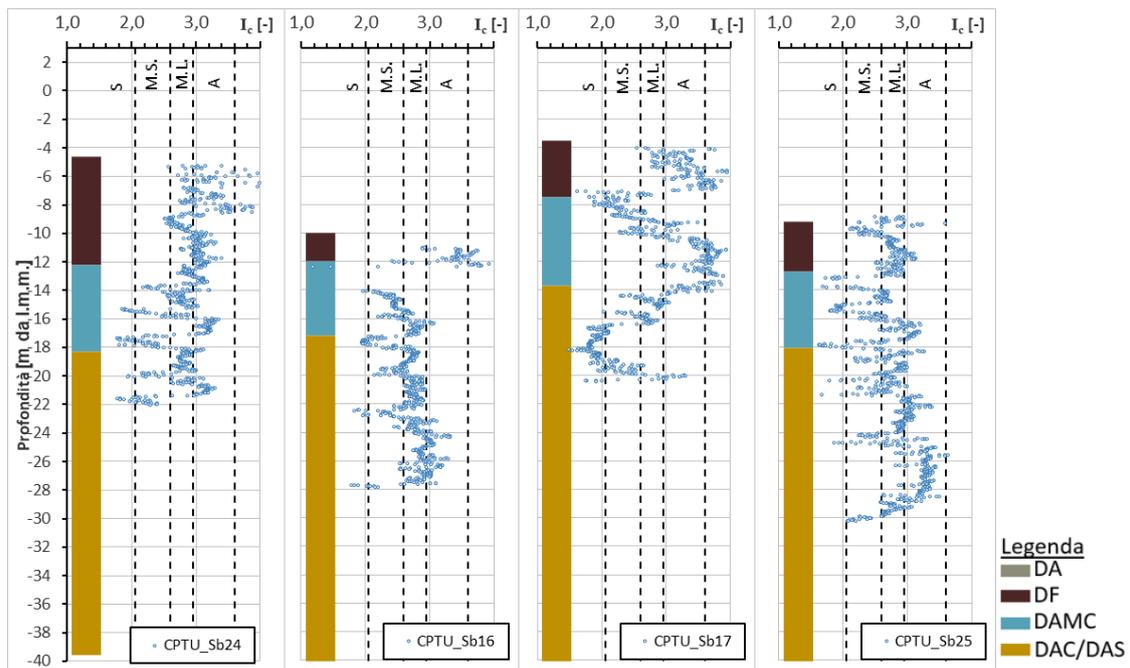


Figura 7.12 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_Sb24, CPT_Sb16 e CPT_Sb17 e CPT_Sb25.

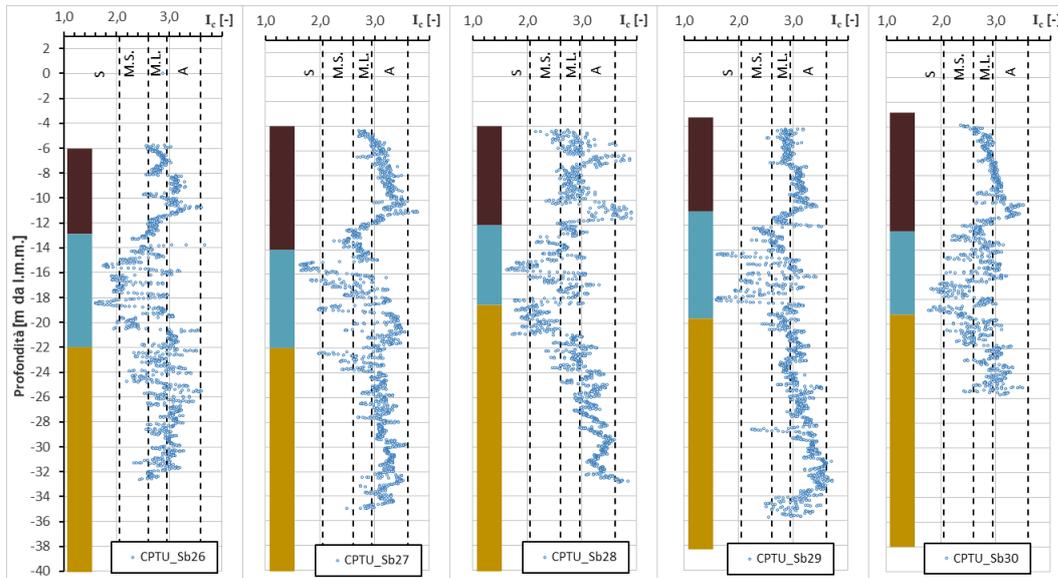


Figura 7.13 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_Sb26, CPT_S27 e CPT_Sb28, CPT_Sb29 e CPT_Sb30

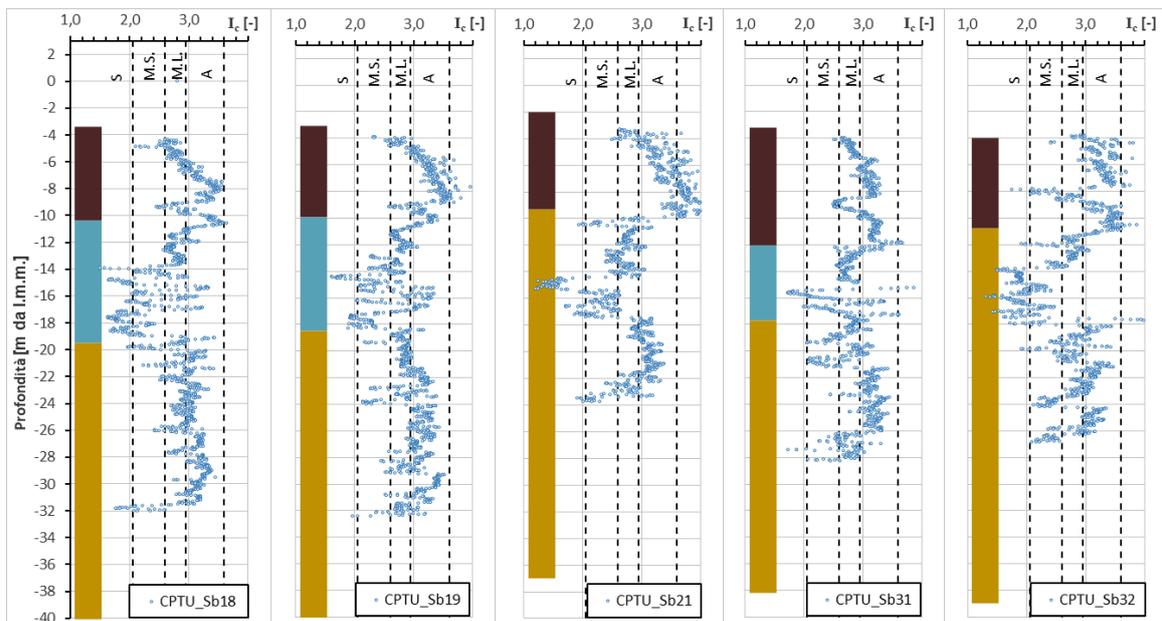


Figura 7.14 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_Sb18, CPT_Sb19 e CPT_Sb21, CPT_Sb31 e CPT_Sb32.

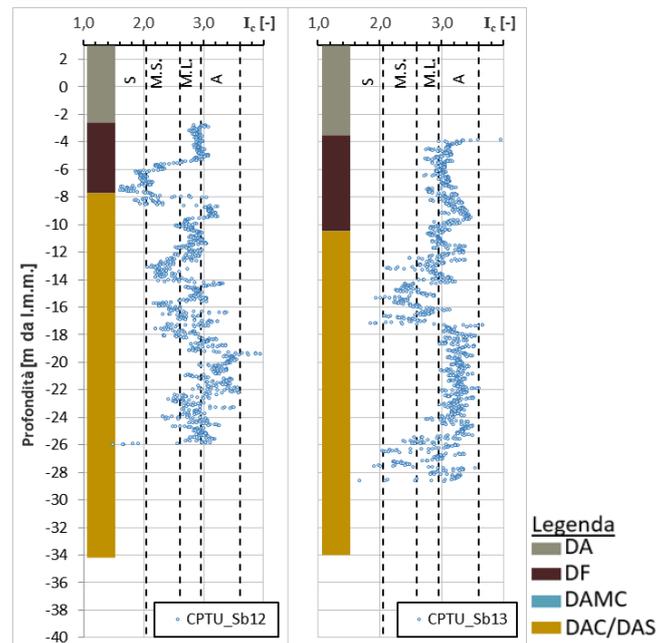


Figura 7.15 Indice di comportamento I_c delle prove di CPT_Sb12 e CPT_Sb13.

Robertson e Wride (1993)						
Classificazione del terreno	Sabbie ghiaie	Sabbie	Terreni a matrice sabbiosa	Terreni a matrice limosa	Argille	Terreni organici
Valore di I_c	$I_c < 1,31$	$1,31 < I_c < 2,05$	$2,05 < I_c < 2,60$	$2,60 < I_c < 2,95$	$2,95 < I_c < 3,60$	$I_c > 3,60$

Figura 7.16 classificazione del terreno secondo l'Indice di comportamento I_c delle prove di CPT (Robertson e Wride, 1993).

Una rappresentazione chiara del modello di sottosuolo e della articolazione stratigrafica ottenuti dalle indagini è quella presentata nelle seguenti figure che riportano le quote da livello medio del mare della base del deposito di fango (DF, Figura 7.17) e del tetto del deposito alluvionale sabbioso (DAS, Figura 7.19). In Figura 7.18 si rappresenta invece lo spessore dello strato fangoso.

Si osserva come gli strati immergano verso mare, con la quota di base del fango che risale procedendo dall'allineamento del nuovo banchinamento verso terra. In corrispondenza del piazzale Levante lo spessore del fango risulta variabile tra 6 e 10m, mentre nel piazzale Ponente lo spessore è minore, variabile fra 1 e 5 m. Il deposito di sabbie (DAS) si incontra a profondità progressivamente crescenti procedendo da Levante verso Ponente, con profondità massima nell'area di progetto in corrispondenza del dente Fornelli, pari a circa -47m su l.m.m.

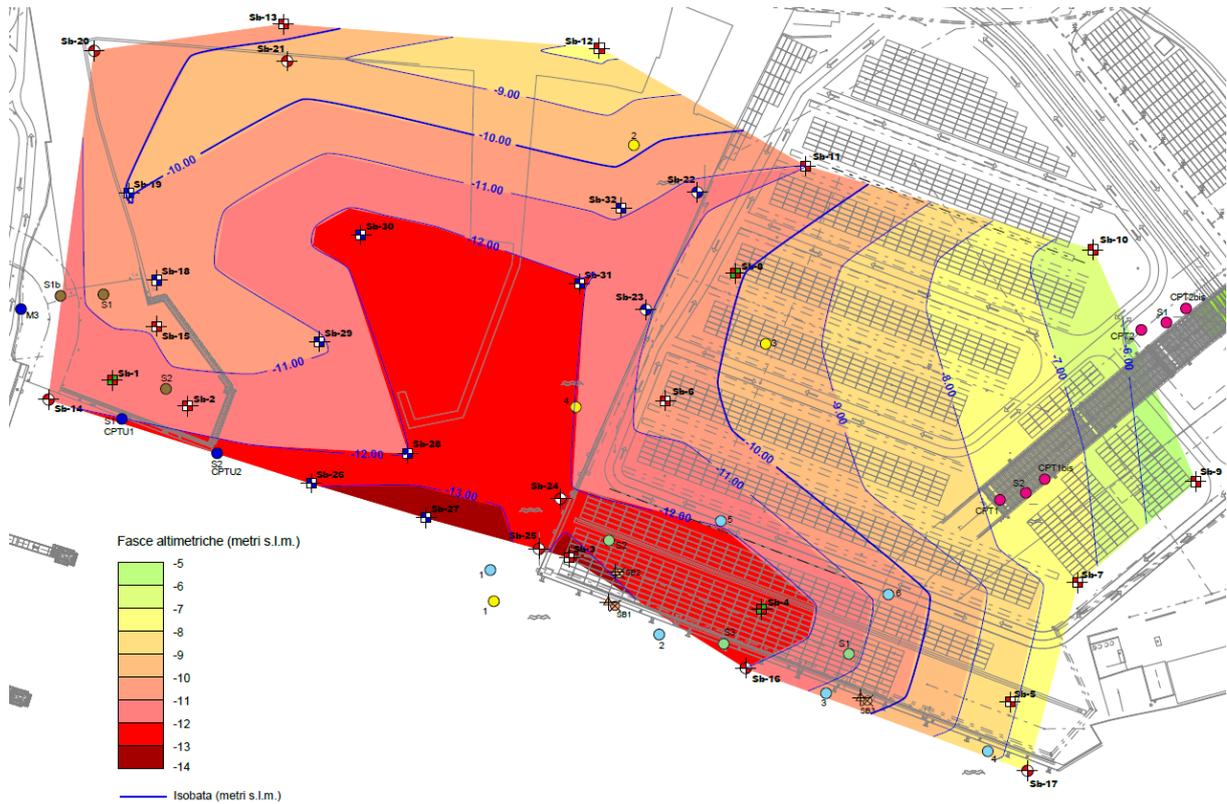


Figura 7.17 Isobate del deposito fangoso (quota su l.m.m. della base del DF)

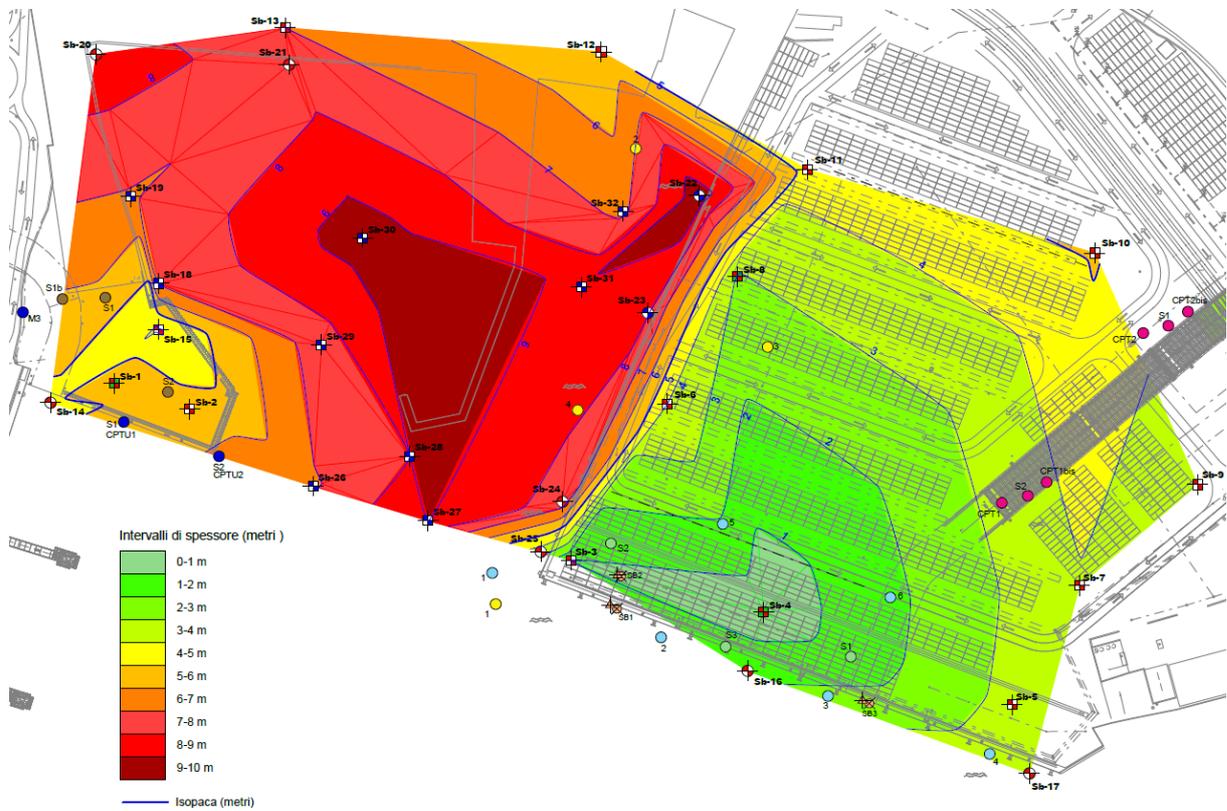


Figura 7.18 spessore del deposito fangoso (DF)

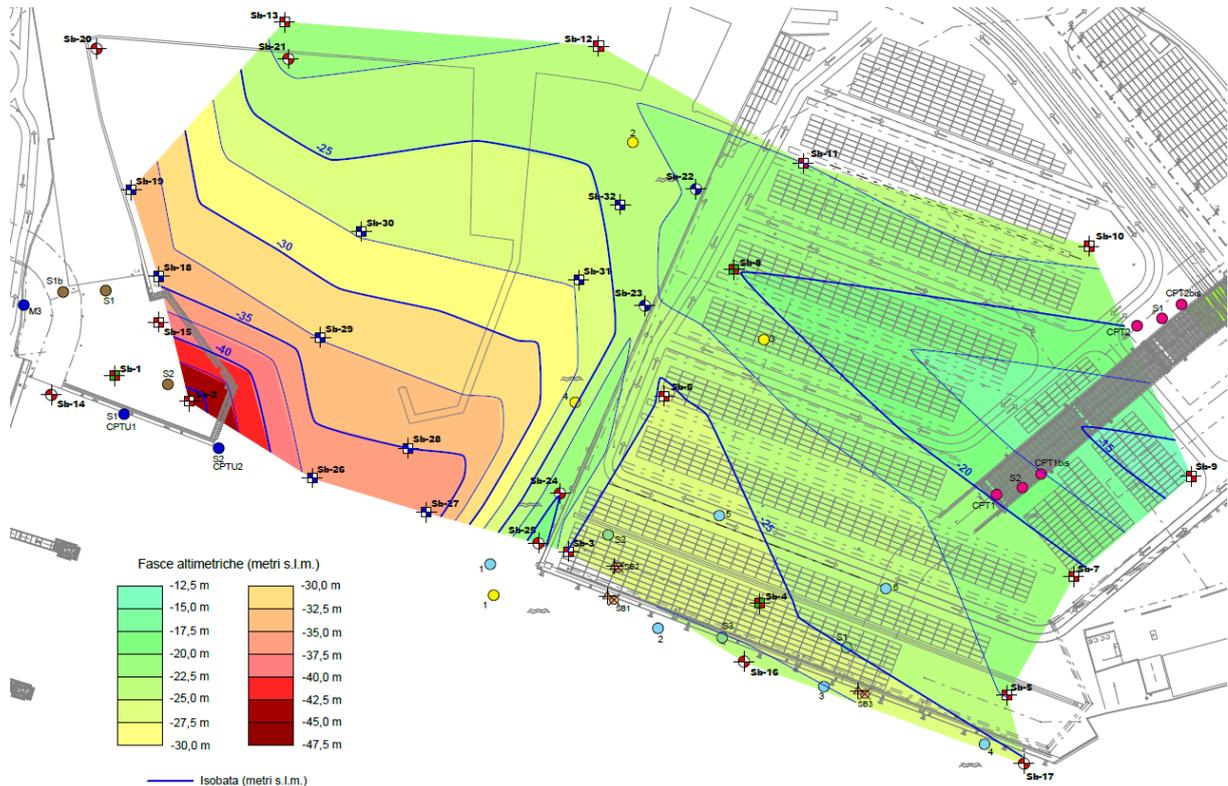


Figura 7.19 Isobate del deposito continentale sabbioso (quota su l.m.m. del tetto di DAS)

7.2 SEZIONI LITOSTRATIGRAFICHE SIGNIFICATIVE

Sulla base delle considerazioni illustrate nei paragrafi precedenti sono state ricostruite 4 sezioni litostratigrafiche AB, CD, EF, GH con traccia indicata in planimetria e rappresentate in Figura 7.20.

In estrema sintesi, nell'area di progetto si ritrovano, in successione e con spessori variabili, i depositi antropici (DA), il deposito di fango (DF), il pacchetto di terreni a grana fine (DAMC+DAC) ed il deposito di sabbie (DAS). Quest'ultimo è stato riconosciuto fino alla profondità di 55m dal l.m.m.

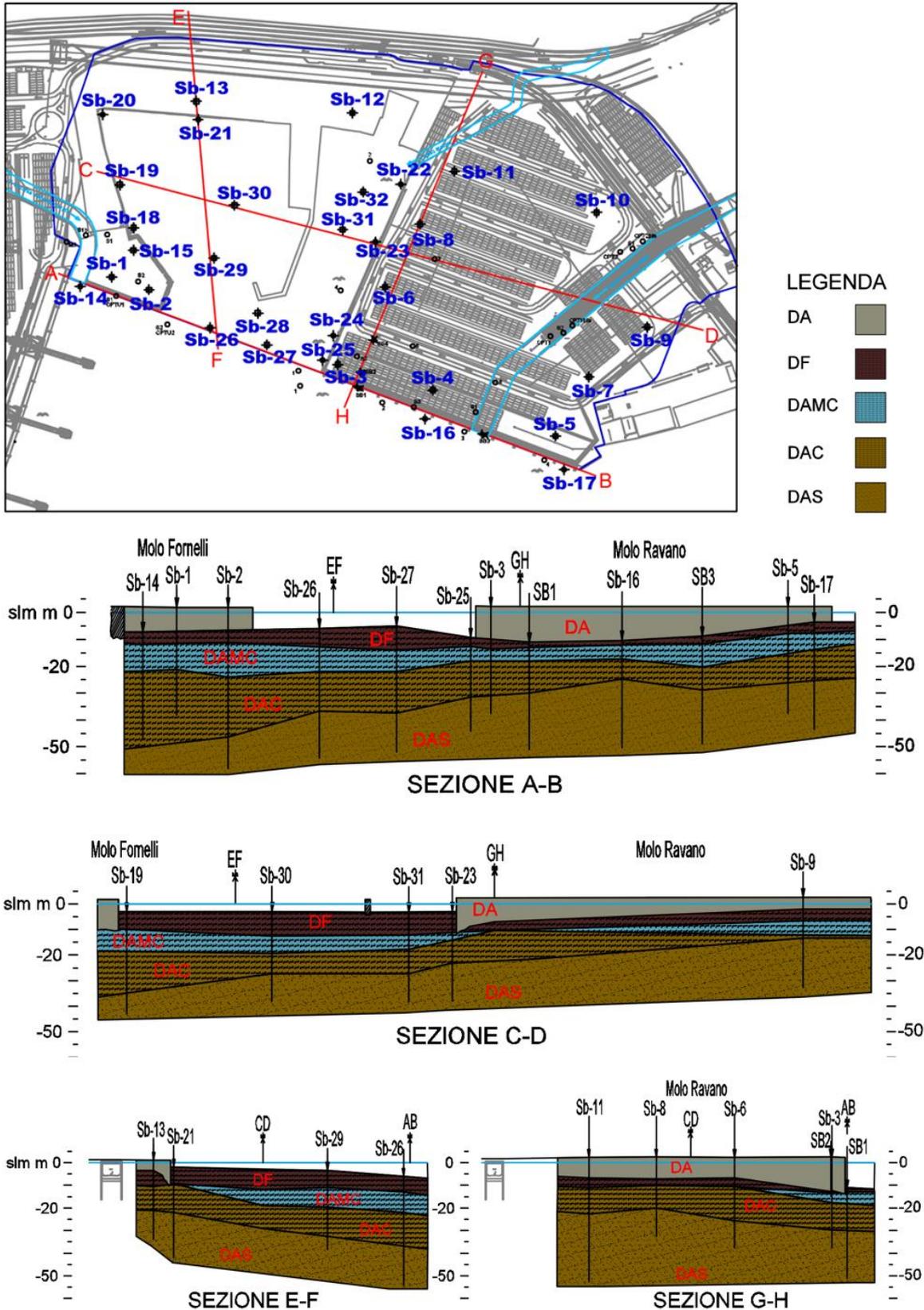


Figura 7.20 Sezioni lito-stratigrafiche significative

8 CARATTERIZZAZIONE DELLE UNITÀ GEOTECNICHE

Dal complesso delle indagini disponibili sono state individuate 5 unità geotecniche, come già descritto precedentemente. Si procederà, pertanto, alla caratterizzazione meccanica di tutte le unità facendo riferimento ai risultati delle indagini disponibili, sia con misure in sito che su campioni di laboratorio.

<u>Unità geologica</u>	<u>Unità geotecnica</u>	<u>Descrizione</u>	<u>Simbolo</u>
r	DA	Deposito Antropico	
A	DF	Depositi marini Fangosi	
B	DAMC	Depositi Alluvionali/Marini Coesivi	
C	DAC	Depositi Alluvionale Coesivi	
D	DAS	Depositi Alluvionale Sabbiosi	

L'elaborazione delle prove in sito viene presentata prima dei risultati delle prove di laboratorio. In particolare si procederà illustrando i risultati per ciascuna verticale di indagine per identificare le unità geotecniche presenti. Successivamente si analizzano i risultati delle prove di laboratorio, accorpandoli per unità geotecniche.

Per quanto riguarda i depositi naturali DAMC, DAC e DAS, la sperimentazione svolta viene considerata nel suo insieme, senza tener conto della posizione specifica delle verticali di indagine. Al contrario, la caratterizzazione dei depositi antropici (DA) richiede una distinzione in base all'area di prova in quanto i riempimenti, realizzati in epoche diverse, non sono mutuamente correlabili. In particolare, seppure tutti assimilabili a depositi di tipo granulare, i terreni di riempimento mostrano un diverso contenuto fine che ne condiziona fortemente la risposta meccanica. Per la loro caratterizzazione, i depositi sono pertanto distinti parzializzando l'area di indagine secondo lo schema di Figura 8.1.



Figura 8.1 individuazione delle arre per caratterizzazione depositi antropici (DA)

Infine, per i depositi fangosi (DF), i risultati sperimentali sono distinti in base all'area di provenienza, da terra o da mare. Questa suddivisione risulta necessaria per cogliere la diversa consistenza che presenta il deposito di fango in relazione all'assorbimento di carichi di banchina da tempo presenti.

8.1 PROVE IN SITO

Si procede per tipologia di prova.

8.1.1 PENETROMETRICHE SPT

Le prove SPT sono state eseguite per caratterizzare i Depositi Antropici (DA) prevalentemente grossolani, non campionabili; le prove sono state utilizzate anche per calibrare i risultati delle numerose prove DPSH, la cui interpretazione autonoma non è affidabile per l'assenza di una base di dati robusta come quella disponibile per le prove SPT. Le correlazioni adottate per la stima dei parametri sono quelle indicati al paragrafo 5.1.

8.1.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione dei riempimenti (DA)

Densità relativa D_R : è stata stimata dai risultati delle prove SPT, come illustrato in Figura 8.2 per i depositi a tergo dei banchinamenti esistenti (Fornelli e Ravano) ed in Figura 8.3 per gli attuali piazzali (Ravano e Canaletto). I risultati ottenuti attraverso le correlazioni di cui si è detto al paragrafo 5.1 sono schematizzati nelle seguenti due tabelle:

	D_R (%)	
	Gibbs e Holtz	Bazaara
B. Fornelli	50-80	30-60
P.Canaletto	60-90	45-70

	D_R (%)	
	Gibbs e Holtz	Bazaara
B. Ravano	45-80	30-60
P.Ravano	40-70	30-45

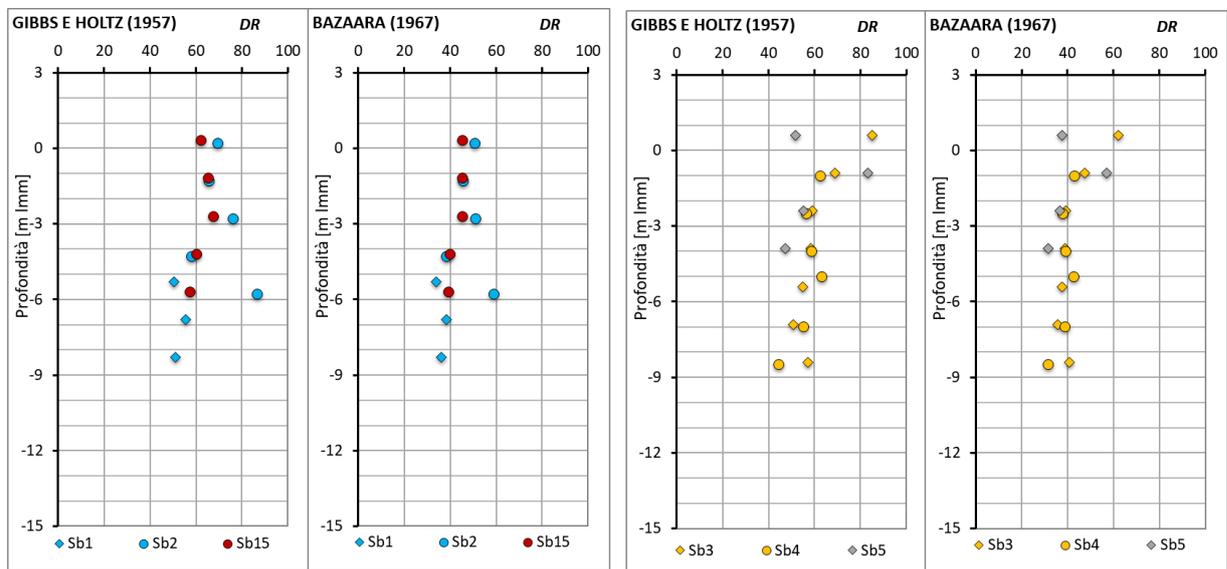


Figura 8.2 Stima della densità relativa (DR) da SPT (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

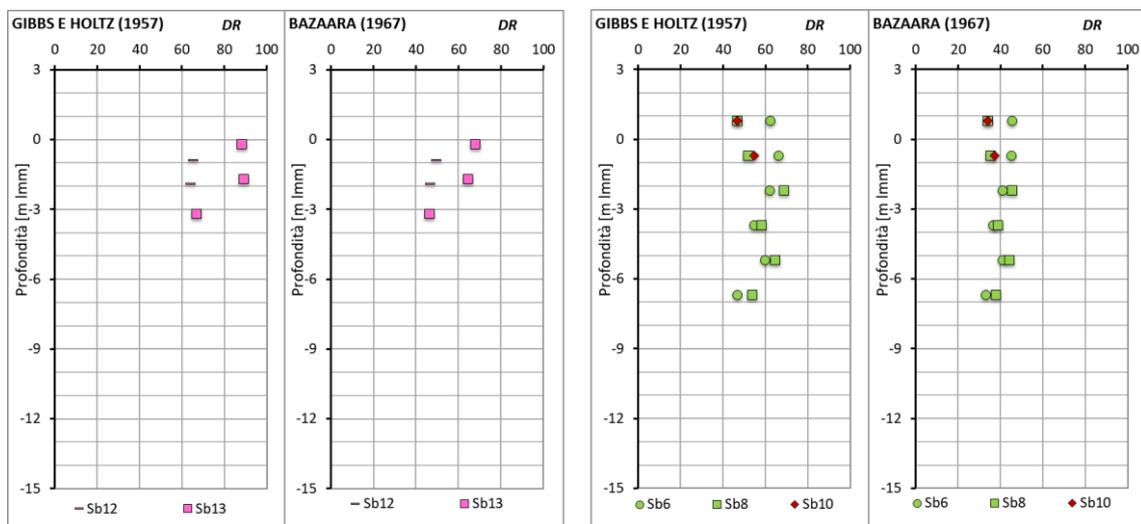


Figura 8.3 Stima della densità relativa (DR) da SPT

(Sx: piazzale Canaletto; Dx: piazzale Ravano)

8.1.1.2 Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci dei riempimenti (DA)

Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci (φ'): sono valutate facendo riferimento alle prove in sito di tipo SPT ed alle correlazioni del paragrafo 5.1; i valori di angolo di attrito (φ') sono illustrati in Figura 8.4 per i depositi a tergo banchina ed in Figura 8.5 per i piazzali. I risultati sono sintetizzati nelle due tabelle seguenti:

	φ' [°]			φ' [°]	
	Peck	Schmertmann		Peck	Schmertmann
B. Fornelli	30-35	34-42	B. Ravano	29-36	31-44
P.Canaletto	32-36	38-45	P.Ravano	29-36	32-40

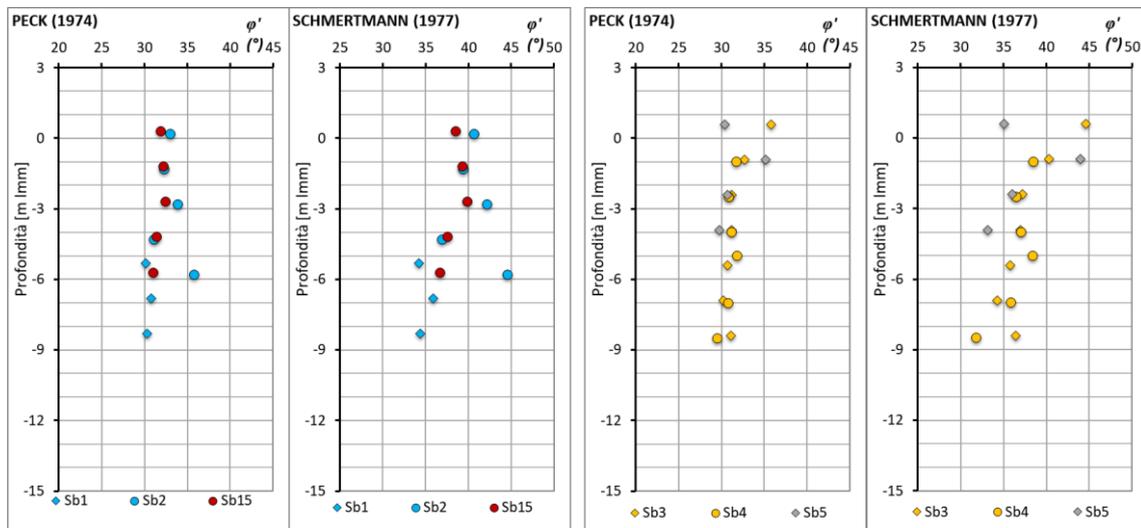


Figura 8.4 Stima dell'angolo d'attrito (φ') da SPT (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

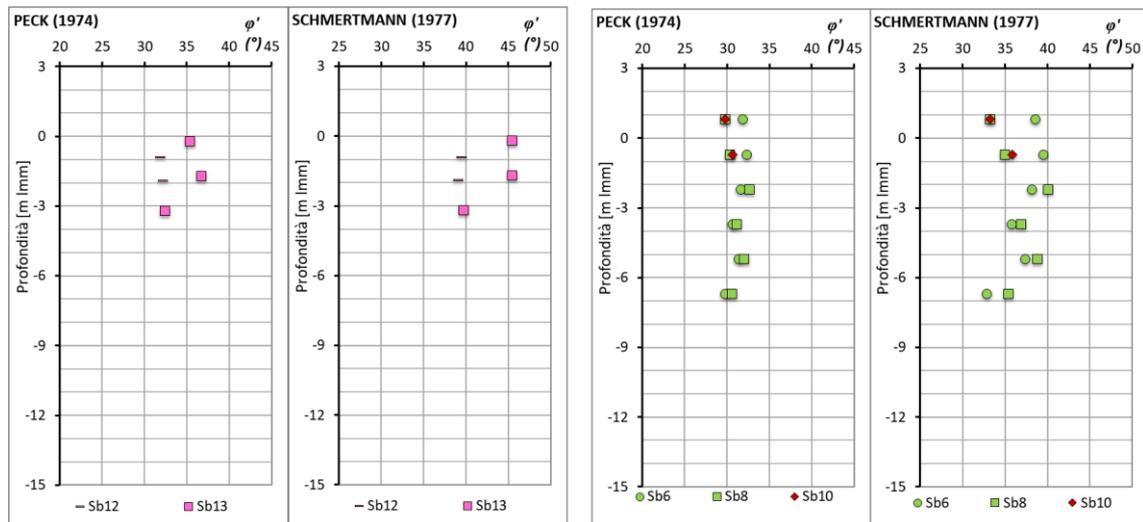


Figura 8.5 Stima dell'angolo di attrito (φ') da SPT (Sx: piazzale Canaletto; Dx: piazzale Ravano)

8.1.1.3 Caratteristiche di deformabilità

In Figura 8.6 e in Figura 8.7 sono mostrati i valori del modulo elastico a livelli di deformazione cosiddetti “operativi” ottenuti dall’elaborazione delle prove SPT. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

	E' [MPa]			E' [MPa]	
	Jamiolkowski	Denver		Jamiolkowski	Denver
B. Fornelli	9-18	20-30	B. Ravano	7-17	17-30
P.Canaletto	9-18	20-30	P.Ravano	5-15	12-30

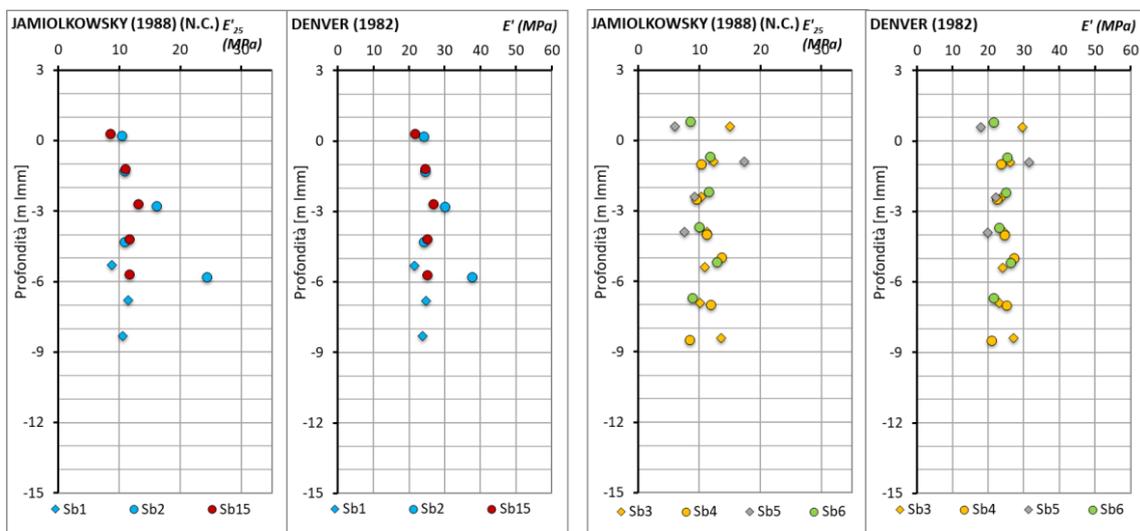


Figura 8.6 Stima del modulo elastico operativo da SPT (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

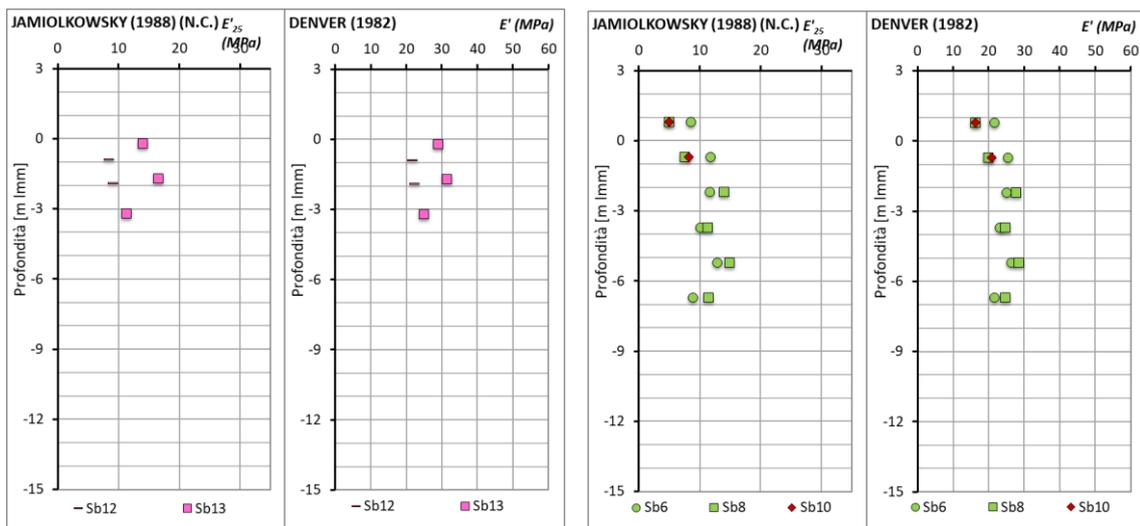


Figura 8.7 Stima del modulo elastico operativo da SPT
(Sx: piazzale Canaletto; Dx: piazzale Ravano)

8.1.2 DPSH

Anche le prove DPSH sono utili per la caratterizzazione dei Depositi Antropici (DA). Le prove hanno il vantaggio di essere continue e permettono quindi di cogliere le variazioni delle caratteristiche meccaniche con la profondità; il confronto dei risultati delle prove SPT permette di verificare la affidabilità delle due diverse determinazioni.

8.1.2.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

In Figura 8.6 e in Figura 8.7 sono mostrati i valori di D_R ottenuti in base a prove DPSH secondo quanto indicato al paragrafo 5.2. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

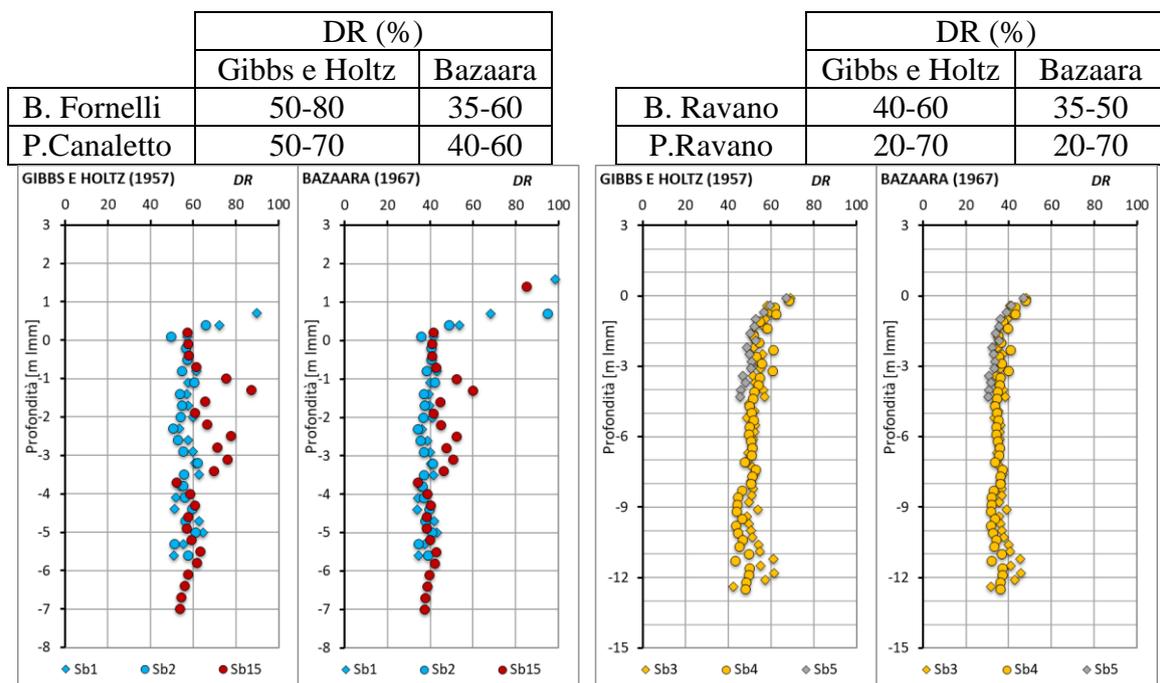


Figura 8.8 Densità relativa (DR) da prove DPSH (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

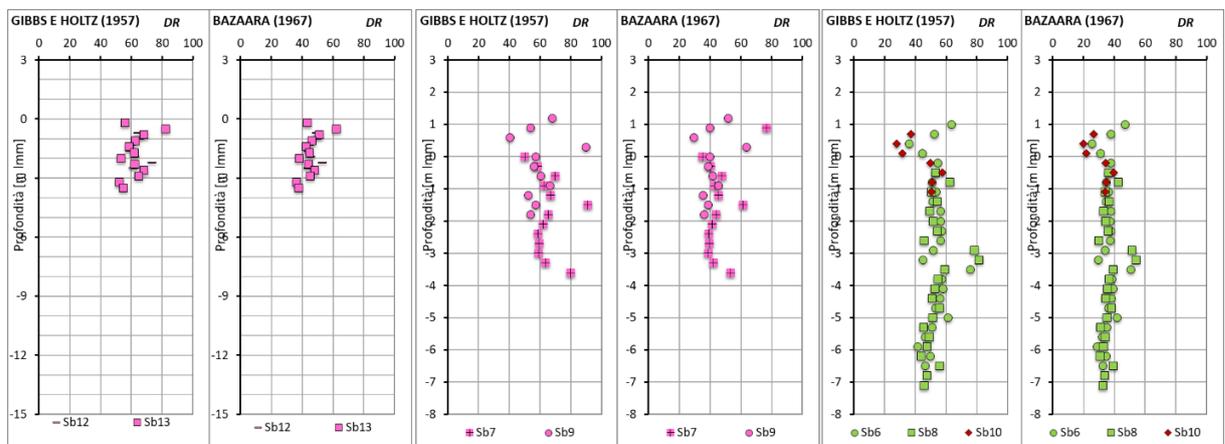


Figura 8.9 Densità relativa (DR) da prove DPSH
(Sx: piazzale Canaletto; centro e Dx: piazzale Ravano)

8.1.2.2 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In Figura 8.10 e in Figura 8.11 sono mostrati valori di angolo di attrito (φ') ottenuti dall'elaborazione delle prove DPSH. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

	φ' [°]			φ' [°]	
	Peck	Schmertmann		Peck	Schmertmann
B. Fornelli	30-35	34-40	B. Ravano	28-33	31-38
P.Canaletto	30-35	35-40	P.Ravano	28-35	30-38

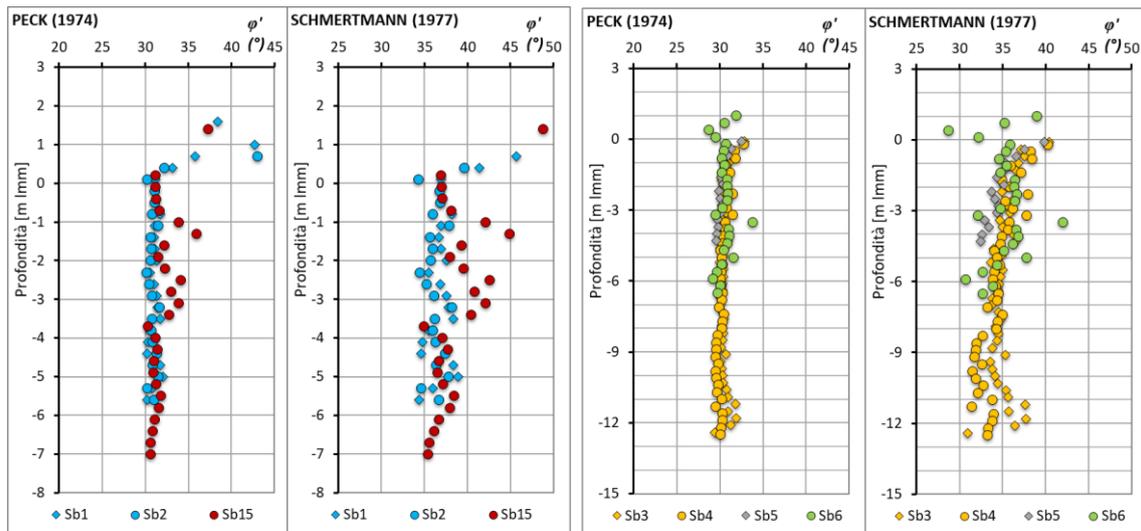


Figura 8.10 Angolo d'attrito (φ') da prove DPSH (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

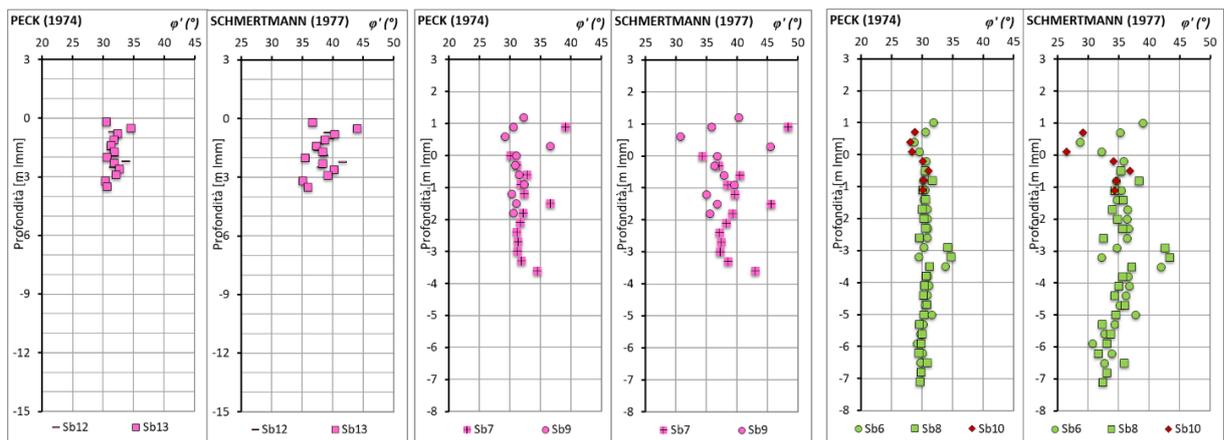


Figura 8.11 Angolo di attrito (φ') da prove DPSH
(Sx: piazzale Canaletto; centro e Dx: piazzale Ravano)

8.1.2.3 Caratteristiche di deformabilità

In Figura 8.12 e in Figura 8.13 sono mostrati i valori del modulo elastico a livelli di deformazione operativi da prove DPSH. I risultati sono sintetizzabili nel seguente modo:

	E' [MPa]			E' [MPa]	
	Jamiolkowski	Denver		Jamiolkowski	Denver
B. Fornelli	8-18	18-30	B. Ravano	5-12	12-30
P.Canaletto	5-12	18-25	P.Ravano	5-12	10-28

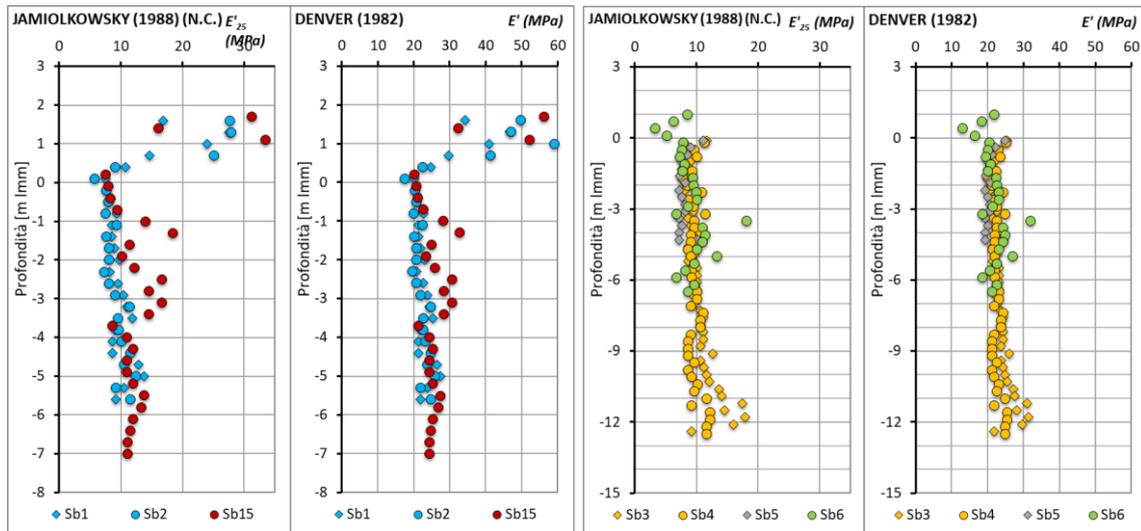


Figura 8.12 Moduli elastici operativi da prove DPSH (Sx: B. Fornelli; Dx: B. Ravano)

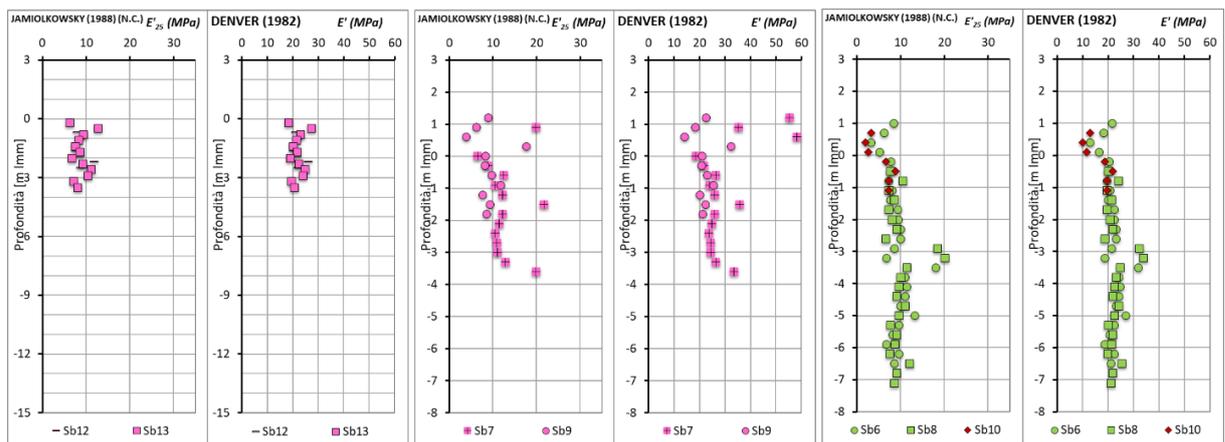


Figura 8.13 Moduli elastici operativi da prove DPSH
(Sx: piazzale Canaletto; centro e Dx: piazzale Ravano)

8.1.3 CPTu

Le prove CPTu consentono di caratterizzare tutti i depositi sottostanti quelli antropici, in particolare quelli Fangosi (DF), i Depositi Alluvionali/Marini Coesivi (DAMC), i Depositi Alluvionali Coesivi (DAC) e in minima parte anche in Depositi Alluvionali Sabbiosi (DAS). La caratterizzazione è eseguita utilizzando le correlazioni già presentate al paragrafo 5.3. Di seguito sono esposti i principali risultati ottenuti, affiancando di volta in volta le colonne stratigrafiche per i rispettivi sondaggi. Le prove eseguite da terra sono differenziate da quelle fatte da mare.

8.1.3.1 Coesione non drenata

Da Figura 8.15 a Figura 8.19 sono presentati gli andamenti della coesione non drenata c_u stimati dalle prove penetrometriche statiche eseguite da terra, per tutti i terreni a grana fine. Naturalmente i profili di c_u perdono di significato quando si attraversano strati a composizione prevalentemente granulare. È possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

$$c_u(z) = 2,6 \times (-z) \quad [\text{kPa}] \quad \text{con } z \text{ in m da l.m.m}$$

D'altra parte, le prove eseguite da mare (Figura 8.20 e Figura 8.21) mostrano molto chiaramente la presenza dei fanghi sul fondale, con una netta differenza di risposta meccanica nella prova CPTu al variare della profondità.

I depositi fangosi (DF) presentano consistenza molto bassa a cui corrisponde un valore piccolo e costante di resistenza non drenata, c_u pari 10 kPa; i terreni coesivi sottostanti (DAMC e DAC) presentano invece coesione non drenata variabile con la profondità con lo stesso gradiente ottenuto nelle prove a terra, ma con quota di riferimento media a -8,15m da l.m.m.:

$$c_u = 2,6 \times (-8,15 - z) \quad [\text{kPa}] \quad \text{con } z \text{ in m da l.m.m.}$$

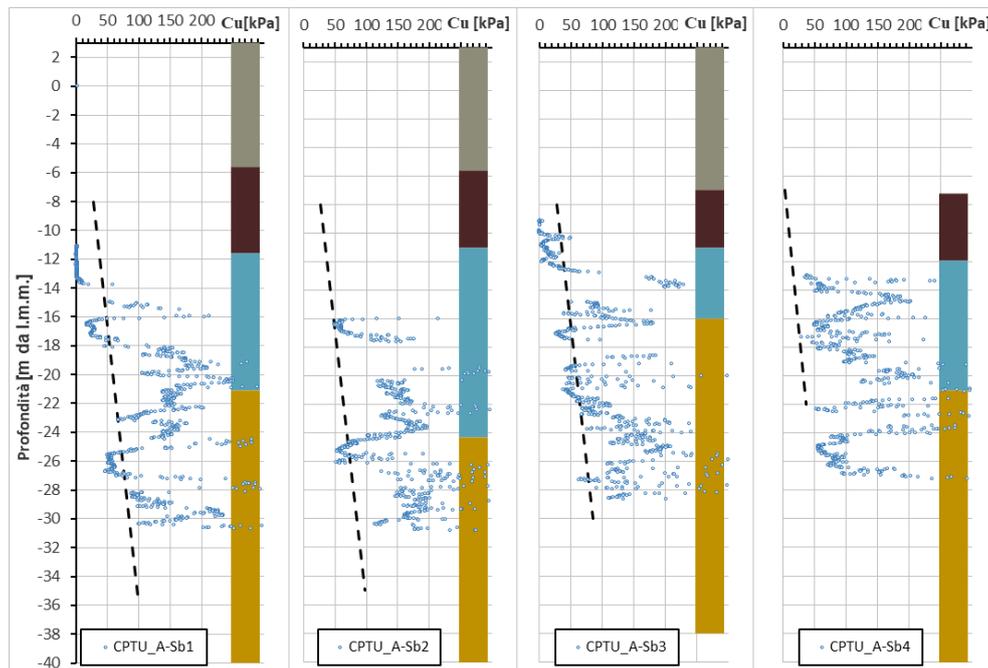


Figura 8.14 Coesione non drenata da prove CPT (A-SB1, A-SB2, A-SB3 e A-SB4)

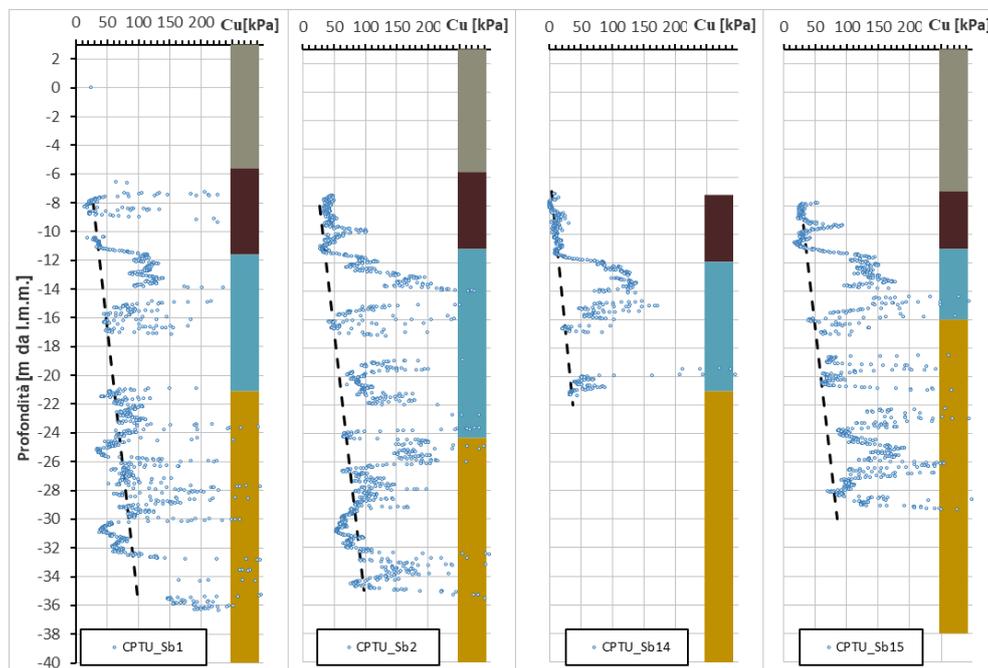


Figura 8.15 Coesione non drenata da prove CPT (Sb1, Sb2, Sb14 e Sb15)

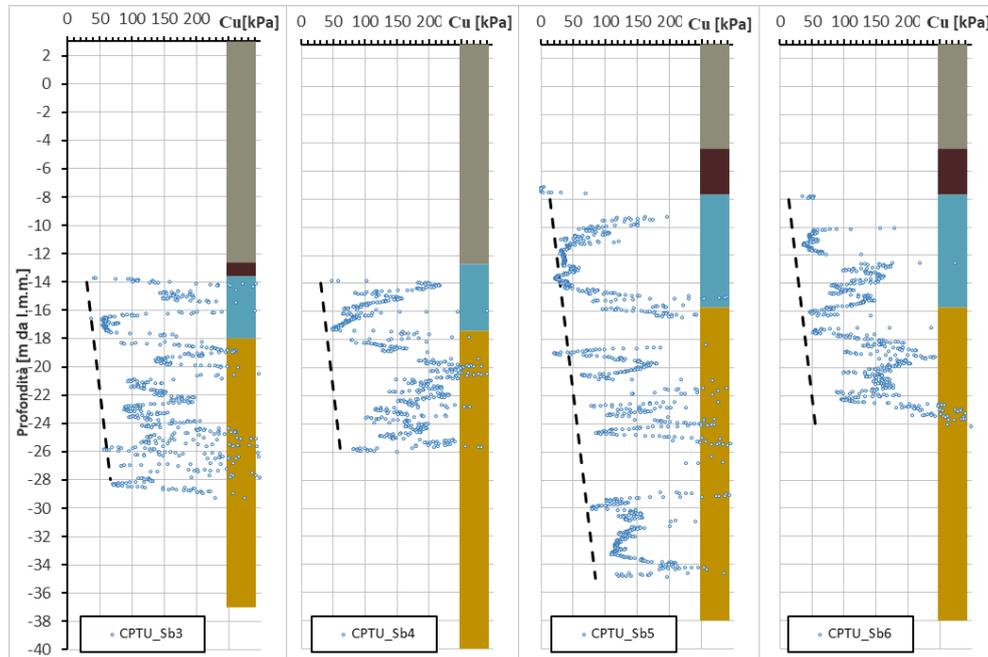


Figura 8.16 Coesione non drenata da prove CPTU (Sb3, Sb4, Sb5 e Sb6)

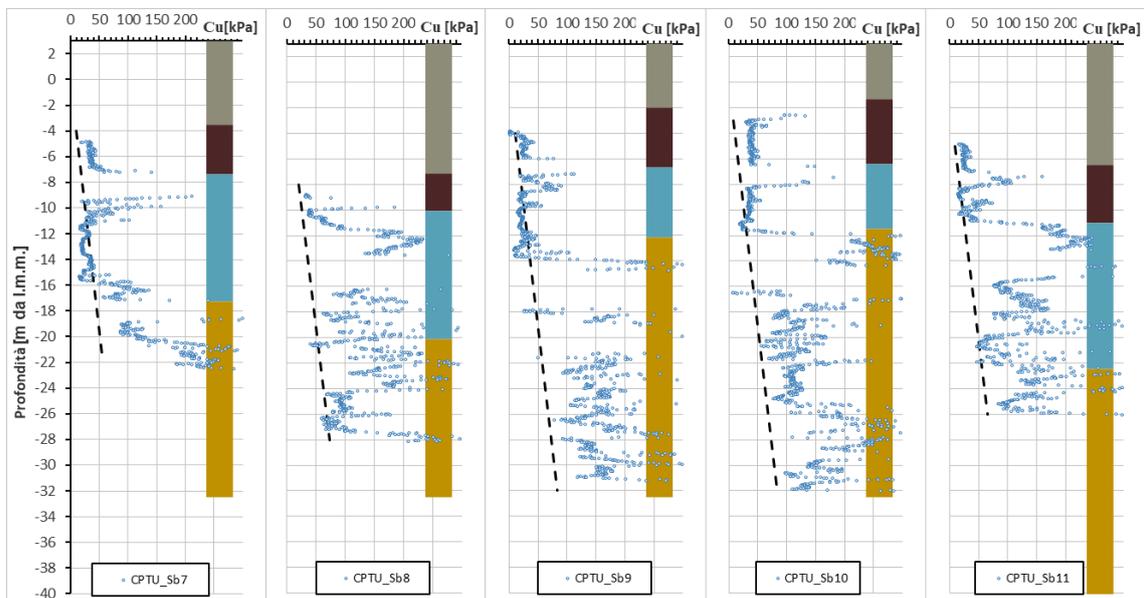


Figura 8.17 Coesione non drenata da prove CPTU (Sb7, Sb8, Sb9, Sb10 e Sb11)

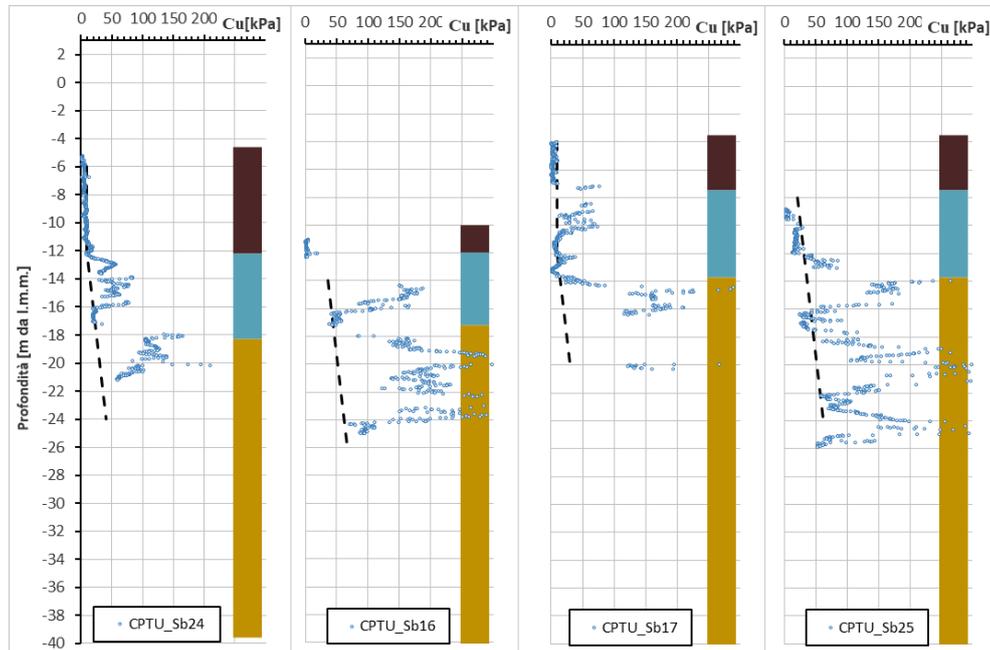


Figura 8.18 Coesione non drenata da prove CPT (Sb24, Sb16, Sb17 e Sb25)

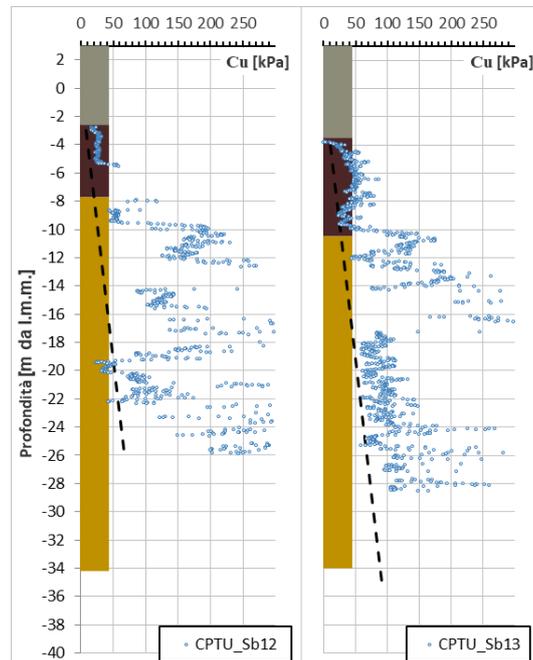


Figura 8.19 Coesione non drenata da prove CPT (Sb12 e Sb13)

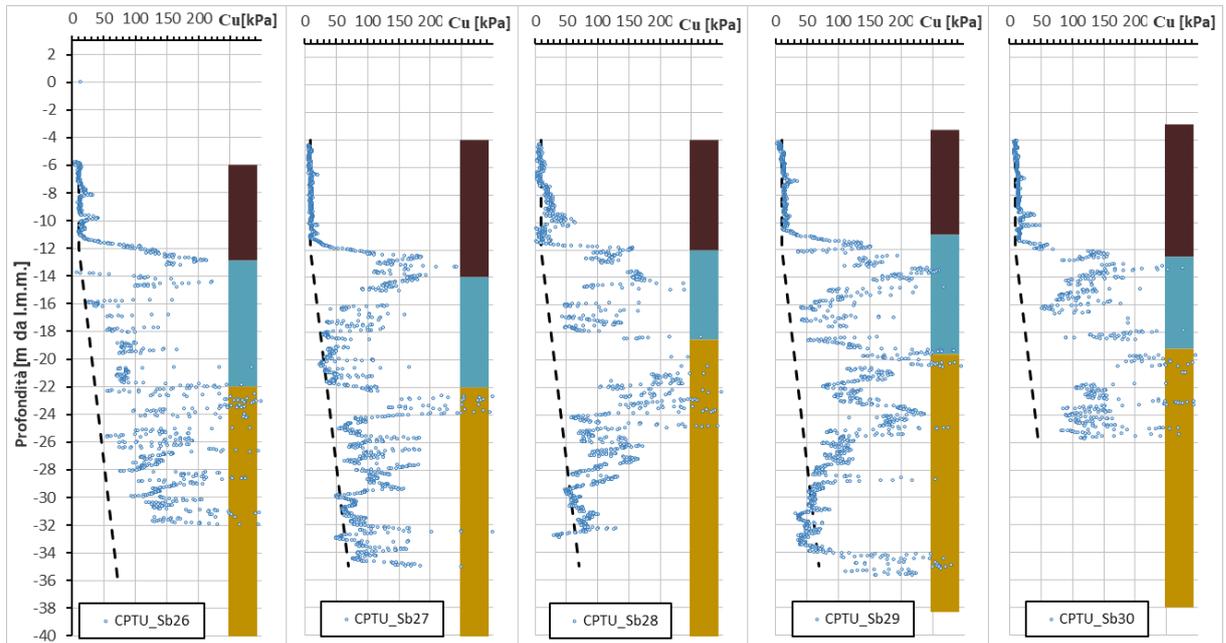


Figura 8.20 Coesione non drenata da prove CPT (Sb26, Sb27, Sb28, Sb29 e Sb30)

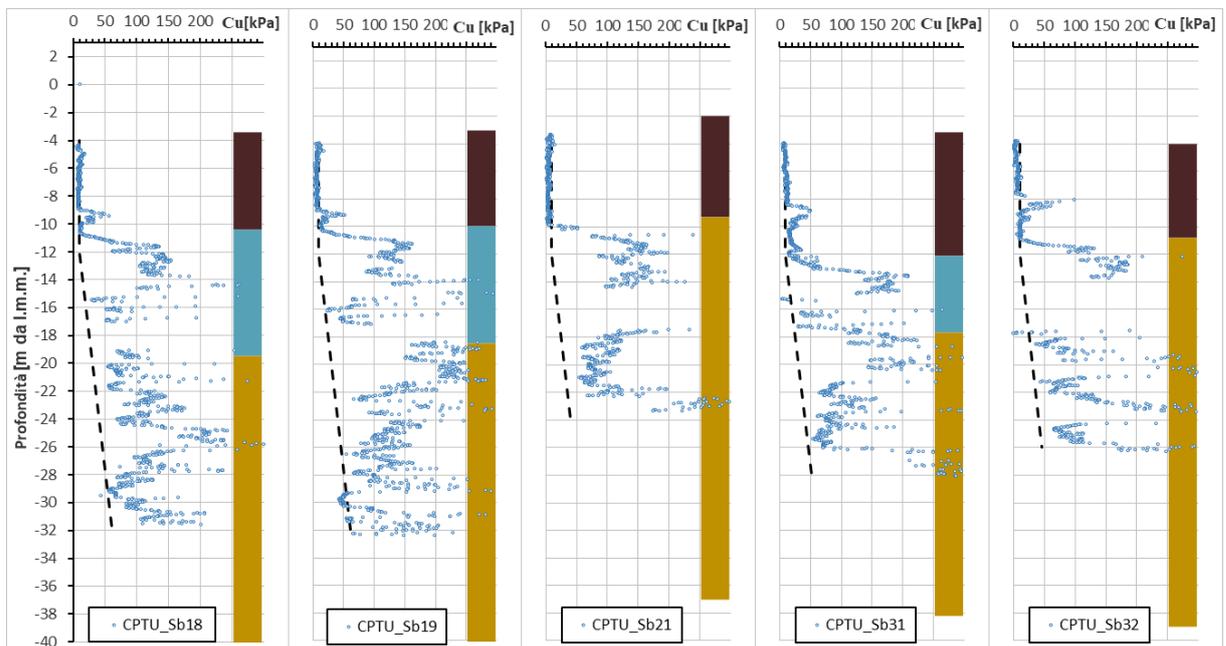


Figura 8.21 Coesione non drenata da prove CPT (Sb18, Sb19, Sb21, Sb31 e Sb32)

8.1.3.2 Modulo edometrico (M)

Da Figura 8.22 a Figura 8.29 sono presentati gli andamenti del modulo edometrico ricavati elaborando i risultati di prove CPT per i depositi attraversati lungo verticali di indagine da terra e da mare. Nelle figure sono indicati i valori medi del modulo per ciascuna unità geotecnica, riassunti come di seguito:

DF a terra: M=2 MPa

DF a mare: M=0,5 MPa

DAMC: M=6 MPa

DAC: M=10 MPa

DAS: M=25 MPa

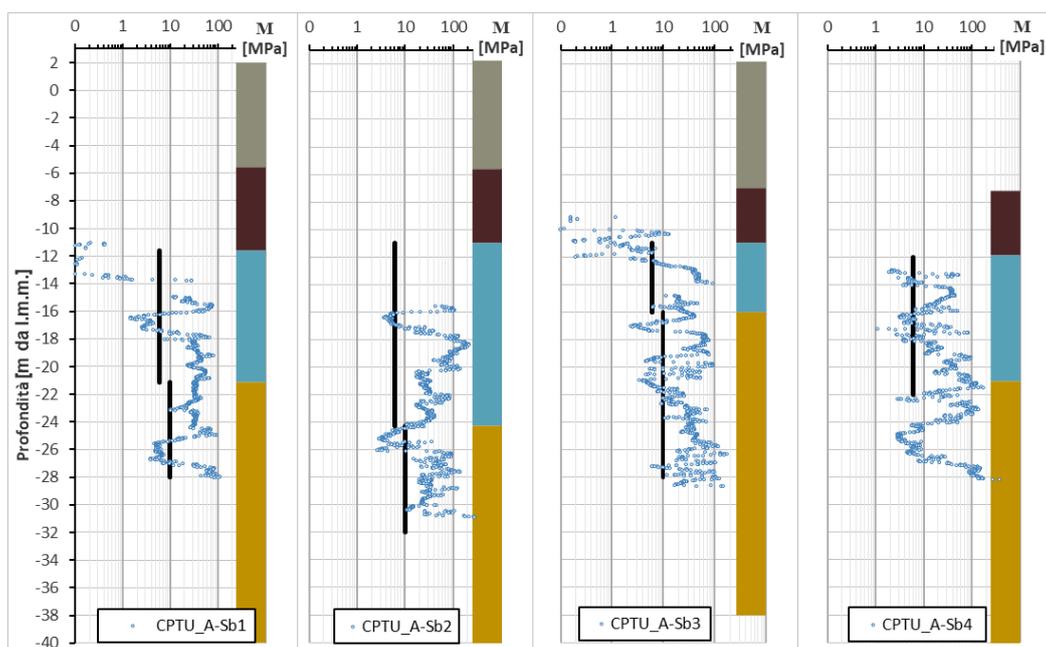


Figura 8.22 Modulo edometrico da prove CPT (A-Sb1, A-Sb2, A-Sb3 e A-Sb4)

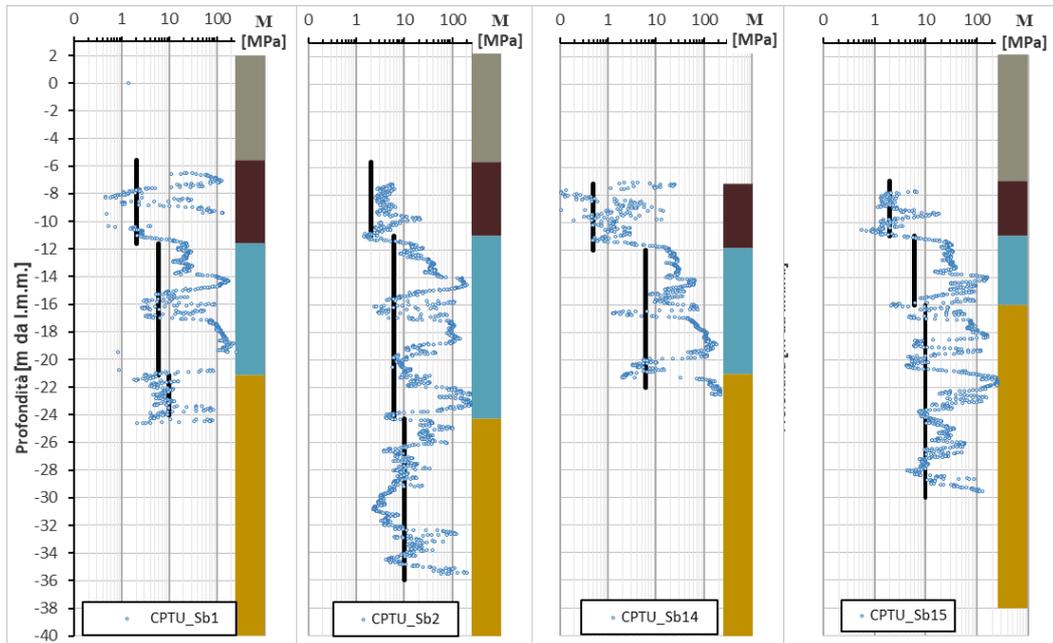


Figura 8.23 Modulo edometrico da prove CPT (Sb1, Sb2, Sb14 e Sb15)

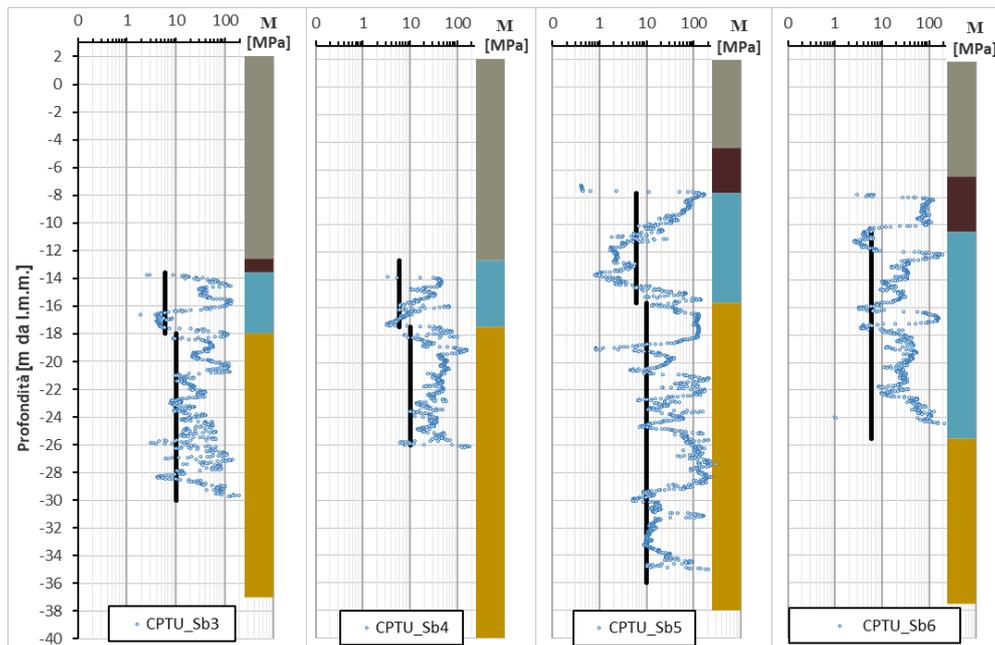


Figura 8.24 Modulo edometrico da prove CPT (Sb3, Sb4, Sb5 e Sb6)

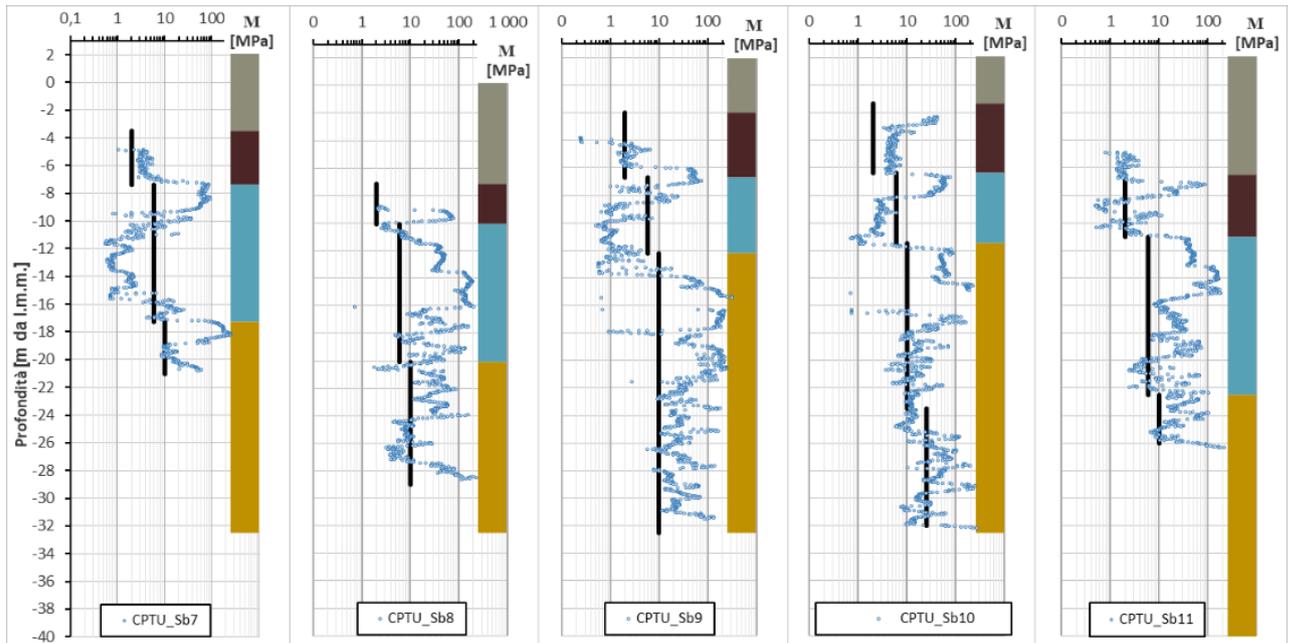


Figura 8.25 Modulo edometrico da prove CPT (Sb7, Sb8, Sb9, Sb10 e Sb11)

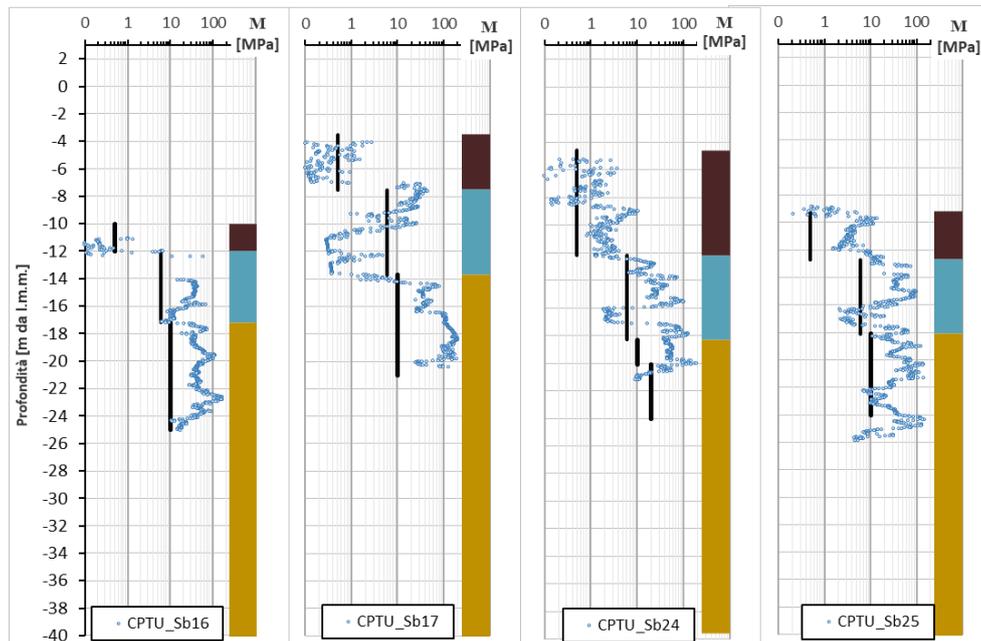


Figura 8.26 Modulo edometrico da prove CPT (Sb16, Sb17, Sb24 e Sb25)

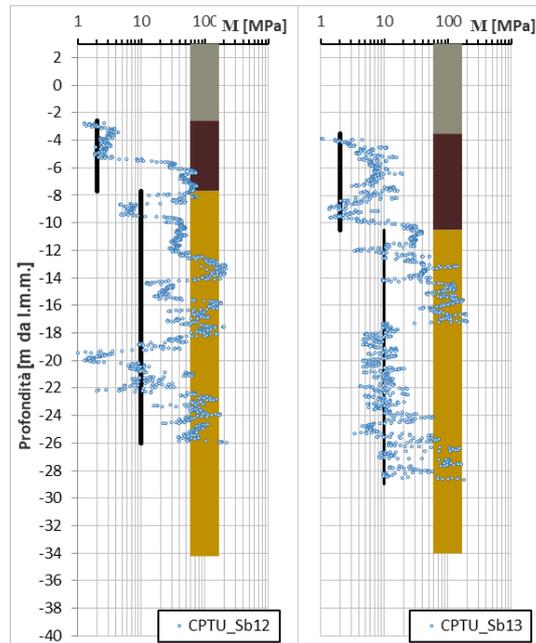


Figura 8.27 Modulo edometrico da prove CPT (Sb12 e Sb13)

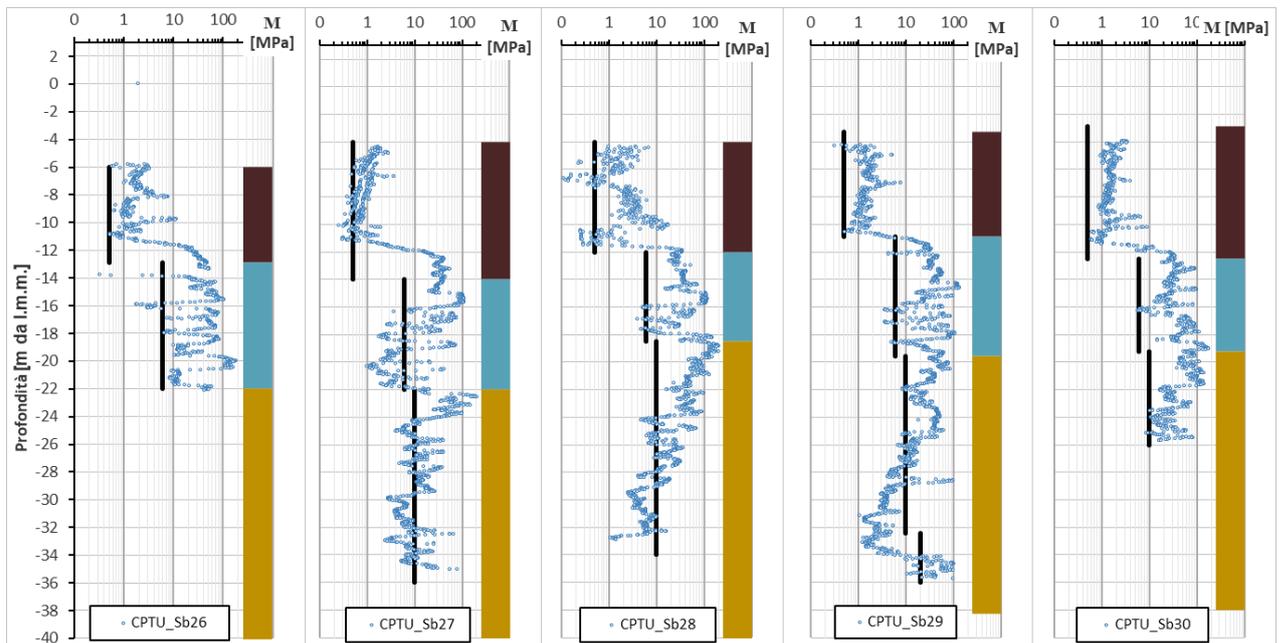


Figura 8.28 Modulo edometrico da prove CPT (Sb26, Sb27, Sb28, Sb29 e Sb30)

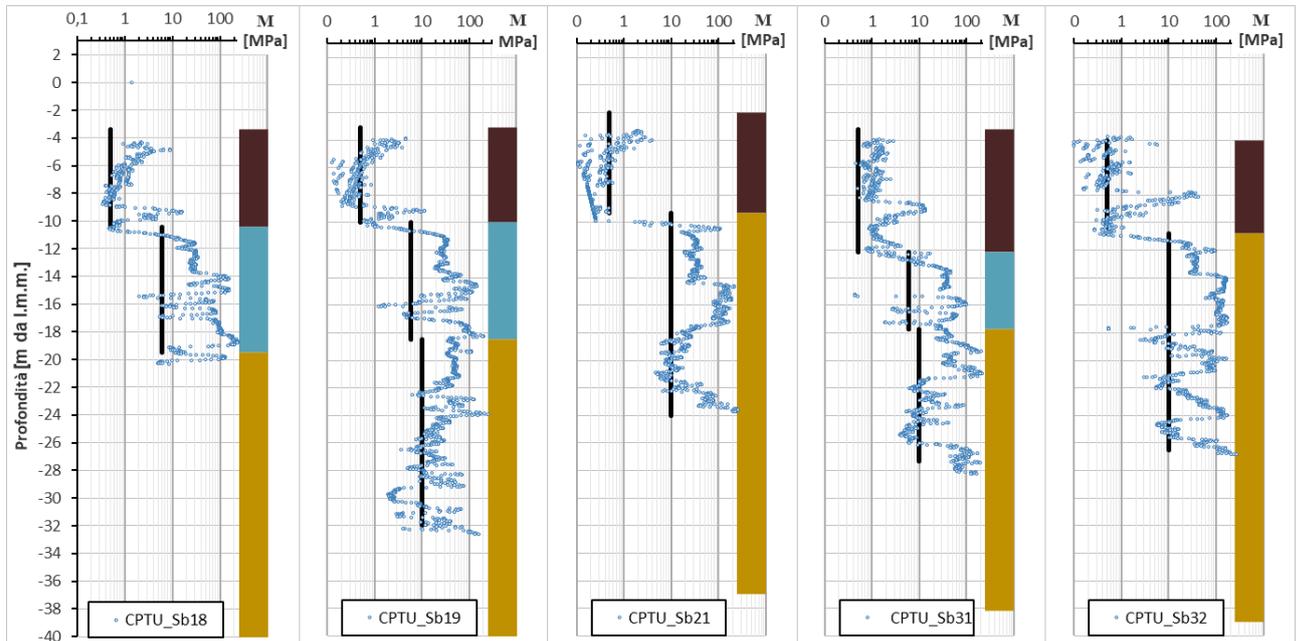


Figura 8.29 Modulo edometrico da prove CPT (Sb18, Sb19, Sb21, Sb31 e Sb32)

8.1.3.3 Modulo a piccole deformazioni (G_0)

Elaborando le prove CPT con le correlazioni del paragrafo 5.3.4, si ottengono gli andamenti del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 illustrati da Figura 8.30 a Figura 8.37. Risulta possibile assegnare a ciascun deposito un valore di G_0 come riportato schematicamente nelle figure e di seguito indicato:

DF a terra: $G_0=35$ MPa

DF a mare: $G_0=7$ MPa

DAMC: $G_0=75$ MPa

DAC: $G_0=110$ MPa

DAS: $G_0=150$ MPa

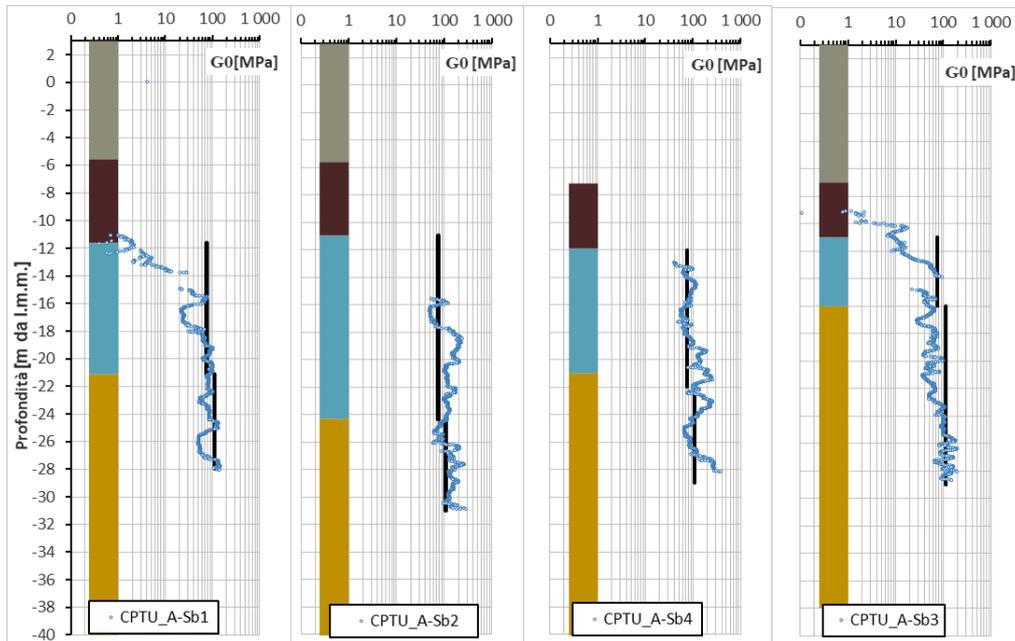


Figura 8.30 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (A-Sb1, A-Sb2, A-Sb3 e A-Sb4)

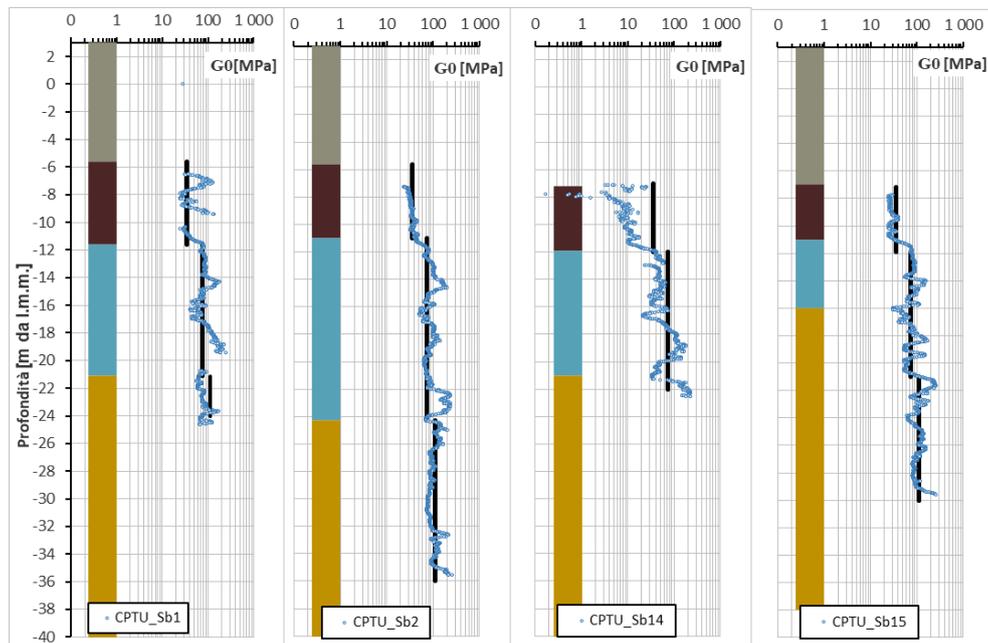


Figura 8.31 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb1, Sb2, Sb14 e Sb15)

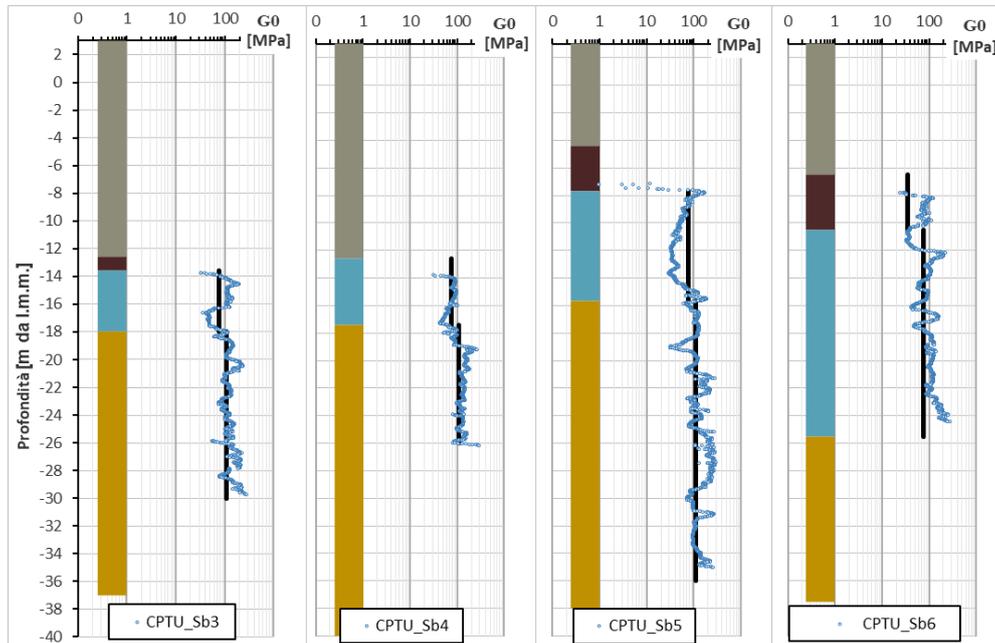


Figura 8.32 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb3, Sb4, Sb5 e Sb6)

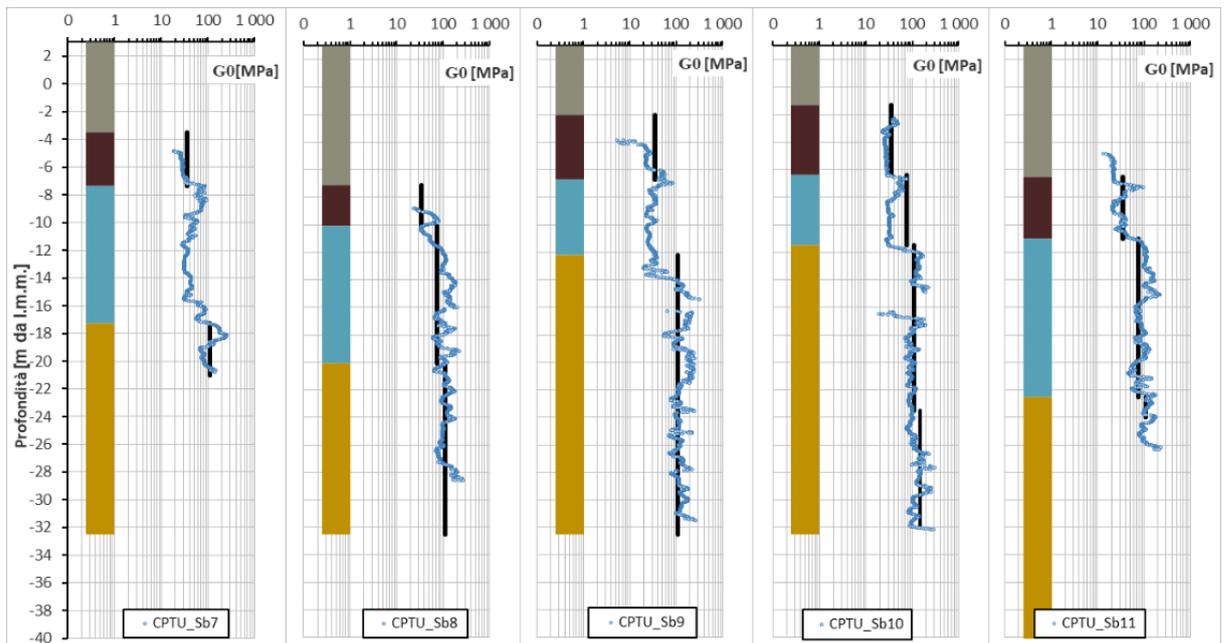


Figura 8.33 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb7, Sb8, Sb9, Sb10 e Sb11)

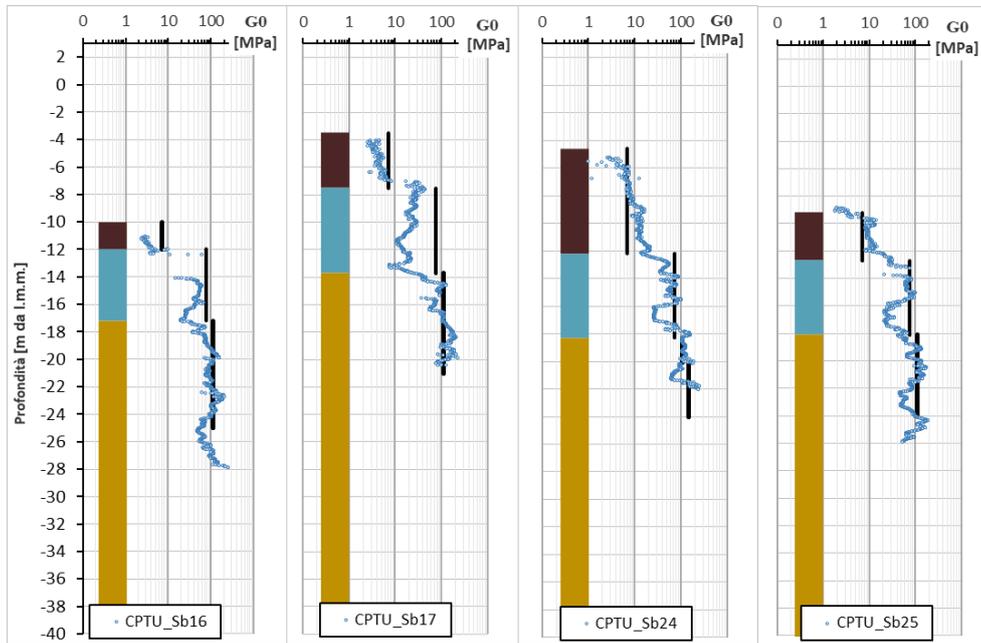


Figura 8.34 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb16, Sb17, Sb24 e Sb25)

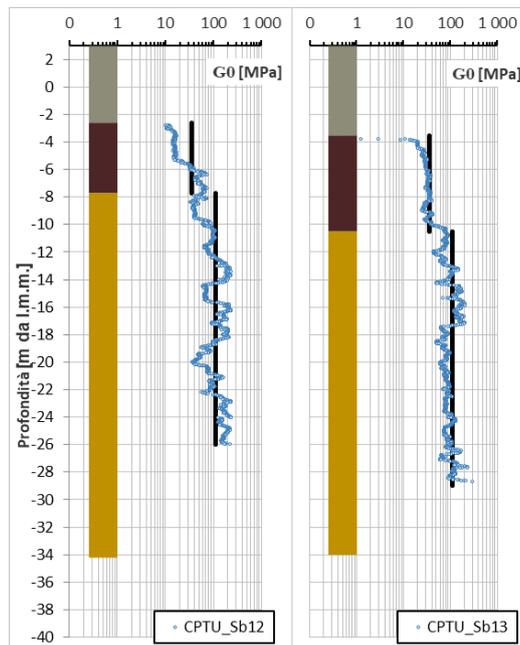


Figura 8.35 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb12 e Sb13)

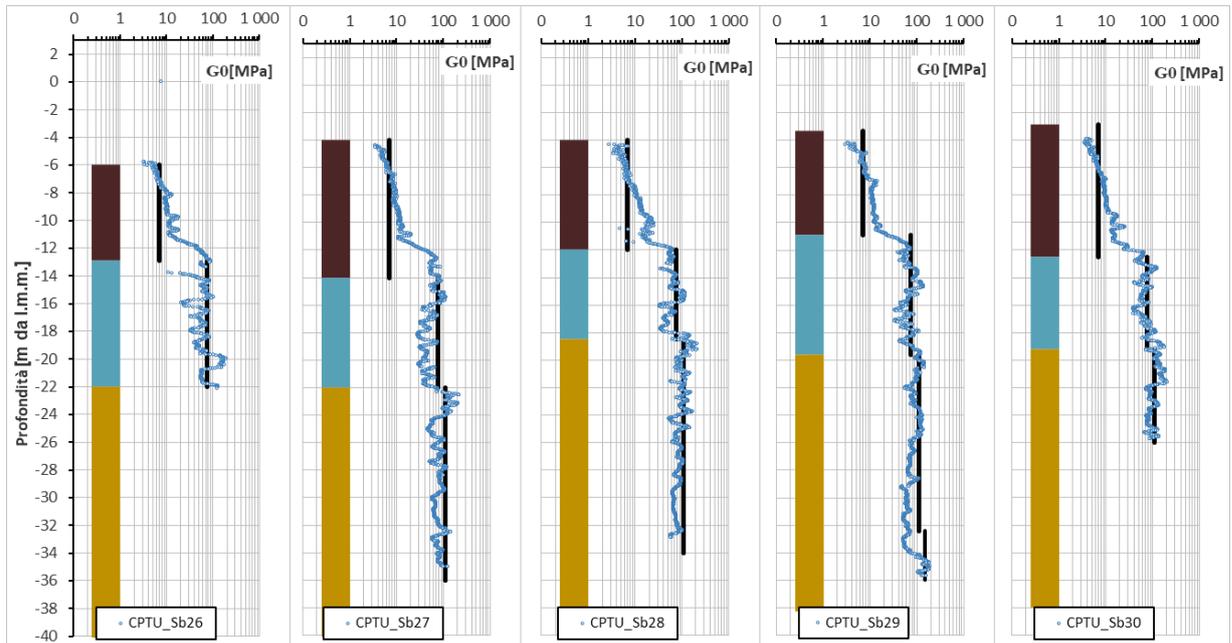


Figura 8.36 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb26, Sb27, Sb28, Sb29 e Sb30)

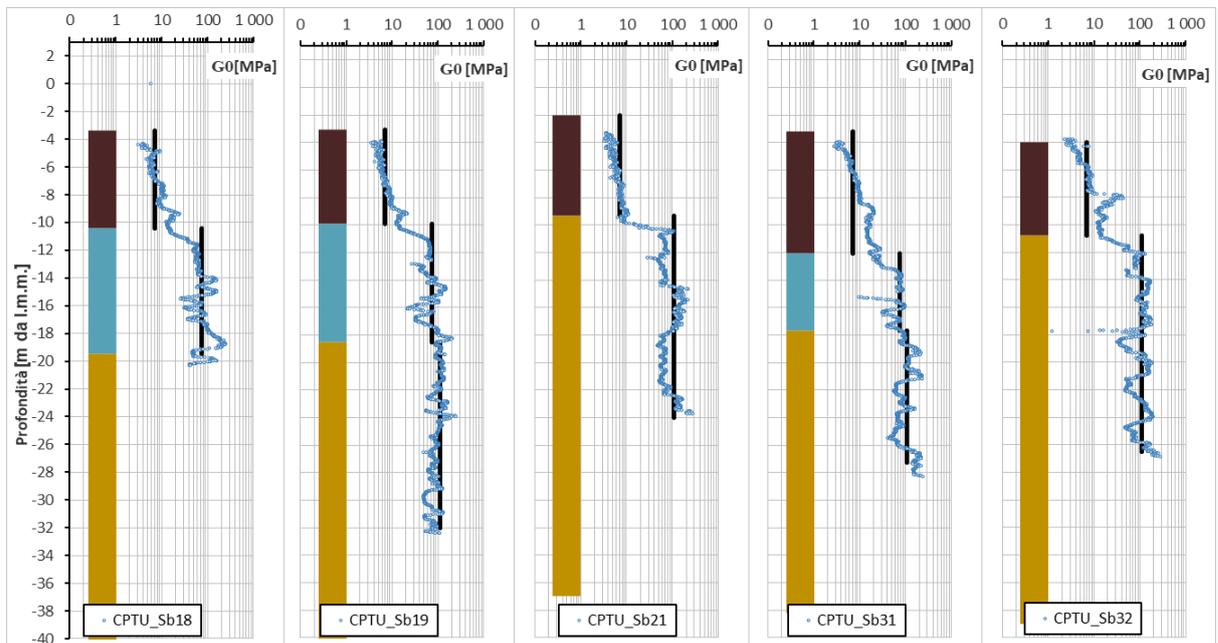


Figura 8.37 Modulo a piccole deformazioni da prove CPT (Sb18, Sb19, Sb21, Sb31 e Sb32)

8.1.4 DMT

La prova DMT, consente di caratterizzare tutti i depositi, in parte quelli antropici (DA), i Depositi Fangosi (DF), i Depositi Alluvionali/Marini Coesivi (DAMC), i Depositi Alluvionali Coesivi (DAC) e il tetto dei Depositi Alluvionali Sabbiosi (DAS).

Di seguito sono esposti i principali risultati delle prove DMT, elaborati attraverso le correlazioni già descritte al paragrafo 5.4; per comodità di lettura, i grafici sono affiancati alle colonne stratigrafiche dei rispettivi sondaggi.

8.1.4.1 Coesione non drenata

Da Figura 8.38 a Figura 8.41 è mostrata la stima della coesione non drenata c_u da prova DMT per tutti i terreni a grana fine nelle prove da terra. Nello specifico è possibile individuare un andamento della c_u in funzione della profondità:

$$c_u = 2,5 \times (-z) \text{ [kPa]} \quad \text{con } z \text{ in m da l.m.m}$$

Le prove eseguite da mare (Figura 8.42) mostrano come in precedenza per le prove CPT una netta differenza degli andamenti della c_u con la profondità.

I depositi fangosi (DF) presentano consistenza molto bassa a cui corrisponde un valore piccolo e costante di resistenza non drenata, c_u pari circa a 10 kPa; i terreni coesivi sottostanti (DAMC e DAC) presentano invece coesione non drenata variabile con la profondità con lo stesso gradiente ottenuto nelle prove a terra, ma con quota di riferimento media a -8 m da l.m.m.:

$$c_u = 2,5 \times (-8-z) \text{ [kPa]} \quad \text{con } z \text{ in m da l.m.m.}$$

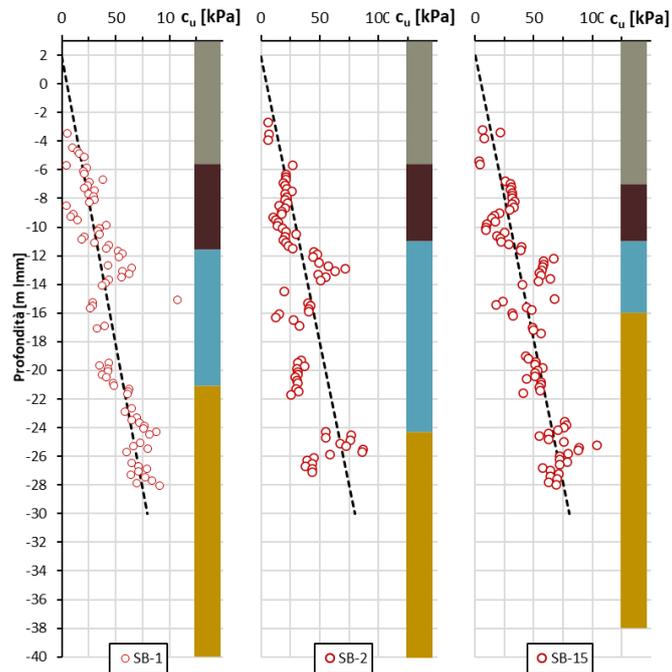


Figura 8.38 Coesione non drenata, c_u , da prove DMT (Sb1, Sb2, Sb15)

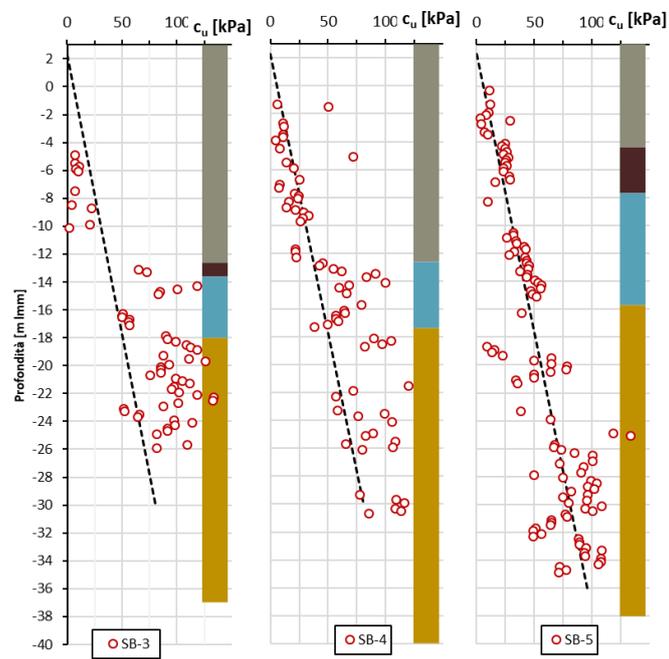


Figura 8.39 Coesione non drenata, c_u , da prove DMT (Sb3, Sb4, Sb5)

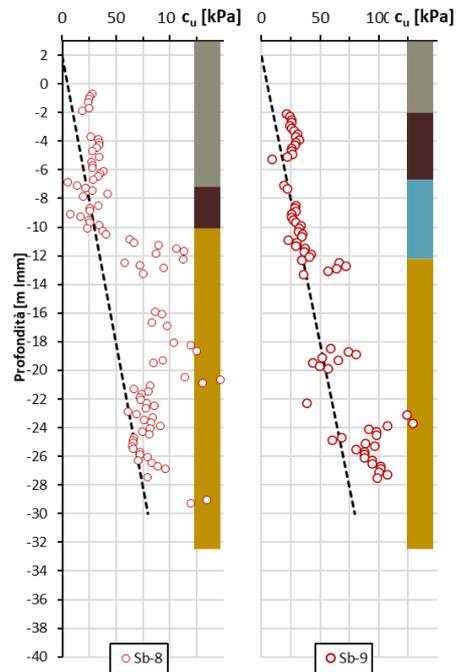


Figura 8.40 Coesione non drenata, c_u , da prove DMT (Sb8, Sb9)

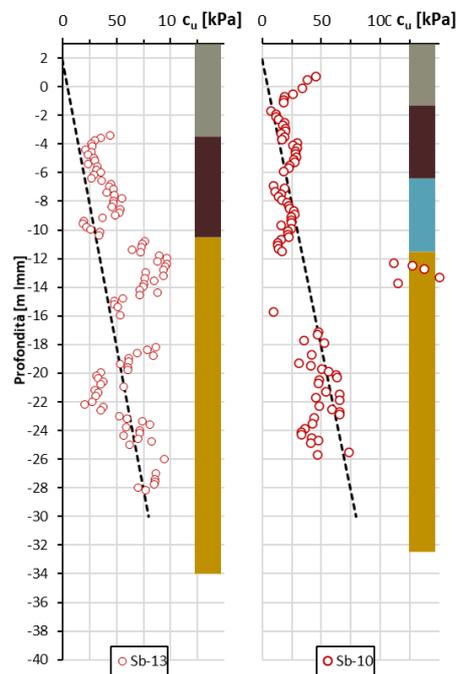


Figura 8.41 Coesione non drenata, c_u , da prove DMT (Sb13, Sb10)

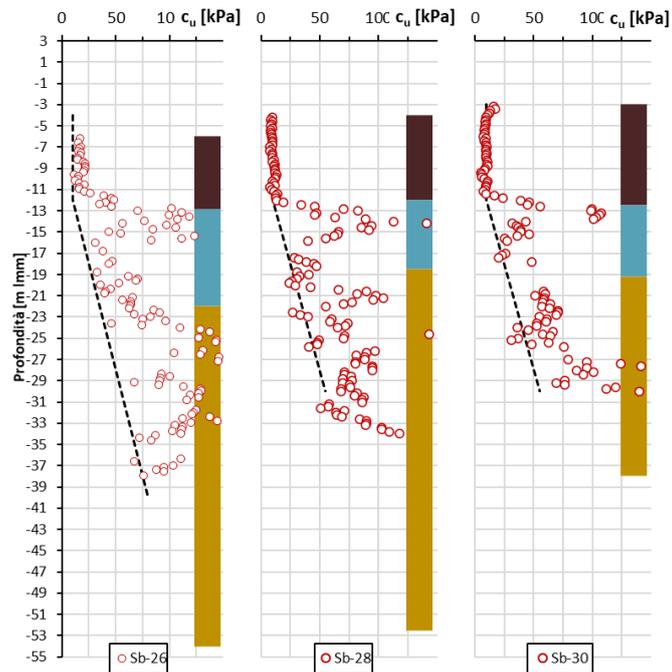


Figura 8.42 Coesione non drenata, c_u , da prove DMT (Sb26, Sb28, Sb30)

8.1.4.2 Modulo edometrico (M)

Da Figura 8.43 a Figura 8.47 è mostrata la stima del modulo edometrico da prova DMT per le diverse unità geotecniche individuate. Nello specifico è possibile individuare i seguenti valori per ogni unità geotecnica:

DA:	M=10MPa
DF a terra:	M=2 MPa
DF a mare	M=0,5 MPa
DAMC:	M=10 MPa
DAC:	M=20 MPa
DAS:	M=60 MPa

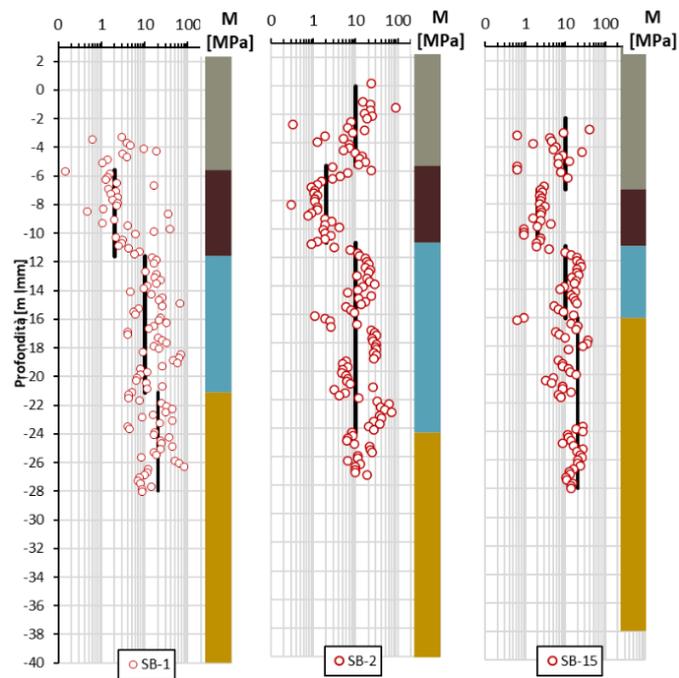


Figura 8.43 Modulo edometrico, M, da prove DMT (Sb1, Sb2, Sb15)

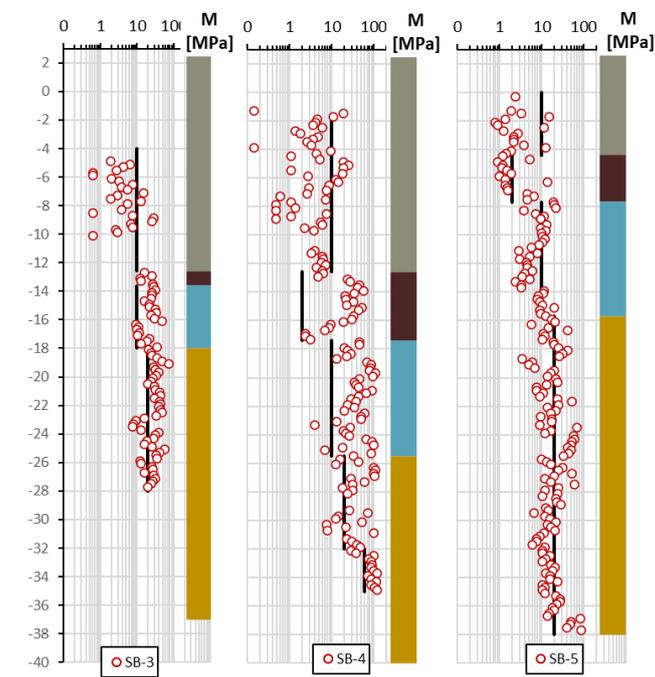


Figura 8.44 Modulo edometrico, M, da prove DMT (Sb3, Sb4, Sb5)

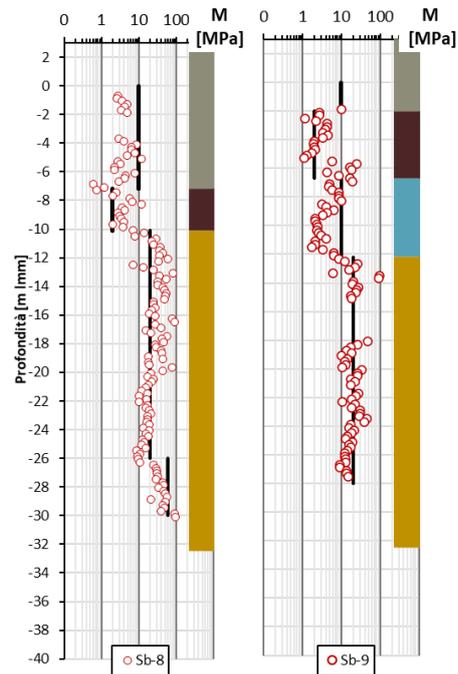


Figura 8.45 Modulo edometrico, M, da prove DMT (Sb8, Sb9)

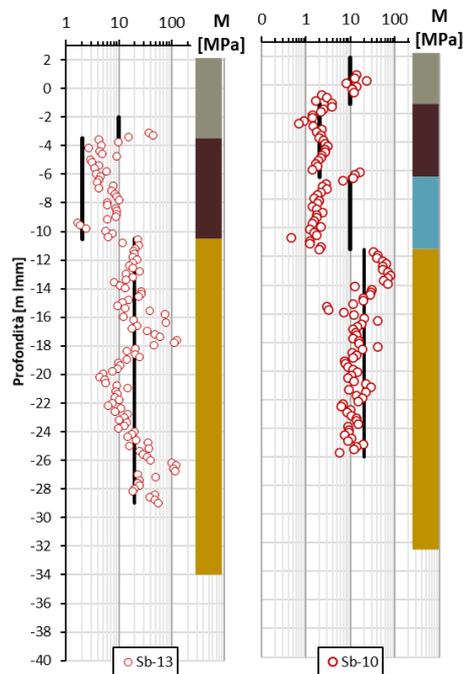


Figura 8.46 Modulo edometrico, M, da prove DMT (Sb13, Sb10)

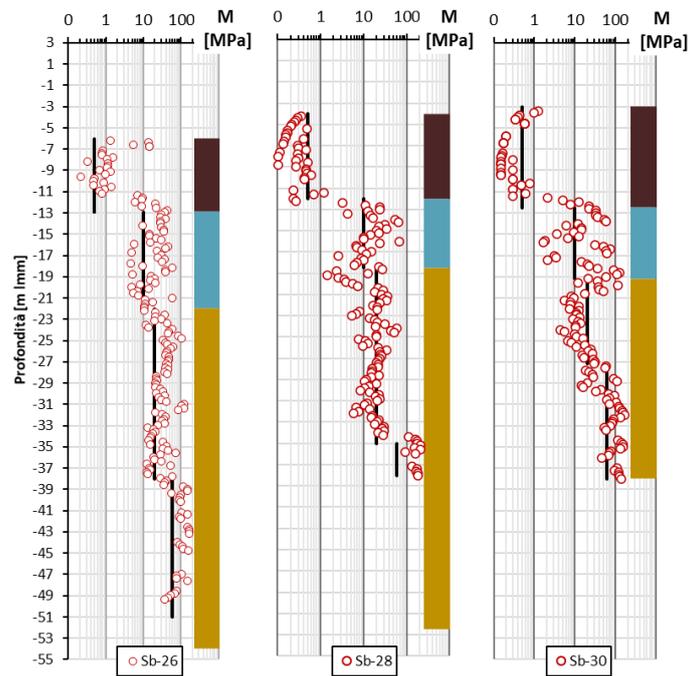


Figura 8.47 Modulo edometrico, M, da prove DMT (Sb26, Sb28, Db30)

8.1.5 DOWN HOLE

In Figura 8.48 sono presentati i profili della velocità delle onde di taglio V_s da prova Down Hole e in Figura 8.49 quelli del modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 , ottenuto secondo il modello elastico ed ipotizzando un peso di volume medio $\gamma=19 \text{ kN/m}^3$. Nella seguente tabella sono sintetizzati i valori attribuibili alle diverse unità geotecniche.

	V_s [m/s]	G_0 [MPa]
DA (Fornelli) – Sb1	224-256	97-127
DA (Ravano) – Sb4	215-269	90-140
DA (Levante) – Sb8	230-314	102-191
DF	158-285	48-157
DAMC	187-285	133-157
DAC	268-523	139-530

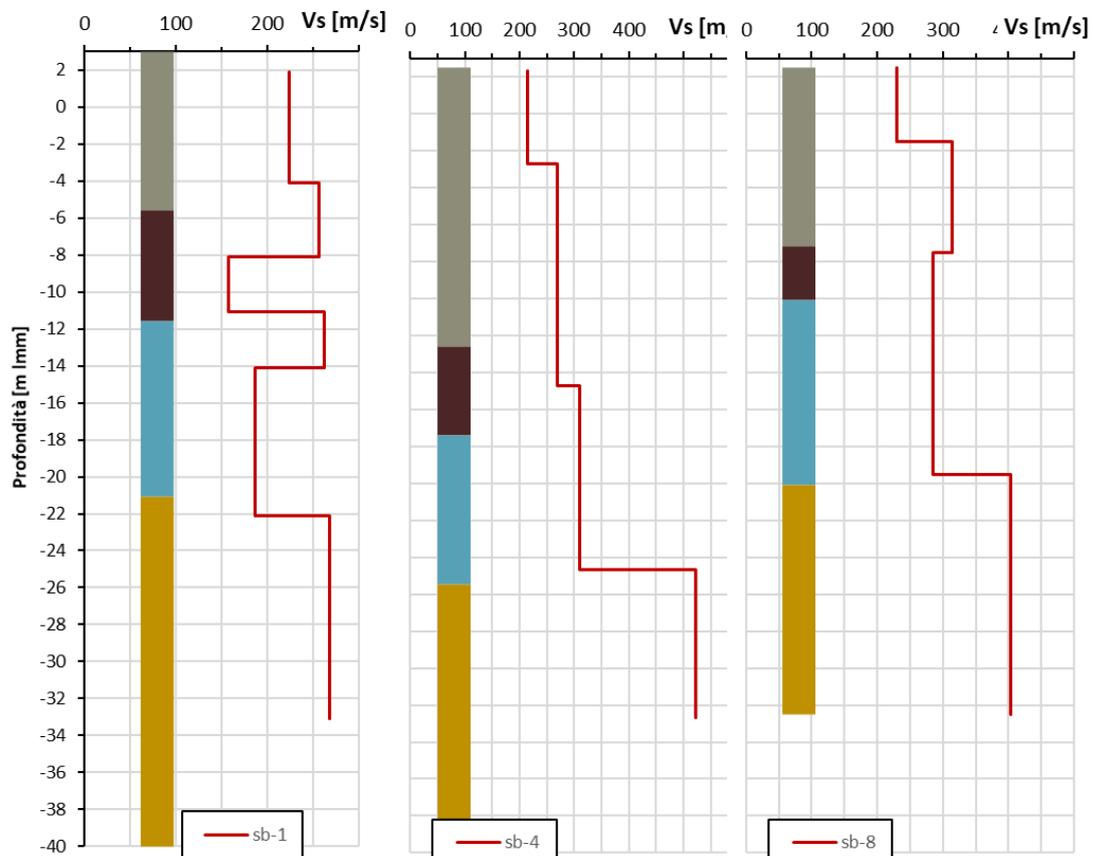


Figura 8.48 Onde di Taglio, V_s , da prove Down Hole (Sb1, Sb4, Sb8)

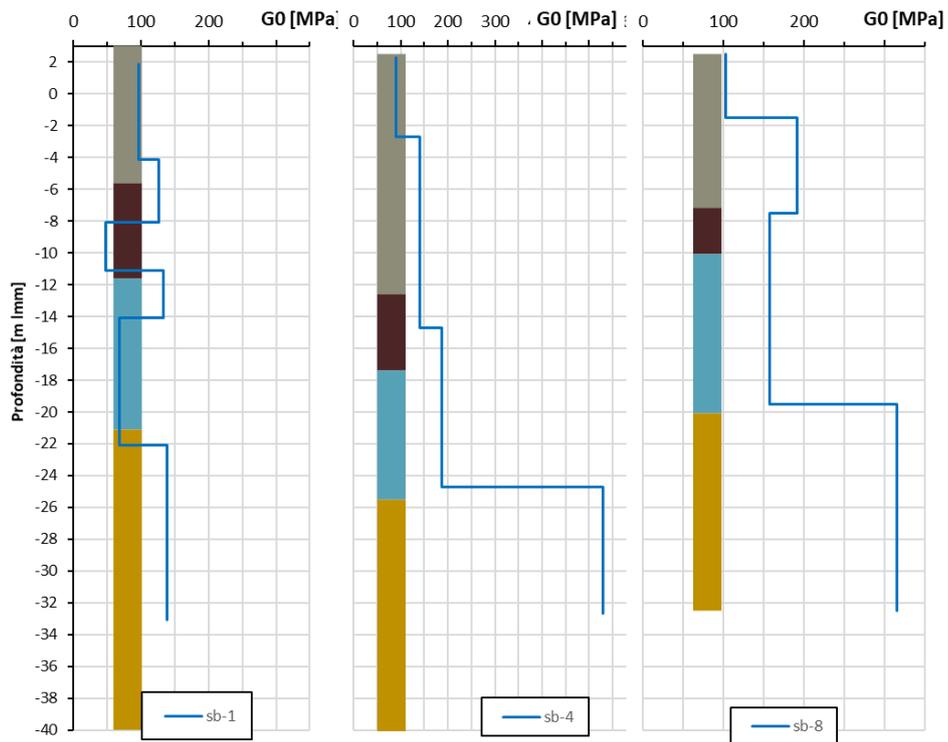


Figura 8.49 Modulo di Taglio, G_0 , da prove Down Hole (Sb1, Sb4, Sb8)

8.1.6 VANE TEST

In Figura 8.50 si rappresentano i valori di C_u stimati mediante i Vane test eseguiti nei depositi fangosi a mare (DF): i risultati evidenziano che la resistenza non drenata è variabile tra 10 e 15 kPa. I valori alti (ad esempio, 35 kPa ottenuto per Sb14) non devono essere considerati perché quasi certamente influenzati dalla presenza di elementi litoidi nella parte superficiale del deposito.

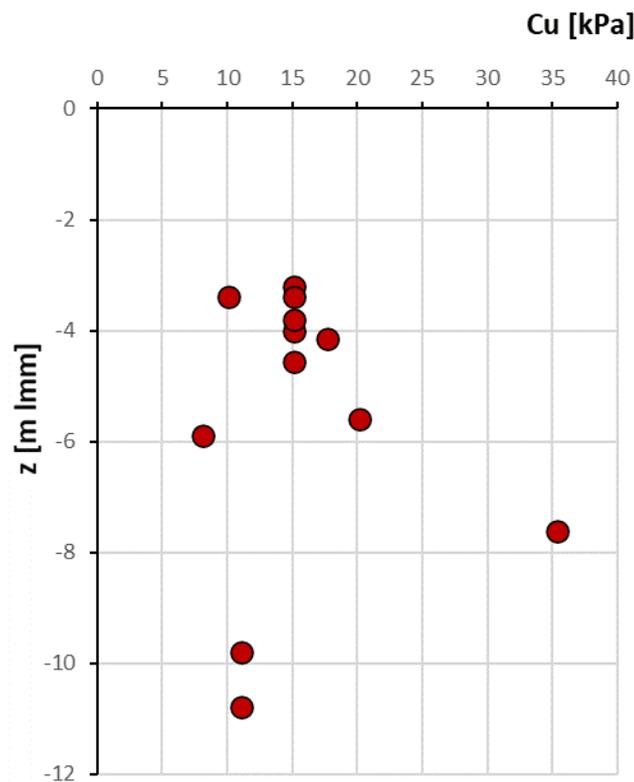


Figura 8.50 Valutazione della coesione non drenata (C_u) da Vane Test

8.2 PROVE DI LABORATORIO

8.2.1 DA – Deposito Antropico

Vista la natura grossolana di questo deposito, la caratterizzazione in laboratorio è limitata alle sole curve granulometriche su campioni rimaneggiati.

8.2.1.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

Le curve granulometriche dei campioni (Figura 8.51) indicano una composizione piuttosto uniforme, da “Ghiaia con Sabbia” a “Ghiaia con sabbia limosa”.

Il peso di volume viene stimato tra 17,5 e 18,5 kN/m³ sulla base della composizione granulometrica.

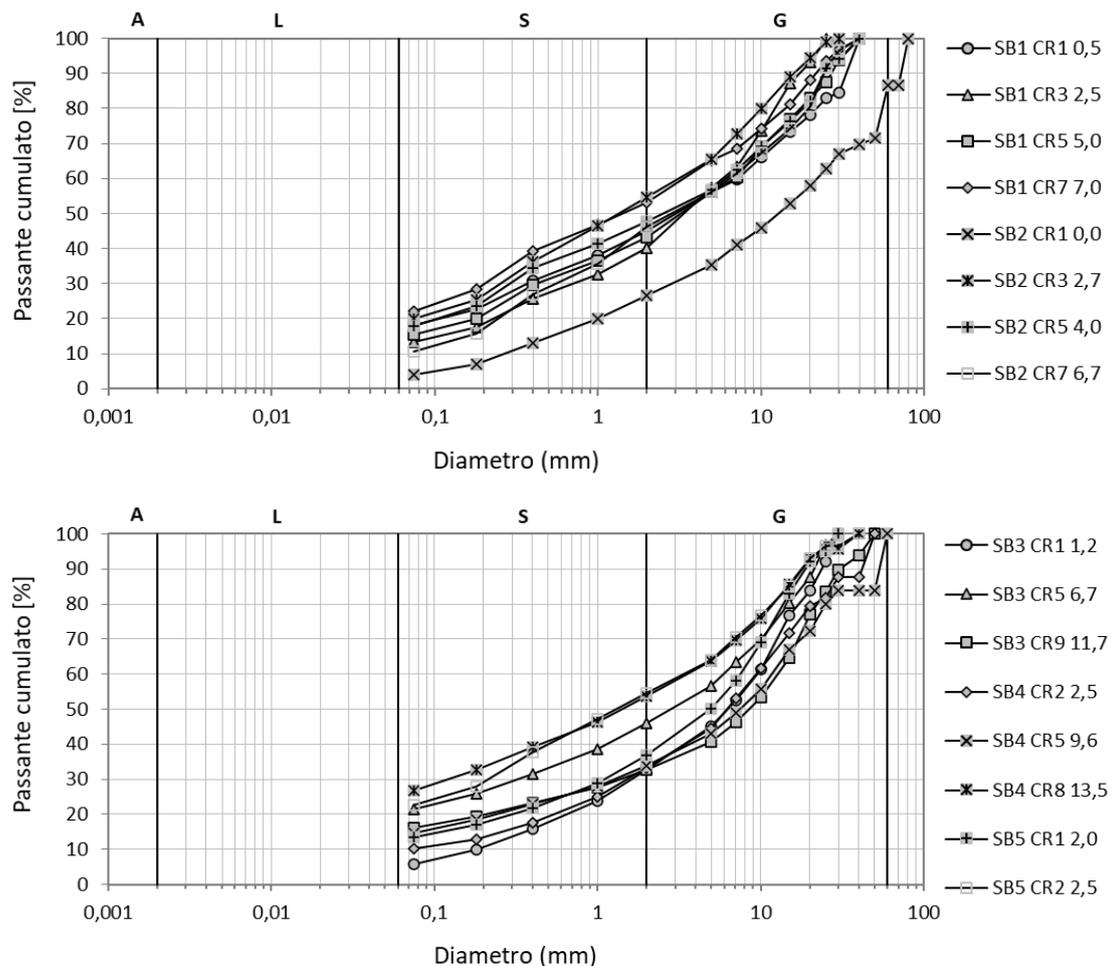


Figura 8.51 Unità DA. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

8.2.2 DF – Depositi Marini Fangosi

I depositi marini fangosi sono terreni a grana fine con qualche livello sabbioso. Sono caratterizzati da un'abbondante materia organica indecomposta e frammenti di gusci di bivalvi. La caratterizzazione meccanica deriva essenzialmente da prove su campioni dei terreni a grana fine, mentre per caratteristiche fisiche e proprietà indice la caratterizzazione prenderà in considerazione tutti i terreni campionati.

8.2.2.1 Composizione granulometrica

Le curve granulometriche (Figura 8.52) dei campioni disponibili indicano una composizione piuttosto eterogenea, che oscilla tra “Limo con Argilla” a “Limo con sabbia debolmente argilloso”. Nei campioni Sb5-CI1, Sb13-CI1, è presente una frazione granulare riconducibile alla presenza di clasti che caratterizza tali depositi.

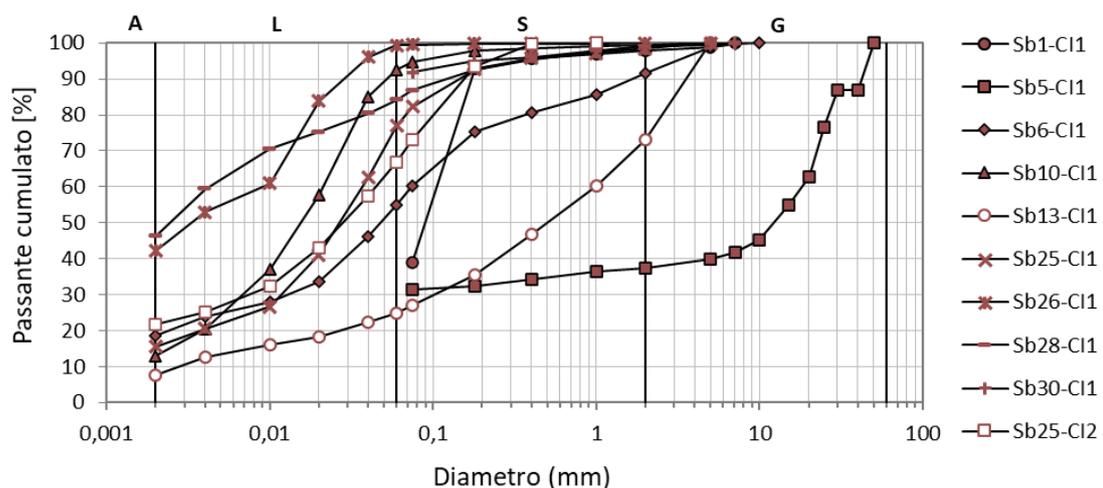


Figura 8.52 Unità DF. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

8.2.2.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume

In Figura 8.53 sono riportati i valori di peso specifico dei grani misurati in laboratorio, che risulta compreso tra 25,6 e 26,8 kN/m³.

Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 13,9 e 19,9 kN/m³ (Figura 8.54). I valori del peso di volume più bassi sono quelli misurati sui campioni prelevati nei sondaggi fatti mare.

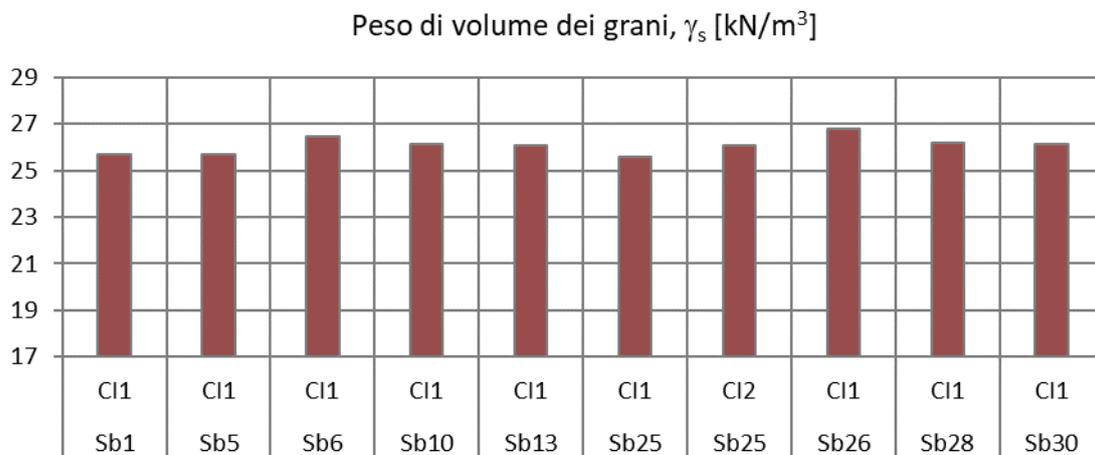


Figura 8.53 Unità DF. Peso specifico dei grani

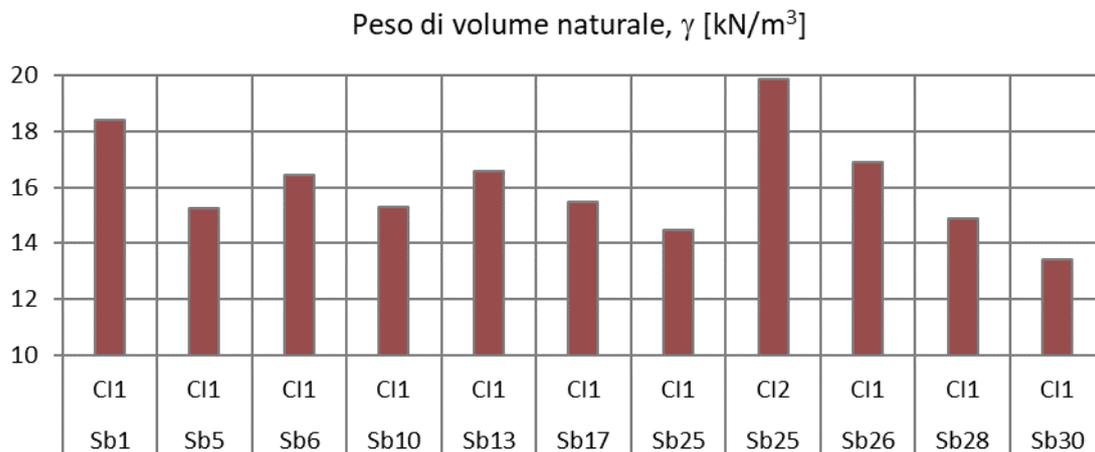


Figura 8.54 Unità DF. Peso di volume

8.2.2.3 Contenuto d'acqua naturale

In Figura 8.55 è riportato il contenuto d'acqua naturale misurato in laboratorio su alcuni campioni indisturbati che risulta compreso fra minimo 20% e massimo 130%. In Figura 8.56, è riportato il valore dell'indice dei vuoti che risulta compreso tra 0,6 e 3,50. L'elevato contenuto d'acqua è sicuramente attribuibile alla frazione organica presente nel deposito (alghe).

Sempre per i campioni prelevati direttamente a mare (da Sb25 a Sb30) si ha un contenuto d'acqua più alto rispetto a quelli prelevati a terra; tale differenza è riconducibile alla diversa storia tensionale.

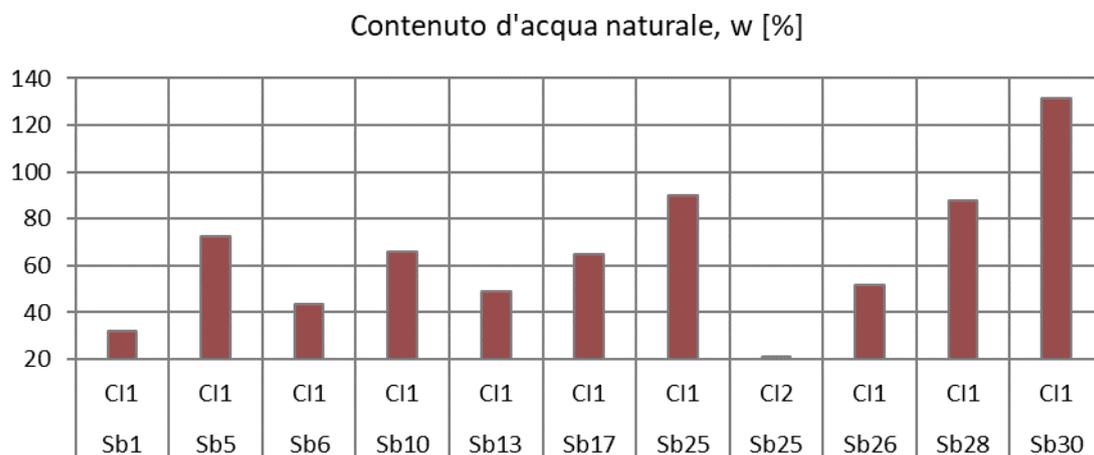


Figura 8.55 Unità DF. Contenuto d'acqua naturale

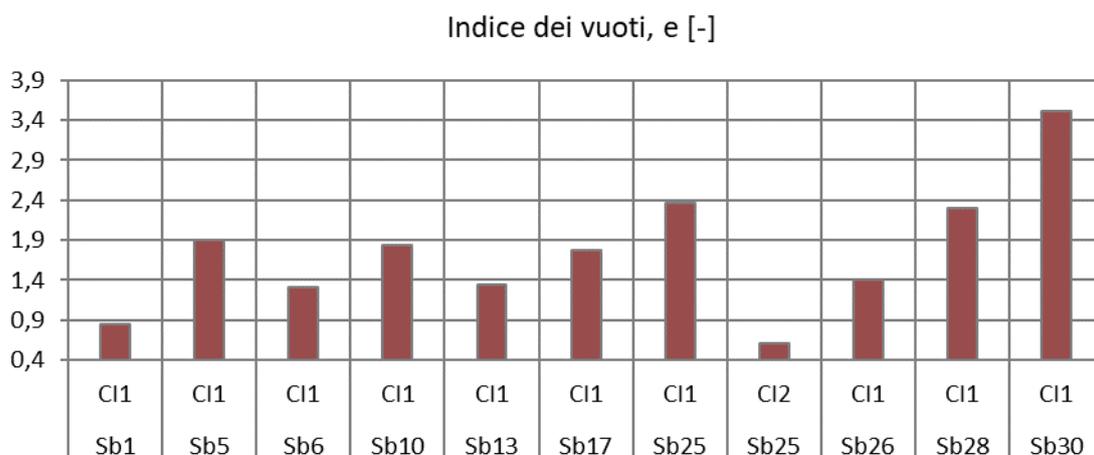


Figura 8.56 Unità DF. Indice dei vuoti

8.2.2.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (W_L) ed il limite di plasticità (W_P). Il valore dell'indice di plasticità ($IP = W_L - W_P$) varia da 15 a 50, mentre quelli del limite liquido variano tra 40 e 70. Sulla carta di plasticità (Figura 8.57), i punti sperimentali ricadono nel campo delle argille organiche e delle argille limose di media-alta plasticità ma anche in quello dei limi di bassa e alta plasticità, cosa che evidenzia la forte eterogeneità di composizione dei fanghi.

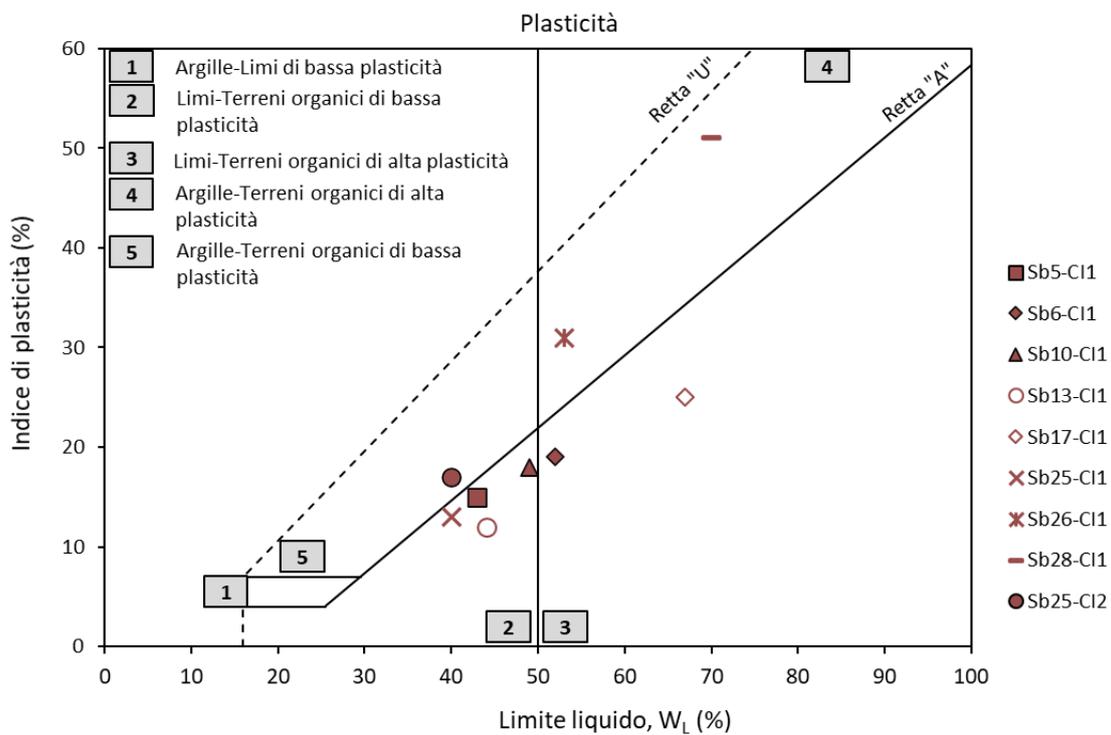


Figura 8.57 Unità DF. Carta di Plasticità di Casagrande

8.2.2.5 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Totali

Per quanto riguarda la resistenza non drenata c_u del Deposito DF, in Figura 8.58 sono riportati i risultati delle prove di laboratorio su campioni indisturbati (ELL e UU); la resistenza non drenata varia da un minimo di circa 15 kPa a 42 kPa. Il campione Sb17-CI1, prelevato a mare in corrispondenza della banchina Ravano mostra una resistenza non drenata molto bassa riconducibile alla bassissima consistenza dei fanghi ivi presenti.

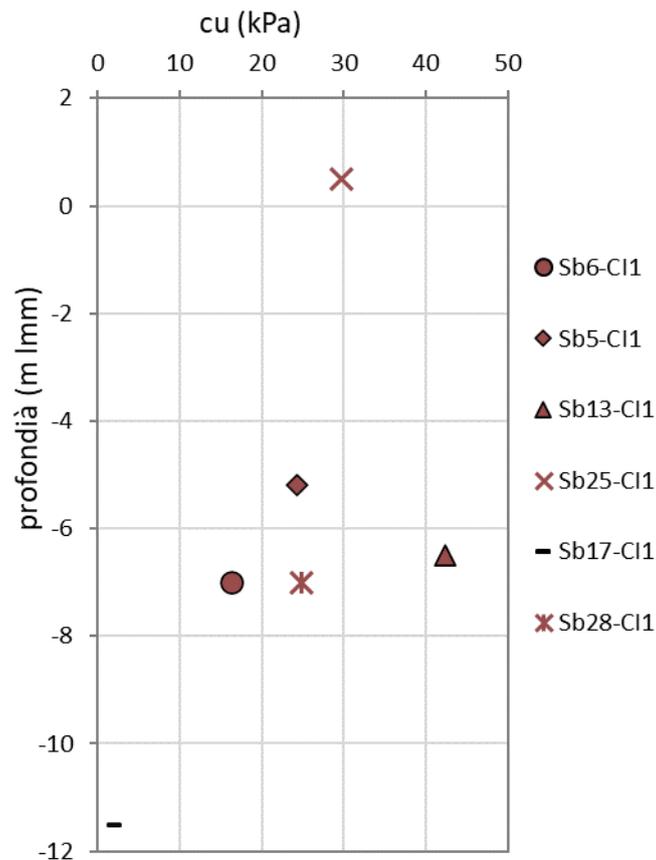


Figura 8.58 Unità DF. Coesione non drenata, c_u

8.2.2.6 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In questo paragrafo i risultati delle prove di resistenza sui terreni sono interpretati secondo il criterio di resistenza di Mohr-Coulomb in termini di tensioni efficaci; i parametri meccanici sono quindi l'angolo di resistenza al taglio ϕ' e la coesione c' .

In Figura 8.59 si fornisce il quadro dei valori di resistenza nel piano di Mohr ottenuti da prove di taglio diretto e in Figura 8.60 nel piano degli invarianti quelli ricavati da prove di

compressione triassiale CID. Nell'insieme, tutti valori si possono interpolare con un unico involucro, rettilineo e passante per l'origine, caratterizzato dai seguenti parametri:

$$\varphi' \cong 28^\circ \quad c' \cong 0$$

L'interpolazione è coerente con l'assenza di qualunque storia tensionale del deposito.

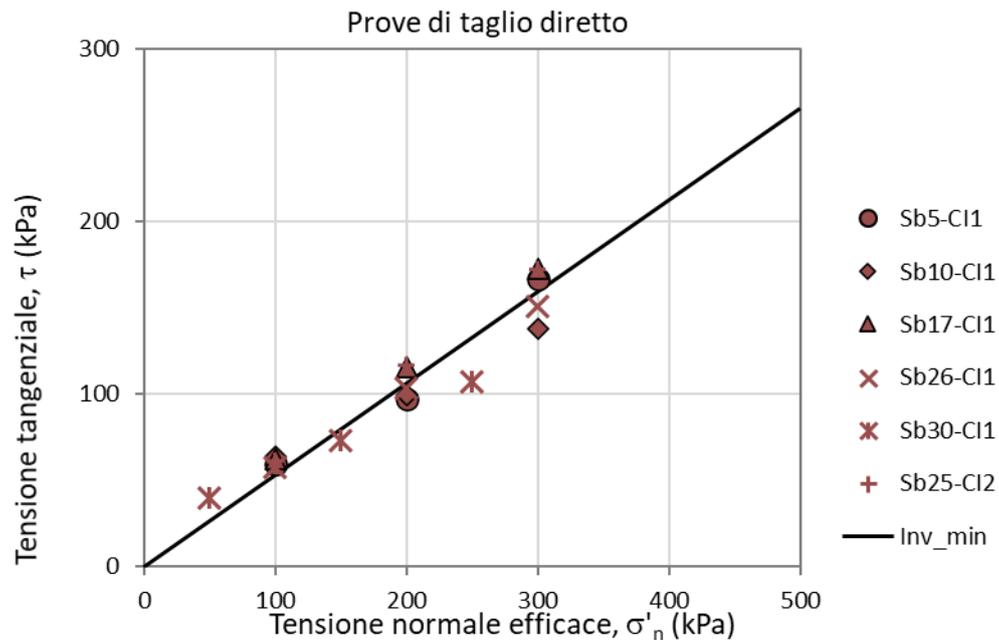


Figura 8.59 Unità DF. Involucro di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

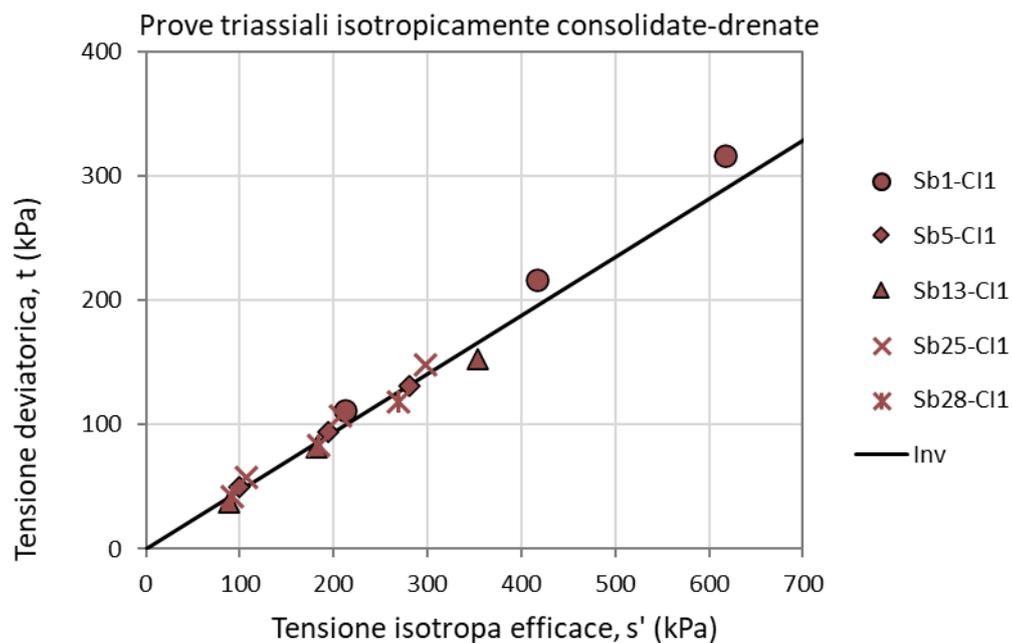


Figura 8.60 Unità DF. Involucro di resistenza in tensioni efficaci (da CID)

8.2.2.7 Caratteristiche di deformabilità

Sono state ricavate da prove di compressione edometrica. Le curve di compressibilità sono quelle tipiche dei terreni normalmente consolidati (Figura 8.63). In Figura 8.61 si rappresenta la distribuzione dei valori del modulo a diversi stati tensionali, mentre in Figura 8.62 sono rappresentate quelle dei coefficienti di compressione e di rigonfiamento, C_c e C_s . Di seguito si riporta una sintesi delle variabilità ottenute per le singole grandezze:

E_{ed} (50-100 kPa): 0,6 – 4,2 MPa

E_{ed} (100-200 kPa): 1,0 – 2,7 MPa

E_{ed} (200-400 kPa): 1,8 – 4,5 MPa

C_c : 0,21- 0,96

C_s : 0,04- 0,26

I campioni Sb1-CI1 e Sb25-CI2 hanno valori dei moduli superiori rispetto al resto dei campioni perché caratterizzati, rispettivamente, da un importante componente sabbiosa e da consistenza più elevata rispetto a quella media del deposito.

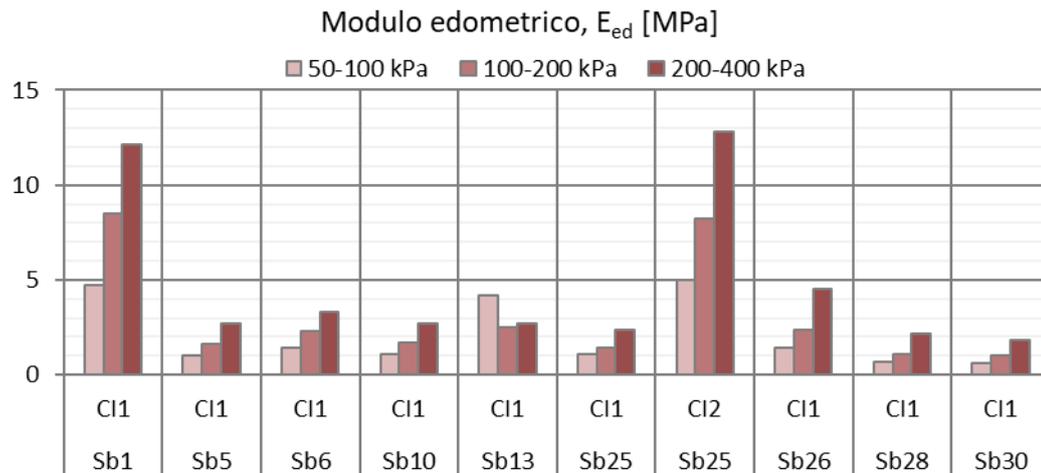


Figura 8.61 Unità DF. Modulo edometrico, E_{ed} (da edometriche)

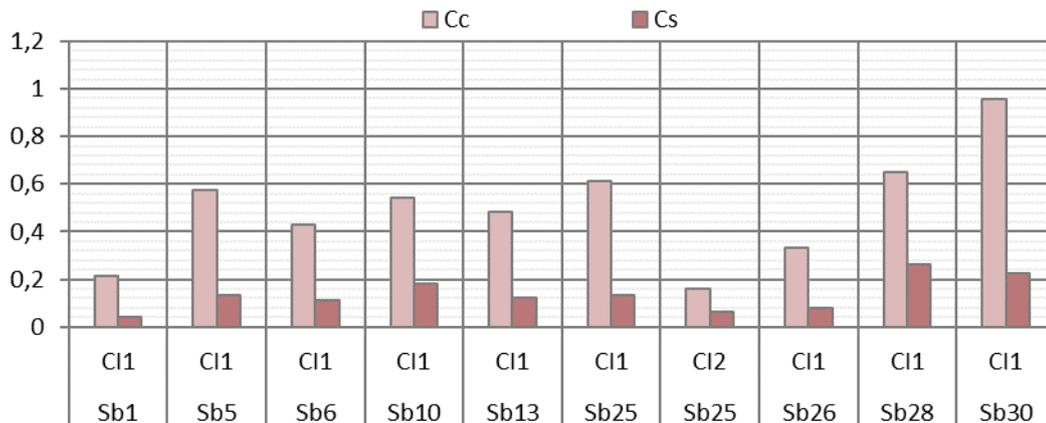


Figura 8.62 Unità DF. Modulo di compressione vergine, C_c ; modulo di carico/scarico, C_s

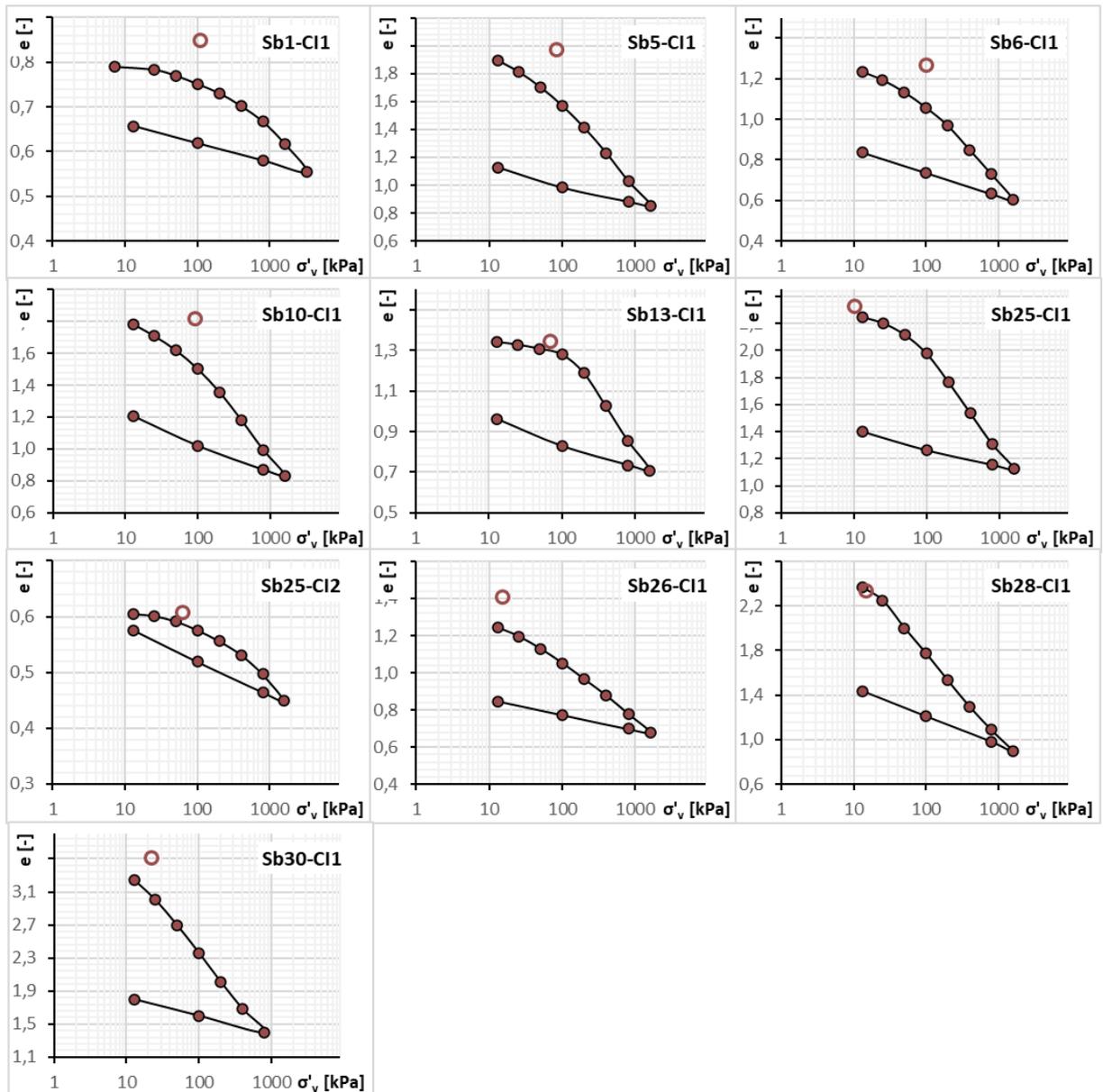


Figura 8.63 Unità DF. Curve di compressibilità

Dalle prove triassiali è possibile estrapolare un modulo elastico E_{50} . Il modulo elastico è determinato al 50% della tensione massima deviatorica e ε_{50} (Figura 8.64).

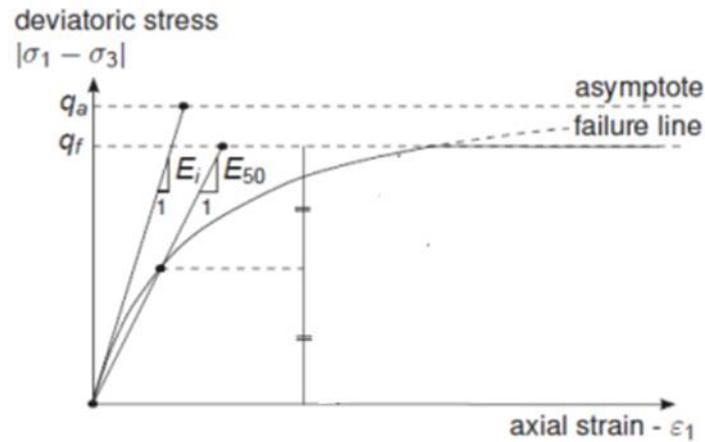


Figura 8.64 schema per la determinazione del modulo E_{50}

In Figura 8.65 Figura 8.61 si rappresenta la distribuzione dei valori del modulo allo stato tensionale medio di 100 kPa; il modulo varia da 3 a 6 MPa.

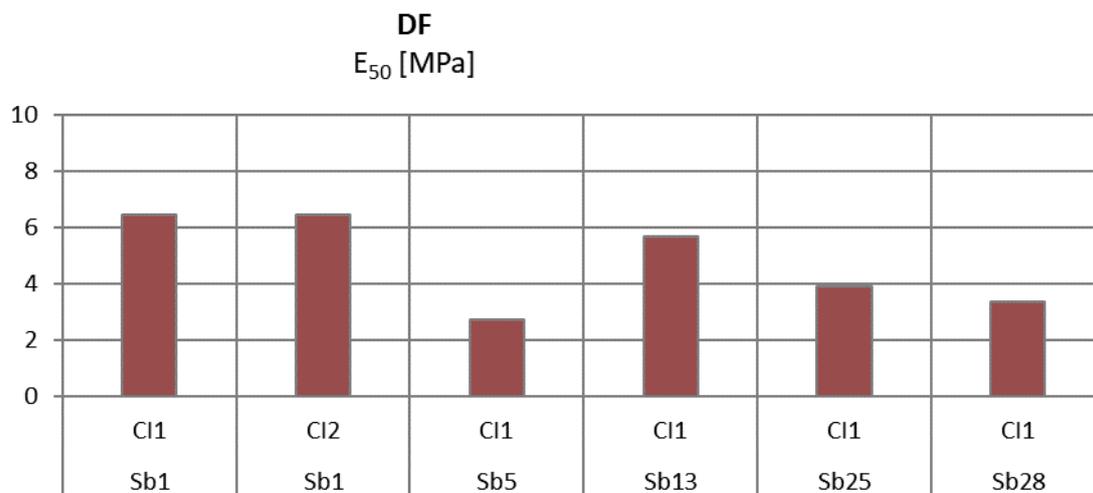


Figura 8.65 Unità DF. Modulo elastico, E_{50} (da prove triassiali)

8.2.2.8 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

L'elaborazione delle curve di consolidazione delle prove edometriche consente di stimare il coefficiente di consolidazione verticale C_v (Figura 8.66) e il coefficiente di permeabilità verticale k_v (Figura 8.67). Di seguito una sintesi dei risultati ottenuti:

$$C_v: 1,6 \times 10^{-4} - 2,4 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$k_v: 1,6 \times 10^{-9} - 2,6 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

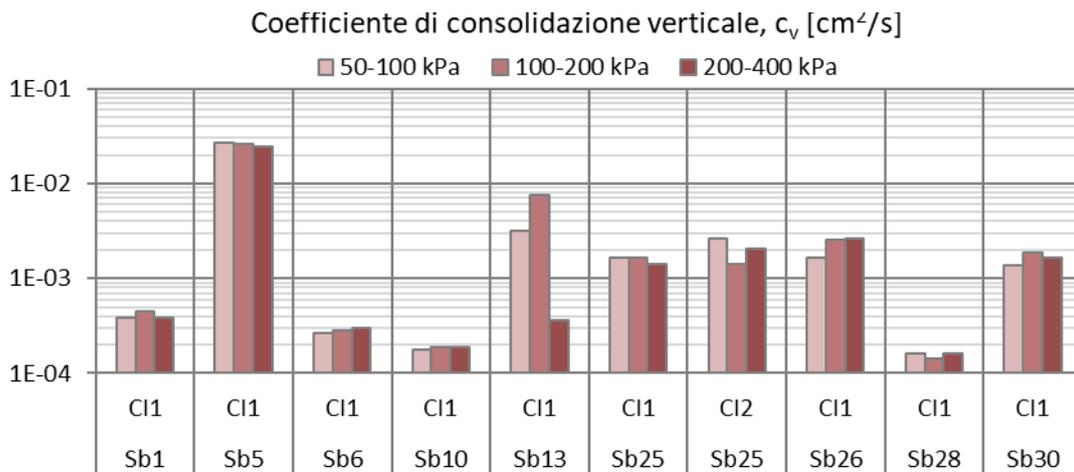


Figura 8.66 Unità DF. coefficiente di consolidazione verticale C_v

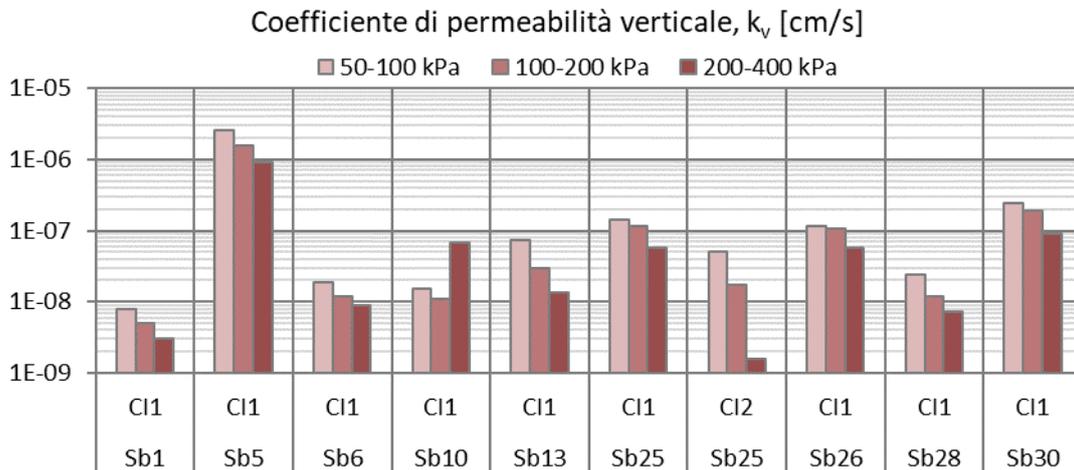


Figura 8.67 Unità DF. coefficiente di permeabilità k_v

8.2.3 DAMC – Depositi Alluvionali/Marini Coesivi

Sono depositi prevalentemente alluvionali con intercalazioni di origine marina, composti essenzialmente da terreni a grana fine ma con frequenti frammenti di gusci di bivalvi e ghiaie eterometriche sparse o concentrate in lenti.

8.2.3.1 Composizione granulometrica

Le curve granulometriche (Figura 8.68) dei campioni disponibili indicano una composizione piuttosto eterogenea, che oscilla tra “Limo con Argilla” a “Ghiaia con Sabbia”. I campioni più sabbiosi rappresentano i livelli granulari che interessano a tratti il deposito.

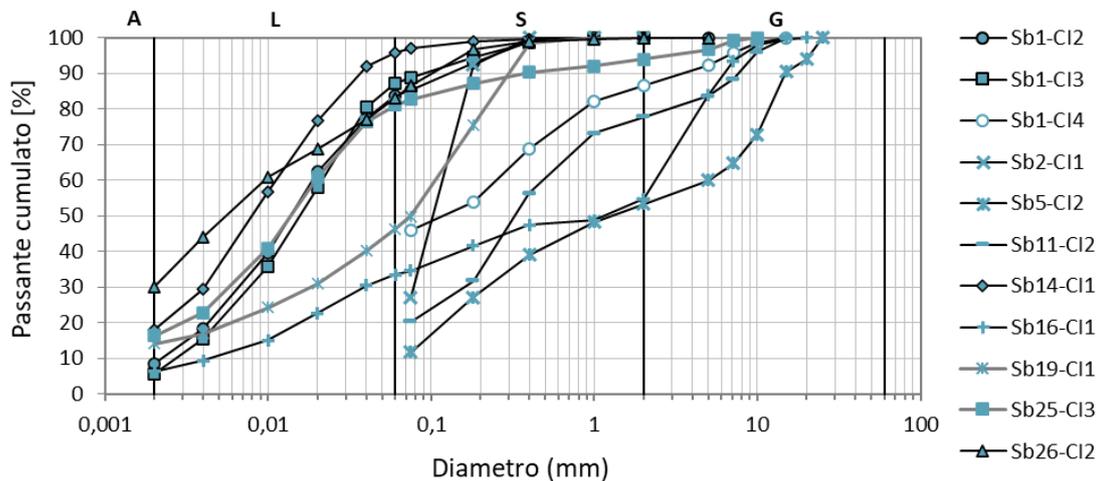


Figura 8.68 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

8.2.3.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume

In Figura 8.69 sono riportati i valori di peso specifico dei grani misurati in laboratorio, che variano tra 25,1 e 26,9 kN/m³. Il peso dell'unità di volume è compreso tra 18,9 e 20,3 kN/m³ (Figura 8.70).

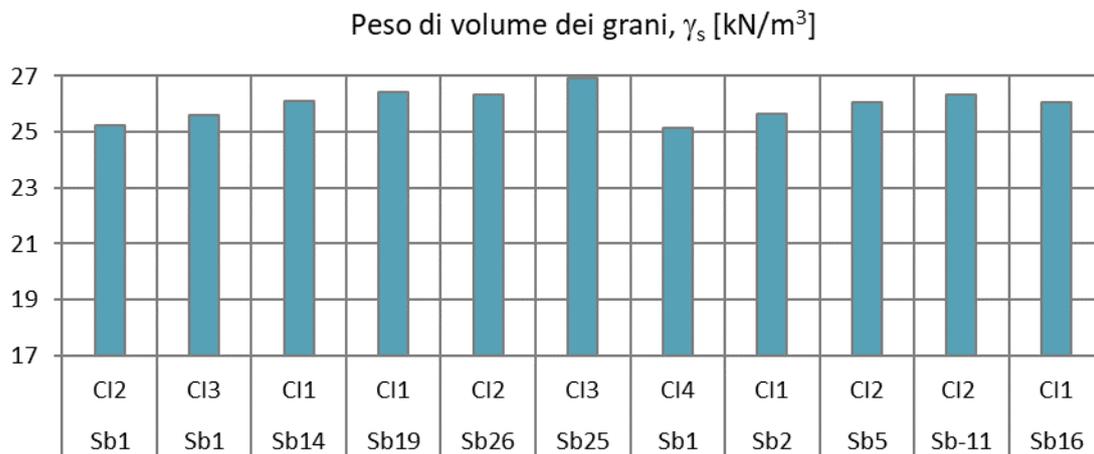


Figura 8.69 Unità DAMC. Peso specifico dei grani

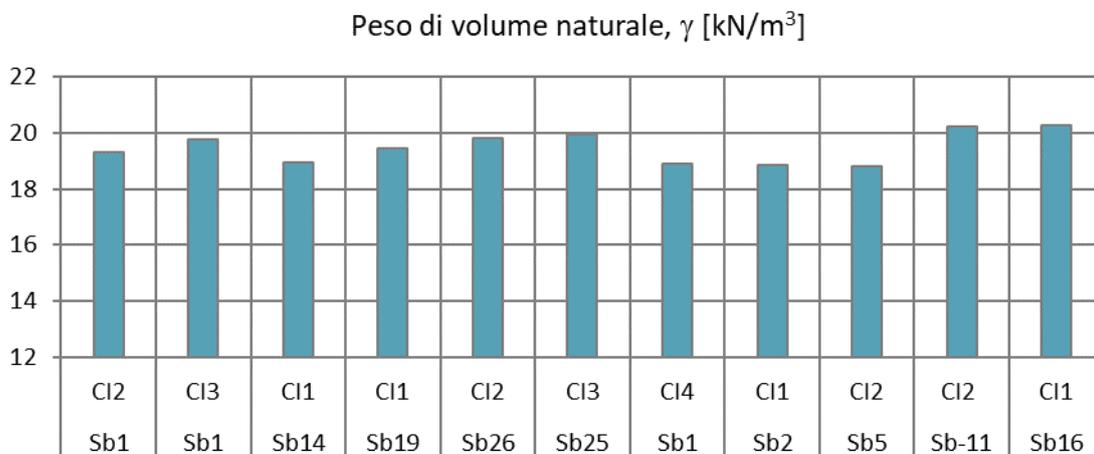


Figura 8.70 Unità DAMC. Peso di volume

8.2.3.3 Contenuto d'acqua naturale

Il contenuto d'acqua (Figura 8.71) è variabile fra minimo 14% e massimo 29%. Corrispondentemente (Figura 8.72), l'indice dei vuoti oscilla tra 0,48 e 0,78.

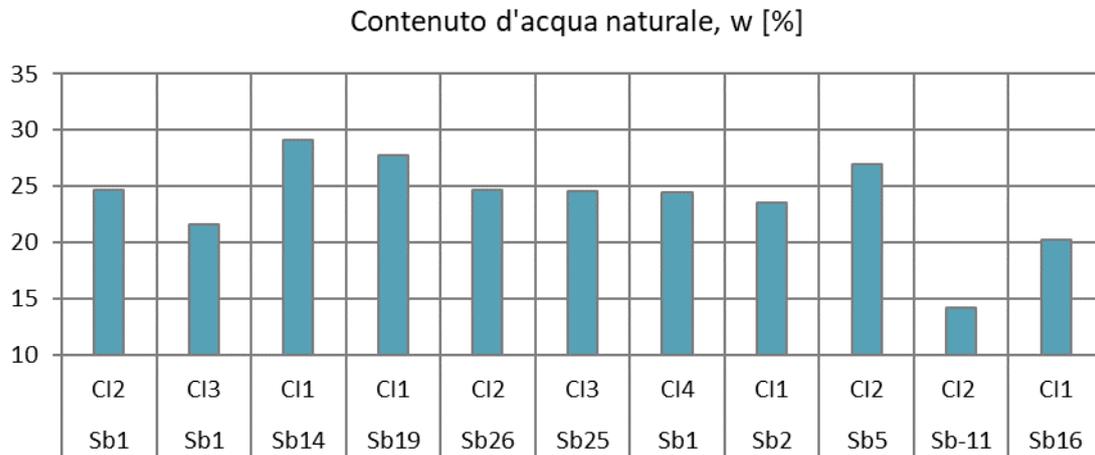


Figura 8.71 Unità DAMC. Contenuto d'acqua naturale

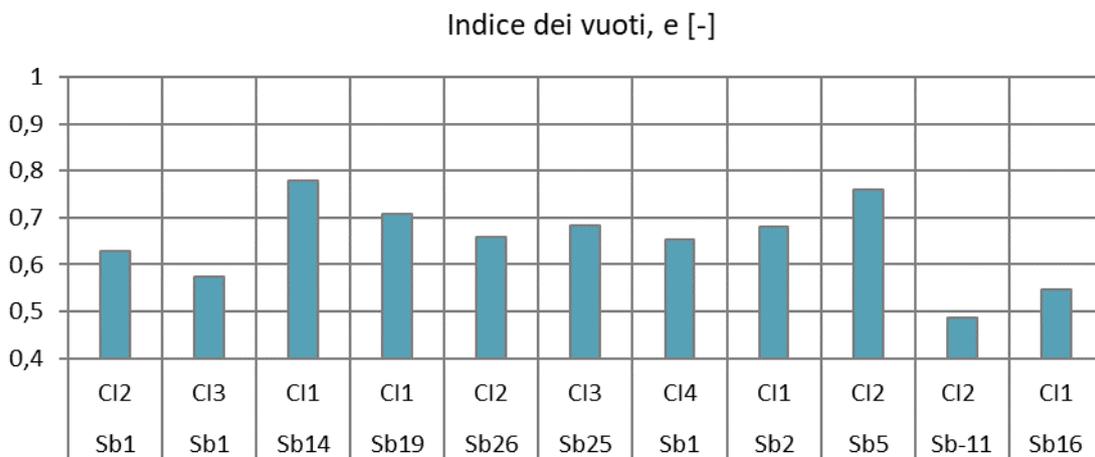


Figura 8.72 Unità DAMC. Indice dei vuoti

8.2.3.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (W_L) ed il limite di plasticità (W_P). Il valore dell'indice di plasticità ($IP = W_L - W_P$) varia da 5 a 25, mentre quelli del limite liquido variano tra 26 e 45. I risultati, collocati sulla carta di plasticità di Casagrande (Figura 8.73), ricadono nel campo delle argille organiche a bassa plasticità.

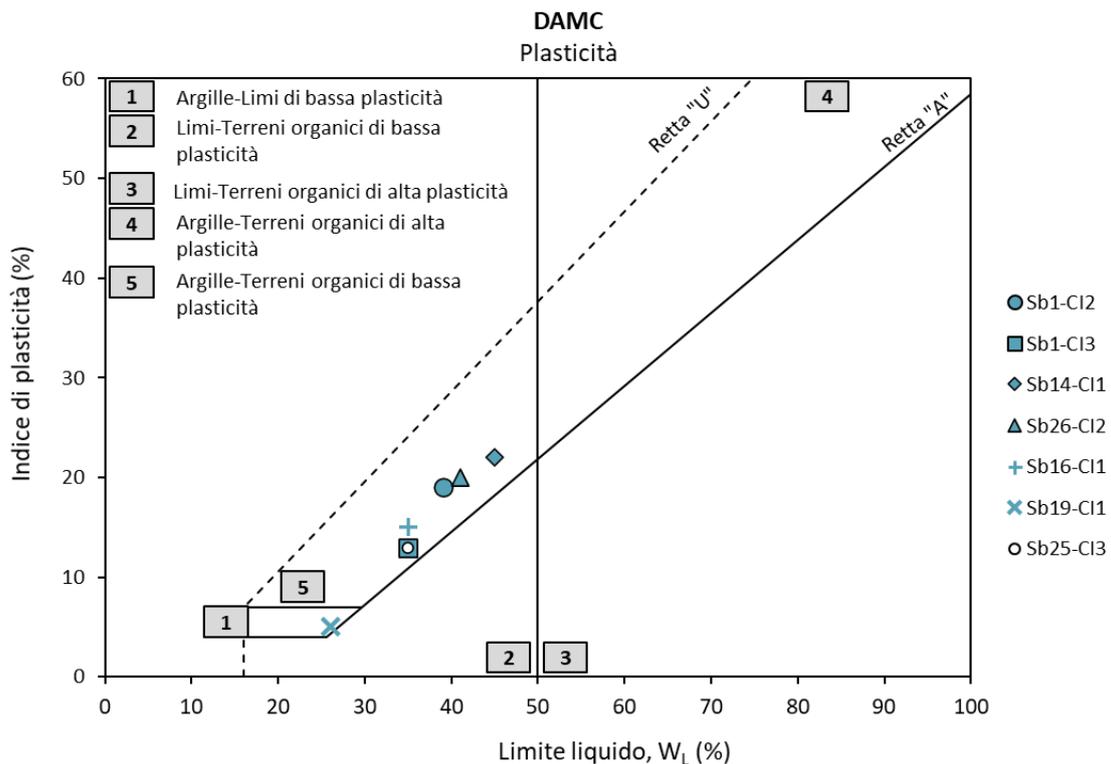


Figura 8.73 Unità DAMC. Carta di Plasticità di Casagrande

8.2.3.5 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Totali

Sono disponibili alcune determinazioni della coesione non drenata tramite prove ELL e UU. In Figura 8.74 sono riportati i risultati che mostrano una certa variabilità, fra minimo 50kPa e massimo 180 kPa.

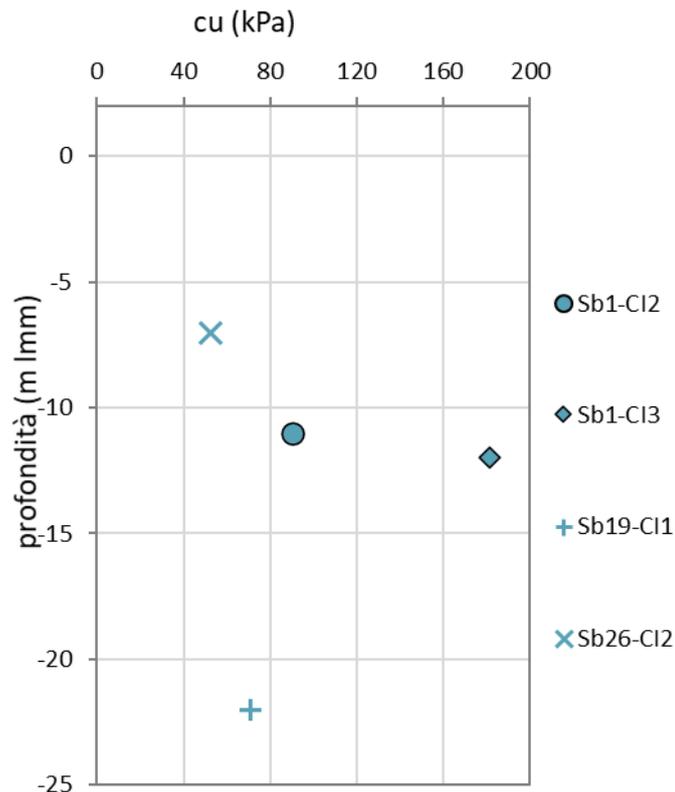


Figura 8.74 Unità DAMC. Coesione non drenata, Cu

8.2.3.6 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

La resistenza in tensioni efficaci è stata determinata attraverso prove di taglio diretto e prove di compressione triassiali tipo CID. I risultati sono rappresentati in Figura 8.75 nel piano di Mohr per le prove di taglio diretto, e in Figura 8.76 nel piano degli invarianti di tensione, per le prove triassiali: In entrambi i casi è possibile interpolare i dati sperimentali con involucri rettilinei, con parametri lievemente diversi per le due tipologie di prova, e piuttosto diversi in relazione alla composizione granulometrica prevalente nei campioni. Riportando tutti i dati sul piano di Mohr, risulta infatti:

per i campioni a granulometria fine prevalente

- (TD) $\varphi' \cong 26^\circ$ $c' \cong 10$ kPa.
- (CID) $\varphi' \cong 27^\circ$ $c' \cong 12$ kPa.

per i campioni a granulometria sabbiosa

- (TD) $\varphi' \cong 35^\circ$ $c' \cong 0$ kPa.
- (CID) $\varphi' \cong 33^\circ$ $c' \cong 0$ kPa.

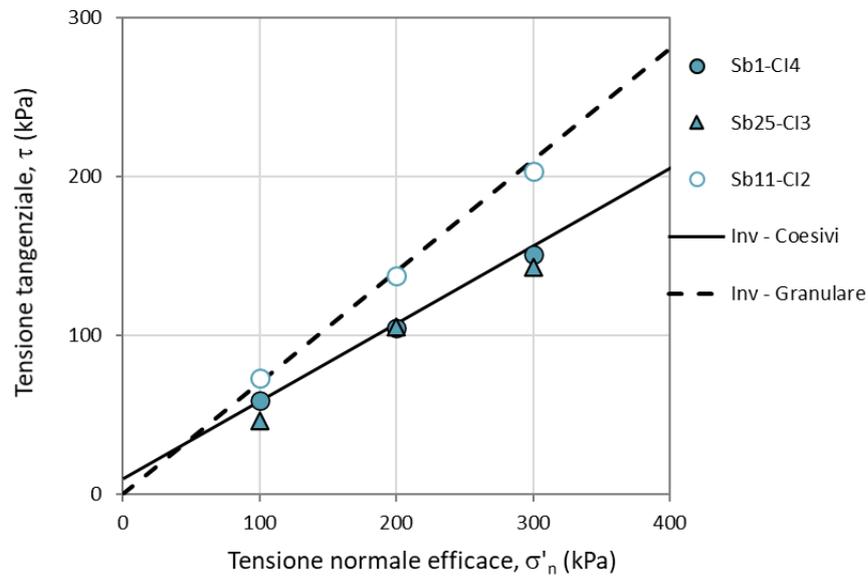


Figura 8.75 Unità DAMC. Involuppo di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

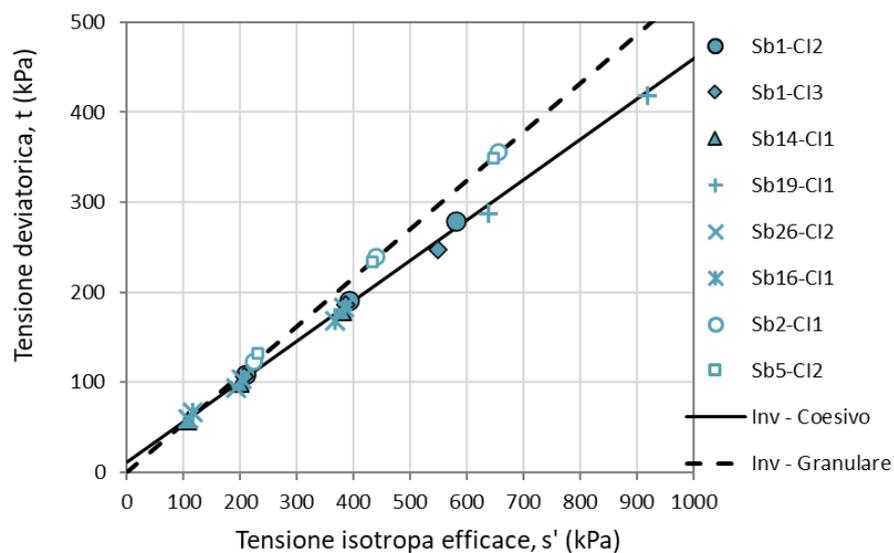


Figura 8.76 Unità DAMC. Involuppo di resistenza in tensioni efficaci (da CID)

8.2.3.7 Caratteristiche di deformabilità

In Figura 8.77 è riportata la distribuzione dei valori di modulo edometrico ottenuti dalle prove edometriche, in funzione degli sforzi applicati; in Figura 8.78 si riportano invece le caratteristiche di compressibilità in termini di indice di compressione C_c e di carico/scarico C_s , ricavati dalla elaborazione delle curve di compressibilità (Figura 8.79). I valori ottenuti possono essere sintetizzati come segue:

E_{ed} (50-100 kPa):	2,7 – 7,1 MPa
E_{ed} (100-200 kPa):	4,2- 11,1 MPa
E_{ed} (200-400 kPa):	6,9 – 26,1 MPa
C_c :	0,06- 0,28
C_s :	0,01- 0,08

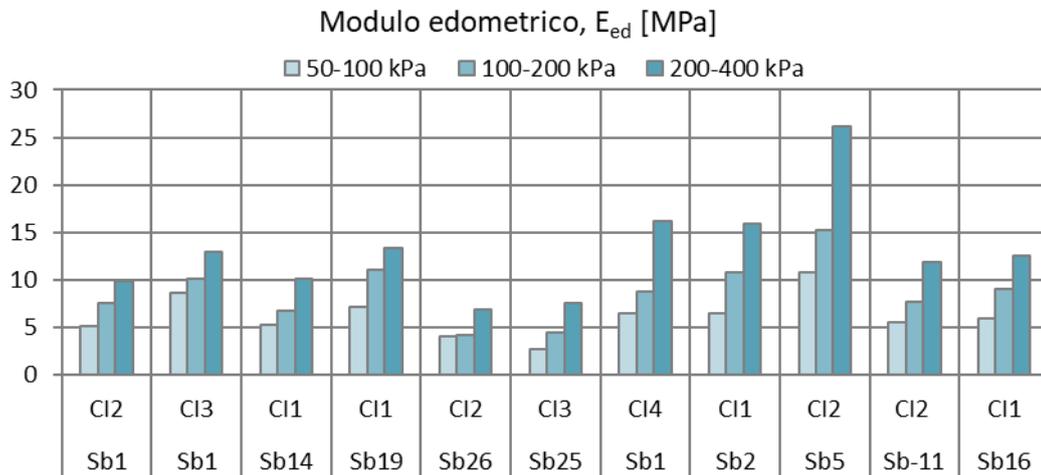


Figura 8.77 Unità DAMC. Modulo edometrico, E_{ed} (da edometriche)

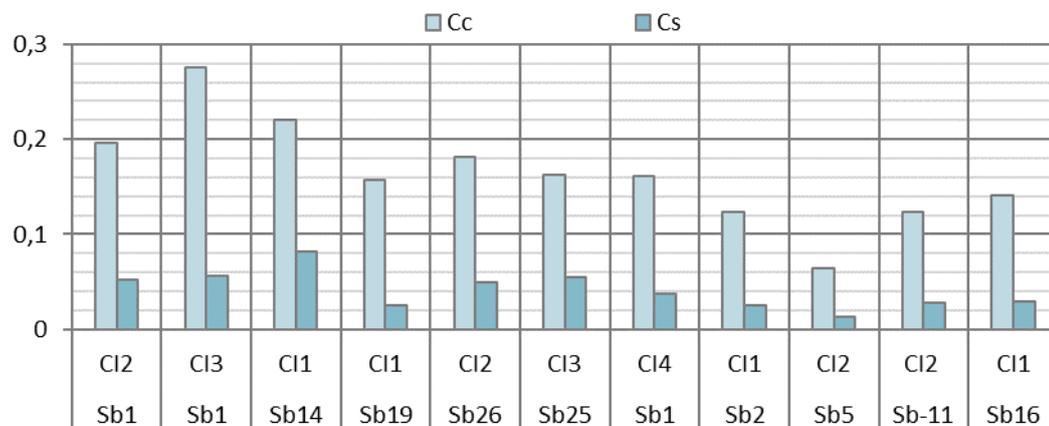


Figura 8.78 Unità DAMC. Modulo di compressione vergine, C_c ; modulo di carico/scarico, C_s

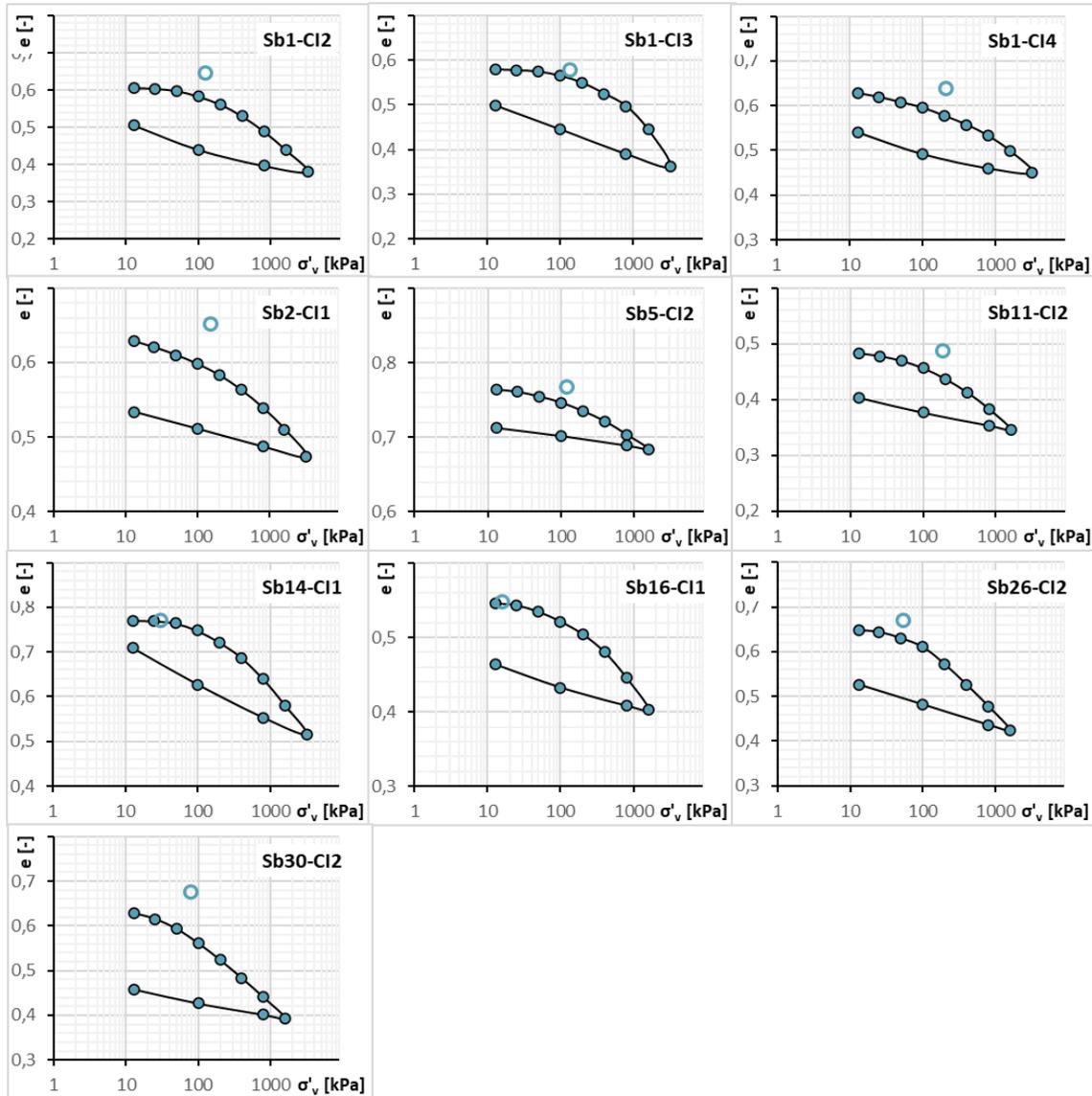


Figura 8.79 Unità DAMC. Curve di compressibilità

In Figura 8.80 si rappresenta la distribuzione dei valori del modulo E50, allo stato tensionale medio di 100 kPa; il modulo varia da 4 a 16 MPa.

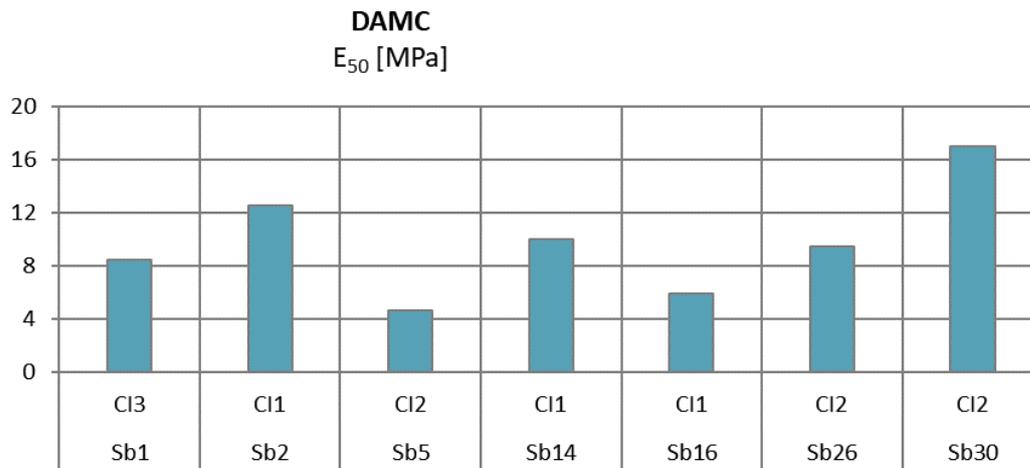


Figura 8.80 Unità DAMC. Modulo elastico, E_{50} (da prove triassiali)

8.2.3.8 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

Le distribuzioni dei valori del coefficiente di consolidazione verticale C_v e del coefficiente di permeabilità verticale k_v ottenute dalle curve di consolidazione delle prove edometriche sono rappresentate nelle Figura 8.81 e Figura 8.82, rispettivamente. Sinteticamente:

$$C_v: 3,5 \times 10^{-4} - 6,1 \times 10^{-1} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$k_v: 3,0 \times 10^{-9} - 5,5 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

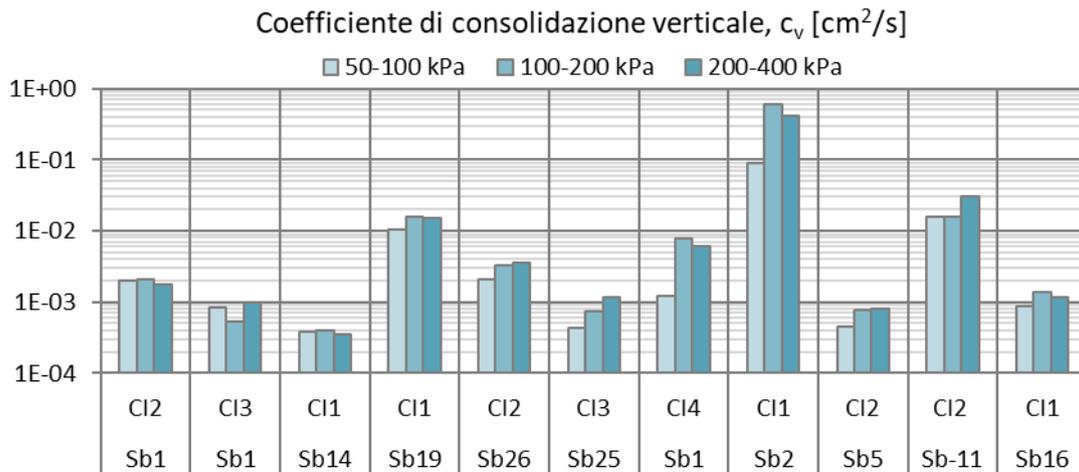


Figura 8.81 Unità DAMC. coefficiente di consolidazione verticale C_v

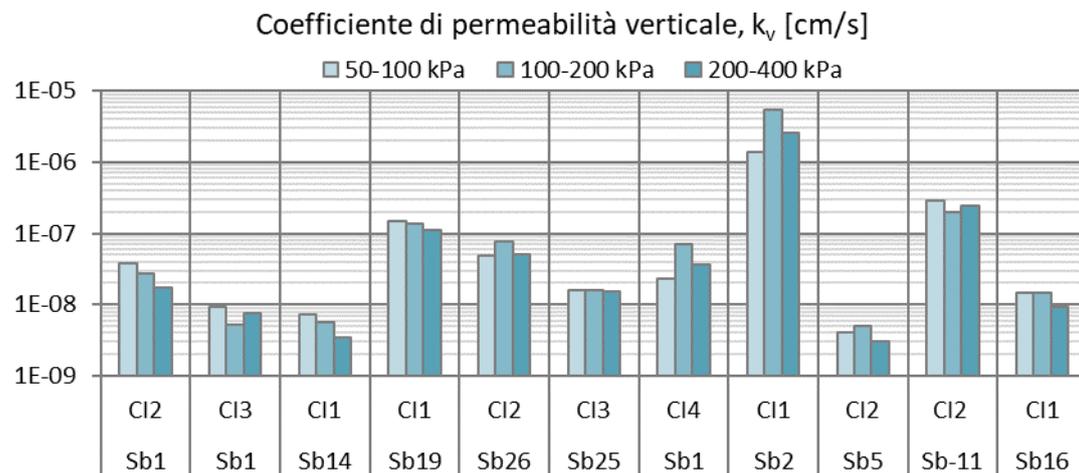


Figura 8.82 Unità DAMC. coefficiente di permeabilità k_v

8.2.4 DAC – Depositi Alluvionale Coesivi

I depositi alluvionali coesivi sono terreni prevalentemente a grana fine con livelli ghiaiosi e rare lenti torbose nerastre.

La caratterizzazione meccanica implica distinguere i campioni a prevalente granulometria fine da quelli più granulari.

8.2.4.1 Caratteristiche fisiche e di classificazione

Le curve granulometriche (Figura 8.83) dei campioni disponibili indicano una composizione piuttosto eterogenea, che oscilla tra “Limo con Argilla” a “Sabbia Ghiaiosa debolmente limosa e debolmente argillosa”. I campioni più sabbiosi rappresentano i livelli/strati granulari che caratterizzano il deposito.

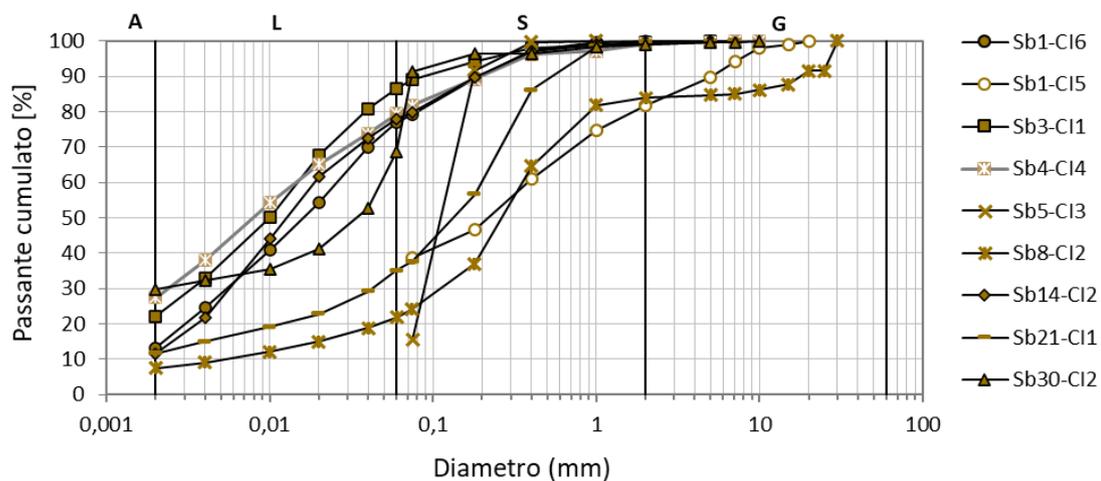


Figura 8.83 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

8.2.4.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume

In Figura 8.84 sono riportati i valori di peso specifico dei grani misurati in laboratorio su diversi campioni; il valore di γ_s risulta compreso tra 25,6 e 26,4 kN/m³.

Il peso dell'unità di volume varia tra 17,7 e 20,8 kN/m³ (Figura 8.85).

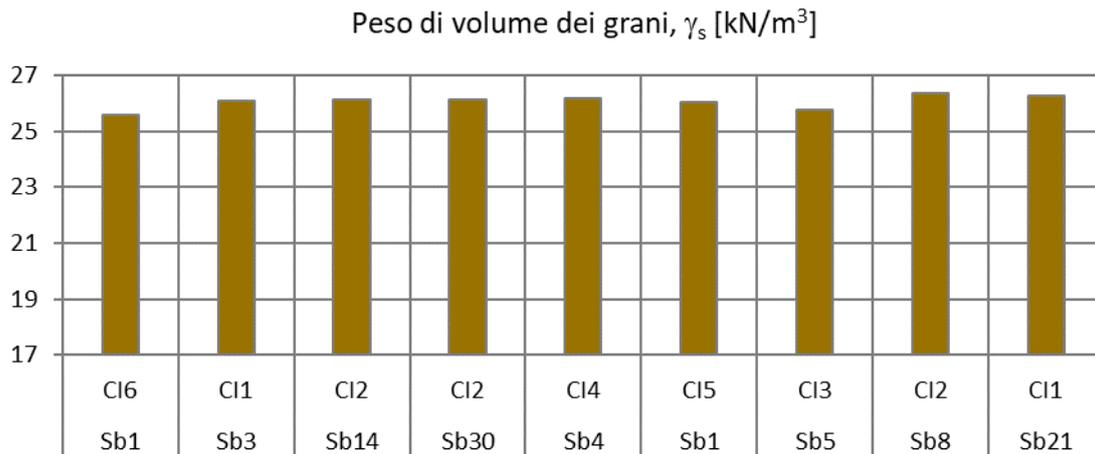


Figura 8.84 Unità DAC. Peso specifico dei grani

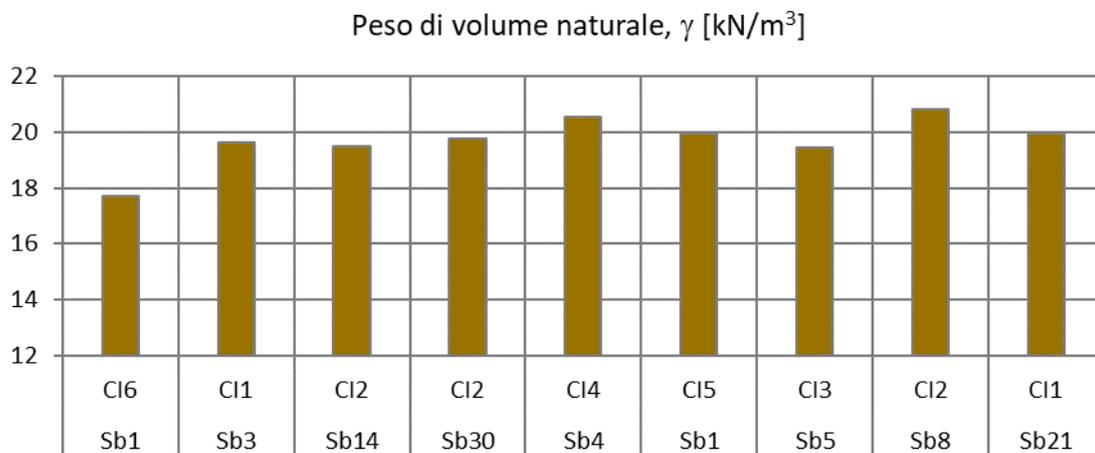


Figura 8.85 Unità DAC. Peso di volume

8.2.4.3 Contenuto d'acqua naturale

In Figura 8.86 è riportato il contenuto d'acqua naturale misurato in laboratorio che risulta compreso fra minimo 18,2% e massimo 37%. Corrispondentemente, in Figura 8.87, è riportato il valore dell'indice dei vuoti che risulta compreso tra 0,50 e 0,99.

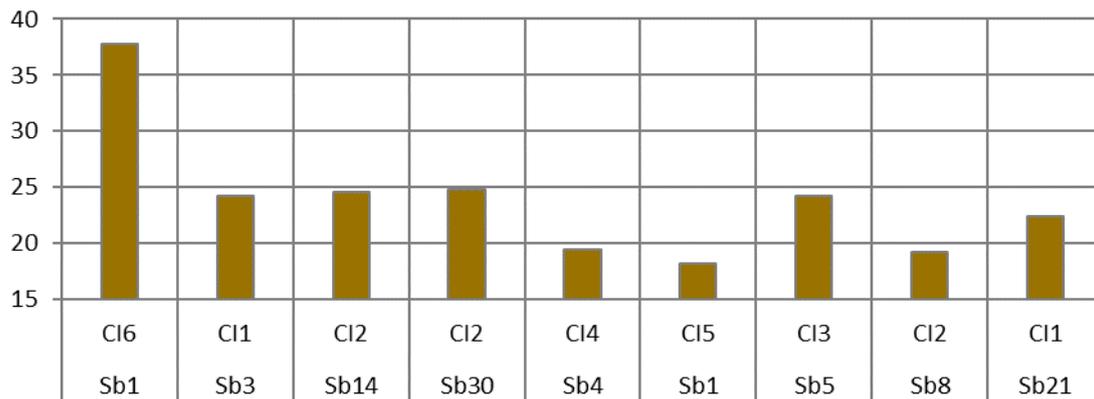


Figura 8.86 Unità DAC. Contenuto d'acqua naturale

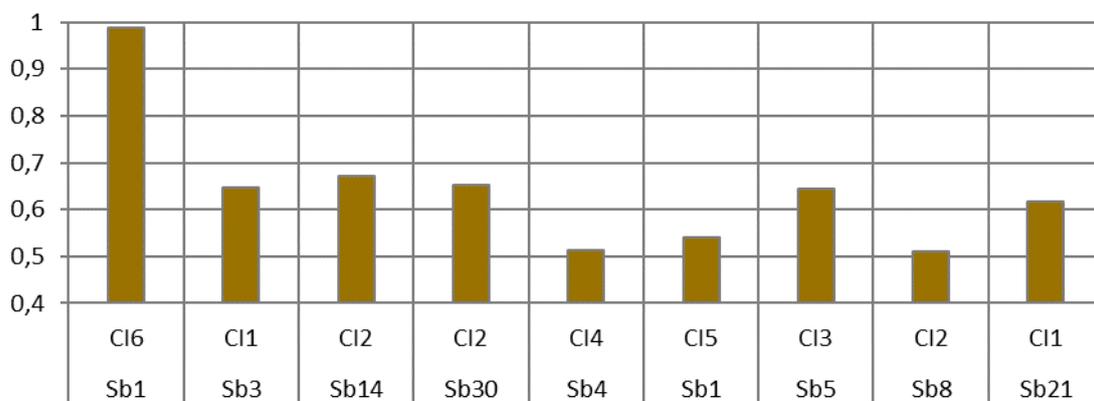


Figura 8.87 Unità DAC. Indice dei vuoti

8.2.4.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (W_L) ed il limite di plasticità (W_P). Il valore dell'indice di plasticità ($IP = W_L - W_P$) varia da 9 a 21, mentre quelli del limite liquido variano tra 29 e 40. I risultati, collocati sulla carta di plasticità di Casagrande (Figura 8.88), ricadono nel campo delle argille organiche a bassa plasticità.

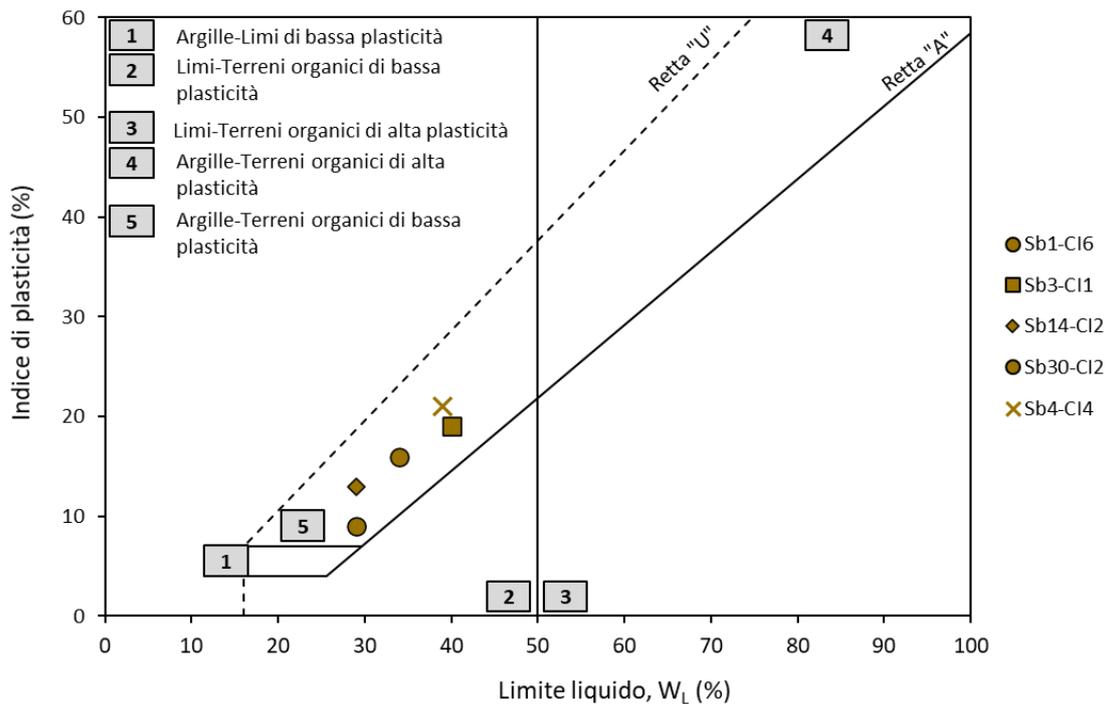


Figura 8.88 Unità DAC. Carta di Plasticità di Casagrande

8.2.4.5 Caratteristiche di resistenza in tensioni totali

Per questo deposito è stata eseguita una sola prova (ELL) per la misura della coesione non drenata (Sb1-CI6); il valore ottenuto risulta pari a 7,4 kPa. Naturalmente sono disponibili i risultati delle prove in sito (cfr. paragrafi 8.1.3.1 per le prove CPTu e 8.1.4.1 per le prove DMT) per una determinazione sistematica dei valori di resistenza in tensioni totali.

8.2.4.6 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In Figura 8.89 si rappresentano nel piano di Mohr i valori delle resistenze ottenuti dai risultati di prove di taglio diretto e in Figura 8.90, nel piano degli invarianti, quelli ottenuti da prove triassiali. Riportando tutti i dati sul piano di Mohr, è possibile individuare due involucri rettilinei con i rispettivi parametri, su cui si allineano i risultati, distinguendo tra campioni a grana fine e campioni granulari:

campioni a granulometria fine prevalente

- (TD) + (CID) $\varphi' \cong 25^\circ$ $c' \cong 15 \text{ kPa}$.

campioni granulari

- (TD) $\varphi' \cong 35^\circ$ $c' \cong 0 \text{ kPa}$.

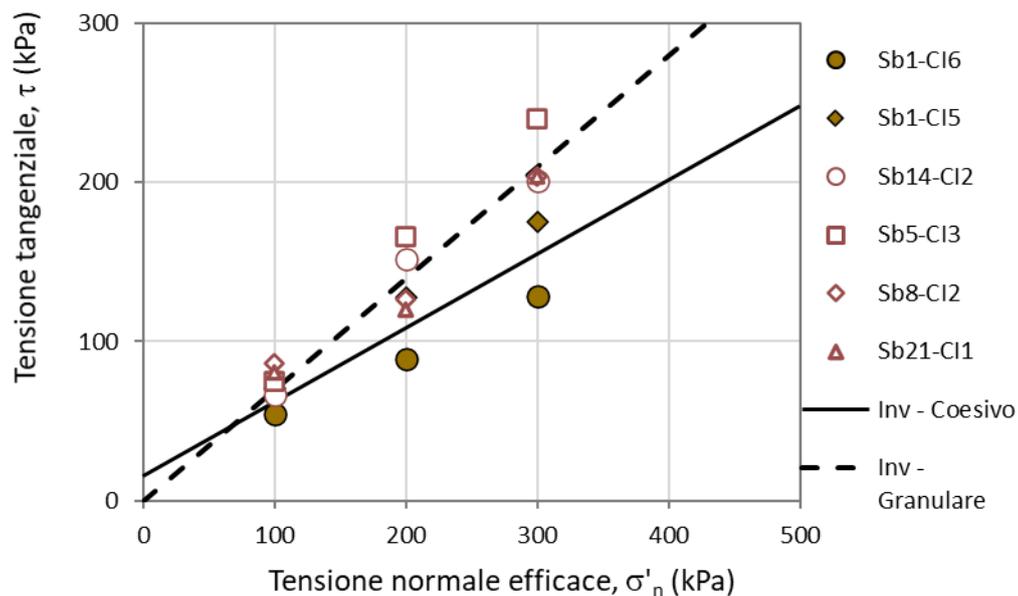


Figura 8.89 Unità DAC. Involucro di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

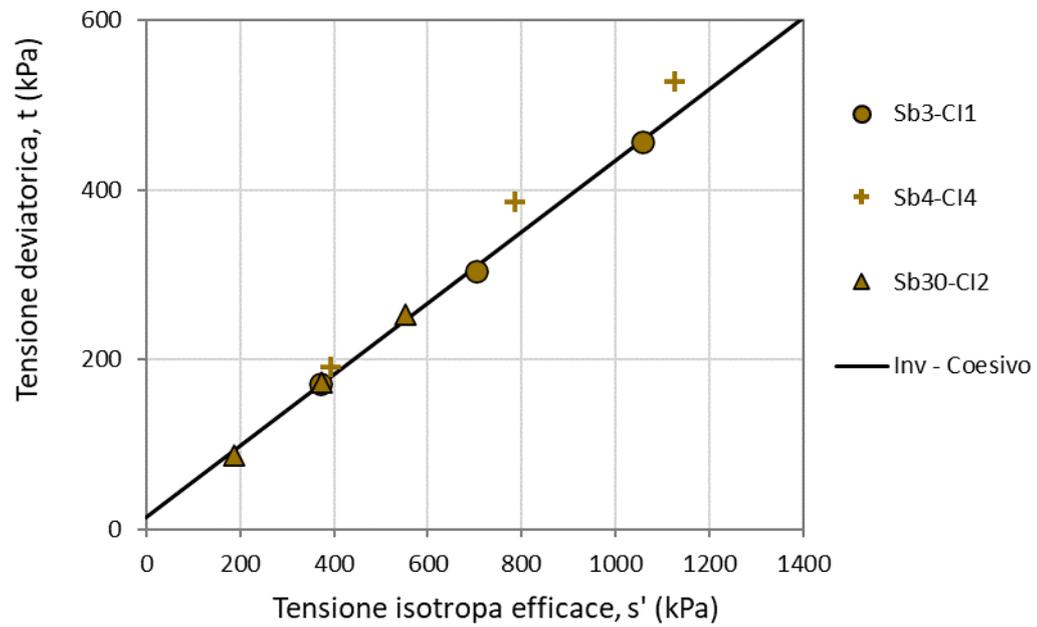


Figura 8.90 Unità DAC. Involuppo di resistenza in tensioni efficaci (da CID)

8.2.4.7 Caratteristiche di deformabilità

In Figura 8.91 è riportato il grafico dei risultati del modulo edometrico a diversi stati tensionali, mentre in Figura 8.92 ricavati dalla elaborazione delle curve di compressibilità (Figura 8.93). I valori ottenuti possono essere sintetizzati come segue:

E_{ed} (50-100 kPa): 1,6 – 13,9 MPa
 E_{ed} (100-200 kPa): 2,6 – 21,2MPa
 E_{ed} (200-400 kPa): 4,3 – 32,6 MPa
 C_c : 0,05 – 0,36
 C_s : 0,01 – 0,11

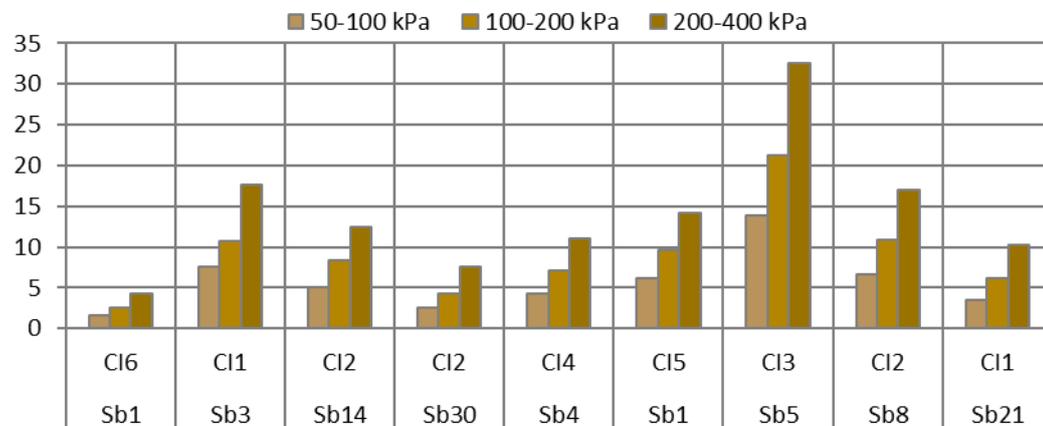


Figura 8.91 Unità DAC. Modulo edometrico, E_{ed} (da edometriche)

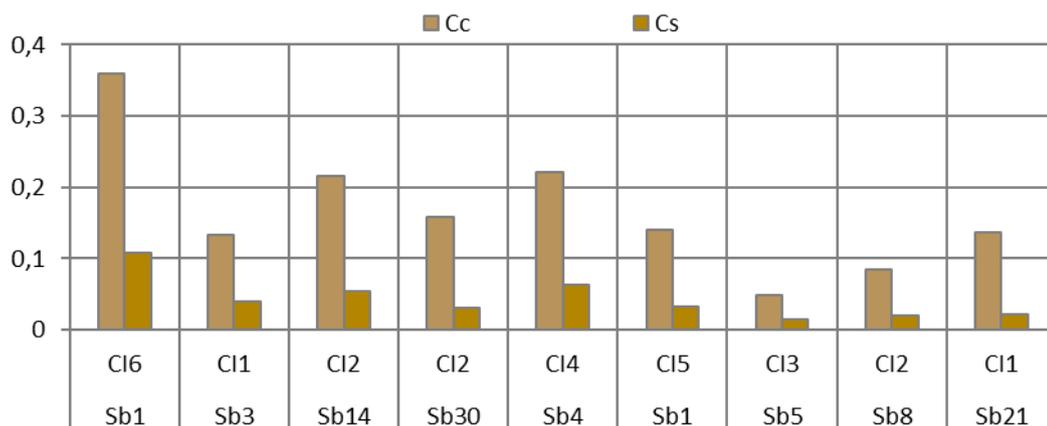


Figura 8.92 Unità DAC. Modulo di compressione vergine, C_c ; modulo di carico/scarico, C_s

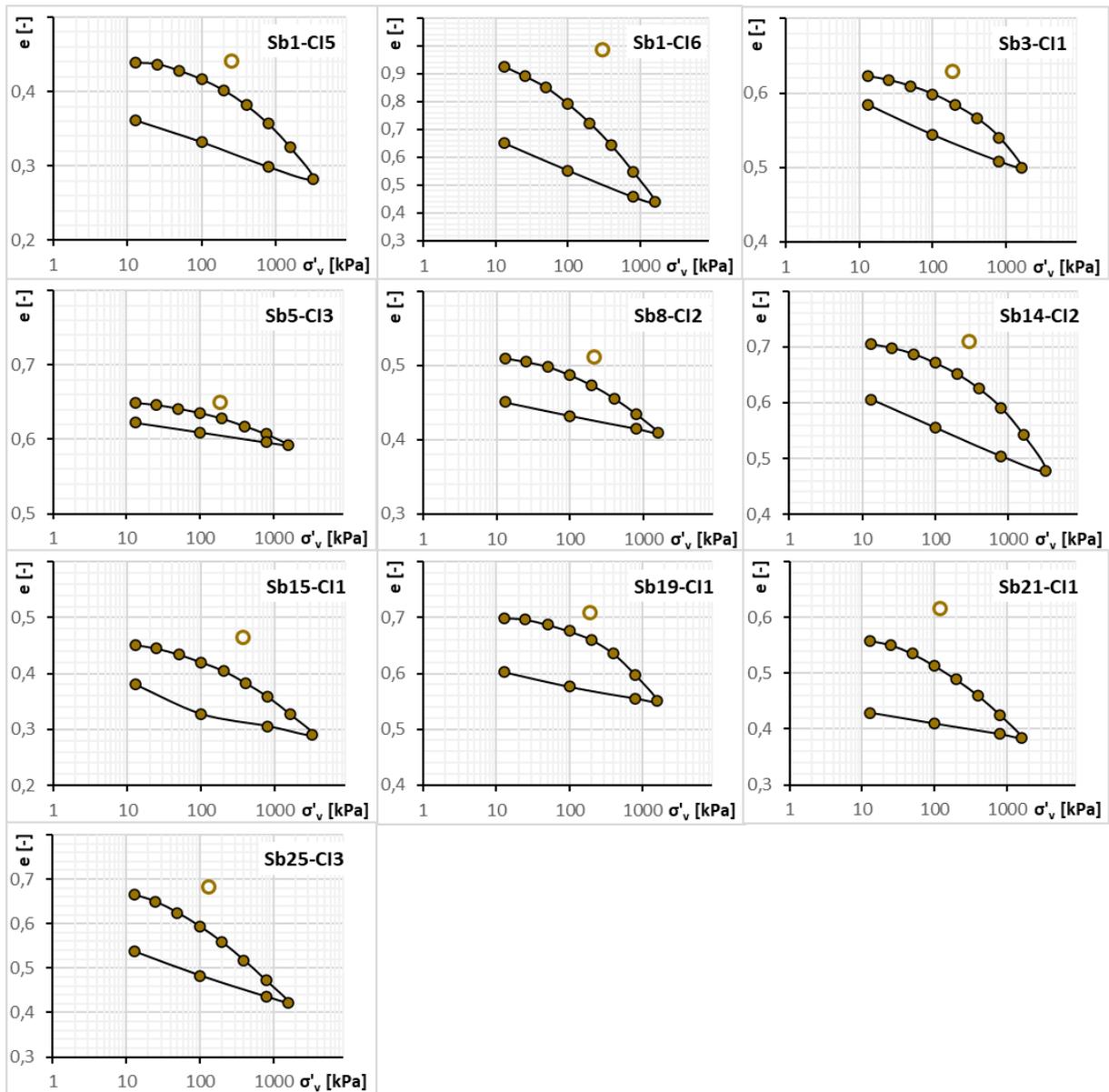


Figura 8.93 Unità DAC. Curve di compressibilità

8.2.4.8 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

L'elaborazione delle curve di consolidazione delle prove edometriche consente di stimare il coefficiente di consolidazione verticale C_v (Figura 8.94) e il coefficiente di permeabilità verticale k_v (Figura 8.95). Di seguito una sintesi dei risultati:

C_v : $1,0 \times 10^{-4} - 6,5 \times 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s}$

k_v : $2,4 \times 10^{-9} - 2,9 \times 10^{-7} \text{ cm/s}$

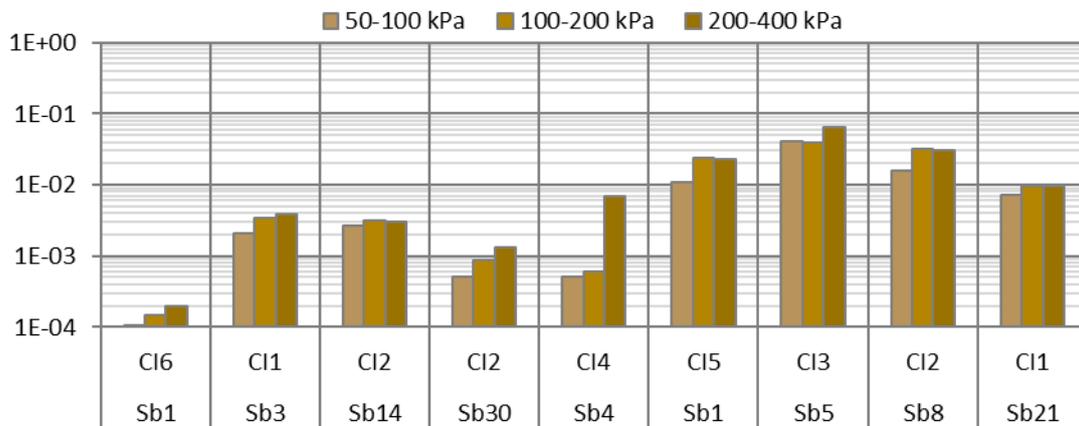


Figura 8.94 Unità DAC. coefficiente di consolidazione verticale C_v

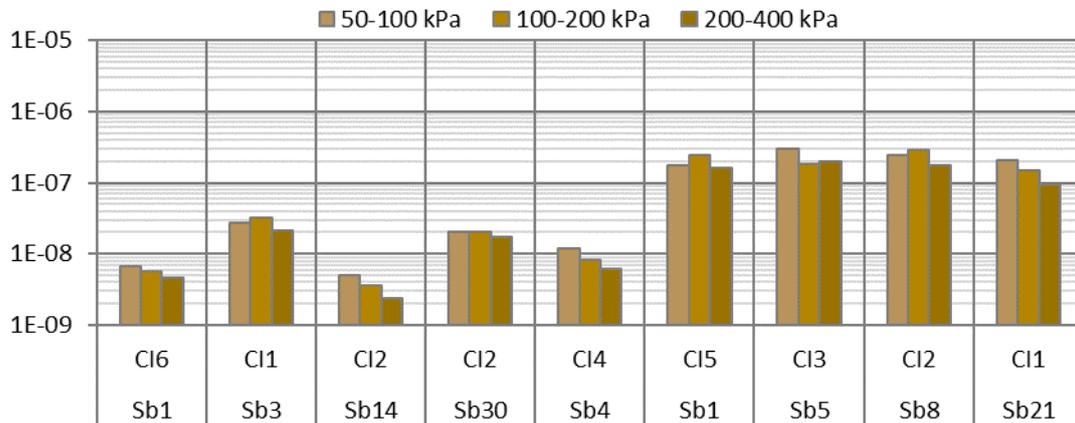


Figura 8.95 Unità DAC. coefficiente di permeabilità k_v

8.2.5 DAS – Depositi Alluvionali Sabbiosi

I depositi alluvionali sabbiosi sono terreni prevalentemente a granulari con intercalazioni limose. Sono terreni difficilmente campionabili per via dell'abbondante presenza di ghiaia. La caratterizzazione di seguito mostrata fa riferimento ai soli campioni che è stato possibile campionare (sia indisturbati che rimaneggiati presi direttamente dalla cassetta catalogatrice), pertanto i risultati possono essere ritenuti una sorta di limite inferiore delle caratteristiche meccaniche. I risultati delle prove edometriche non possono essere ritenuti rappresentativi del deposito perché la prova è stata eseguita nella parte più fine del campione.

8.2.5.1 Composizione granulometrica

Le curve granulometriche (Figura 8.96) dei campioni disponibili indicano una composizione piuttosto omogenea, che oscilla tra “Sabbia con Limo debolmente Argillosa” a “Sabbia con Ghiaia debolmente limosa debolmente argillosa”.

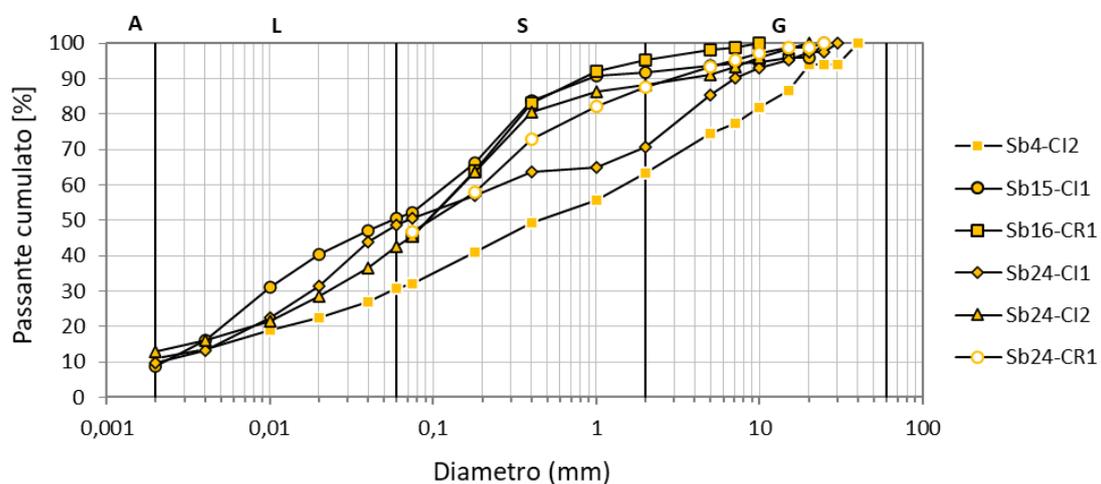


Figura 8.96 Unità DAS. Composizione granulometrica dei campioni indisturbati

8.2.5.2 Peso specifico dei grani e peso dell'unità di volume

In Figura 8.97 sono riportati i valori di peso specifico dei grani misurati in laboratorio, che risulta compreso tra 25,8 e 26,7 kN/m³.

Il peso dell'unità di volume risulta compreso tra 20,0 e 20,7 kN/m³ (Figura 8.98).

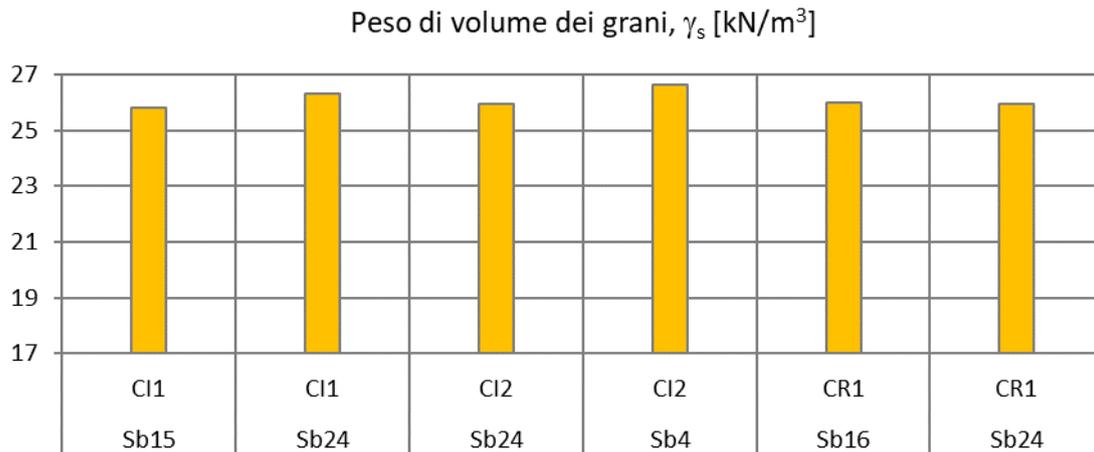


Figura 8.97 Unità DAS. Peso specifico dei grani

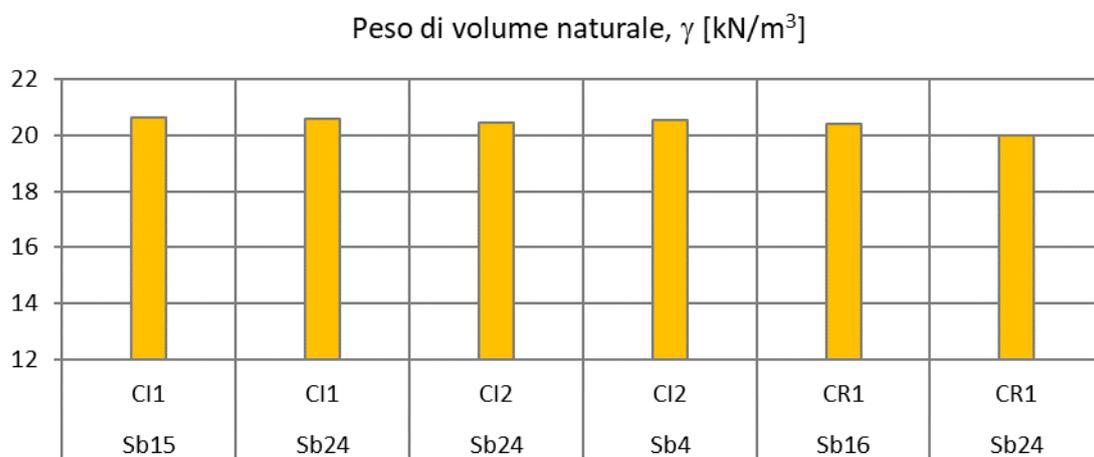


Figura 8.98 Unità DAS. Peso di volume

8.2.5.3 Contenuto d'acqua naturale

In Figura 8.99 è riportato il contenuto d'acqua naturale misurato in laboratorio che risulta compreso fra minimo 17,6% e massimo 24,3%. Corrispondentemente, in Figura 8.100, è riportato il valore dell'indice dei vuoti che risulta compreso tra 0,50 e 0,60.

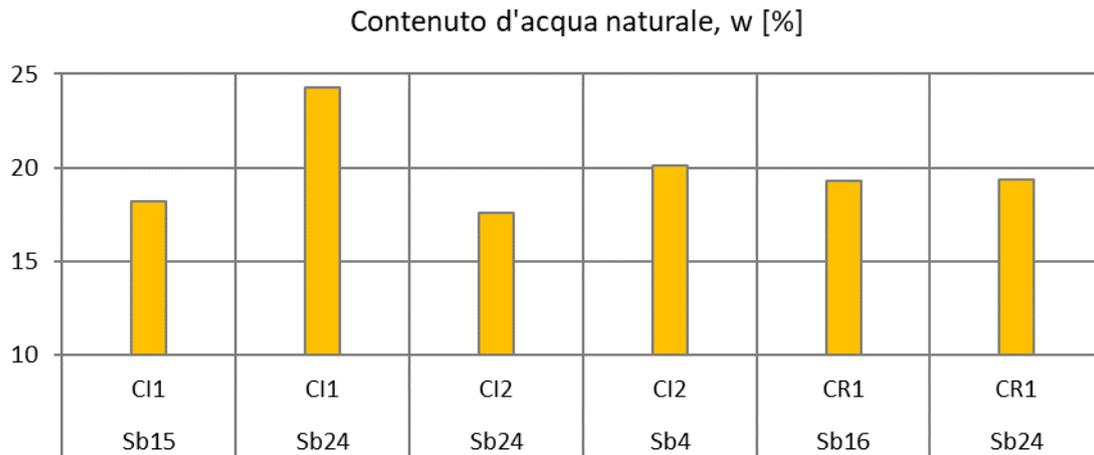


Figura 8.99 Unità DAS. Contenuto d'acqua naturale

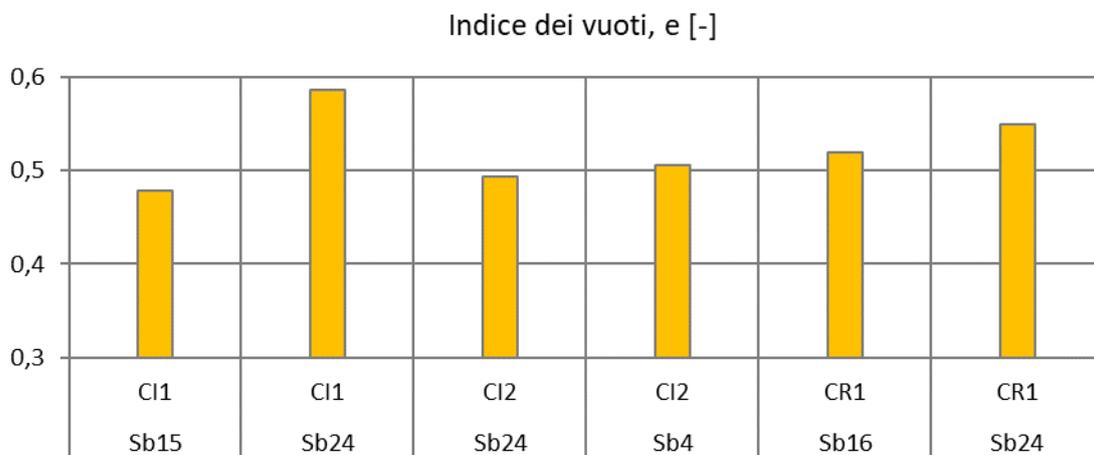


Figura 8.100 Unità DAS. Indice dei vuoti

8.2.5.4 Limiti di Atterberg

Sulla frazione fine dei diversi campioni sono stati determinati il limite di liquidità (W_L) ed il limite di plasticità (W_P). Il valore dell'indice di plasticità ($IP = W_L - W_P$) varia da 6 a 16, mentre quelli del limite liquido variano tra 25 e 36. I risultati, collocati sulla carta di plasticità di Casagrande (Figura 8.101), ricado nel campo delle argille organiche a bassa plasticità.

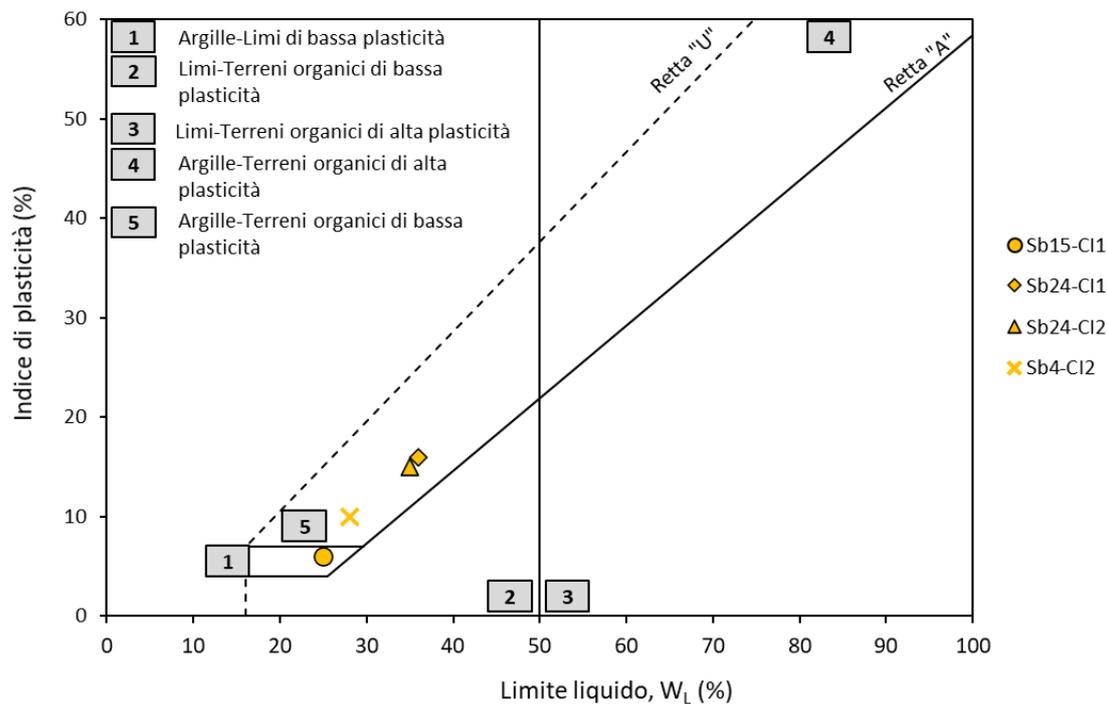


Figura 8.101 Unità DAS. Carta di Plasticità di Casagrande

8.2.5.5 Caratteristiche di resistenza in Tensioni Efficaci

In Figura 8.102 si rappresentano nel piano di Mohr i valori delle resistenze ottenuti dai risultati di prove di taglio diretto e in Figura 8.103 nel piano degli invarianti, quelli ottenuti da prove triassiali. Riportando tutti i dati sul piano di Mohr, è possibile individuare due involucri rettilinei con i rispettivi parametri, su cui si allineano i risultati, distinguendo tra campioni a grana fine e campioni granulari

- (TD) $\varphi' \cong 36^\circ$ $c' \cong 0$ kPa.
- (CID) $\varphi' \cong 34^\circ$ $c' \cong 0$ kPa.

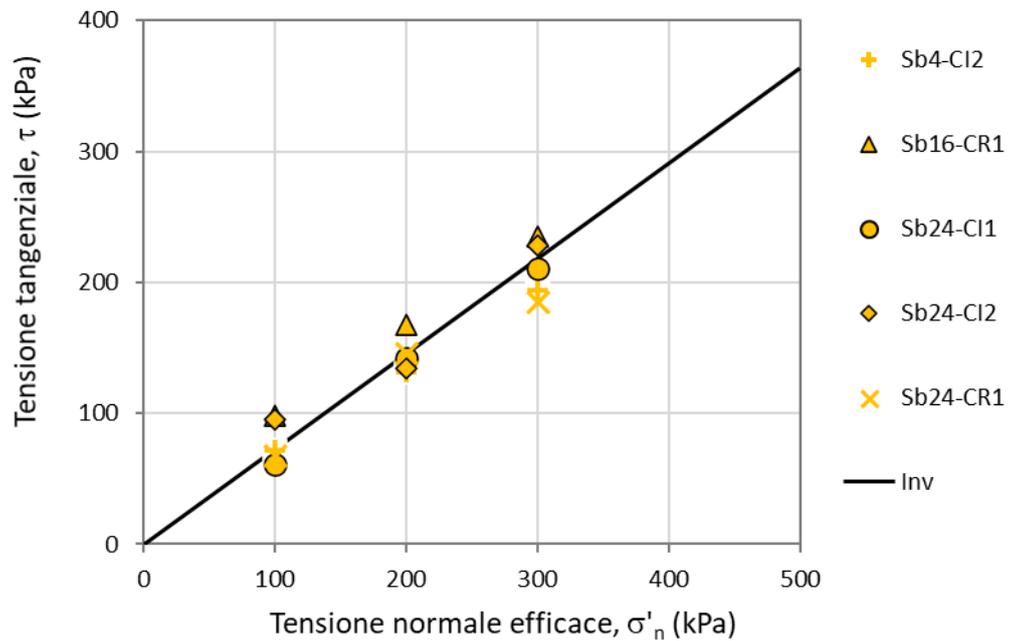


Figura 8.102 Unità DAS. Involuppo di resistenza in tensioni efficaci (da TD)

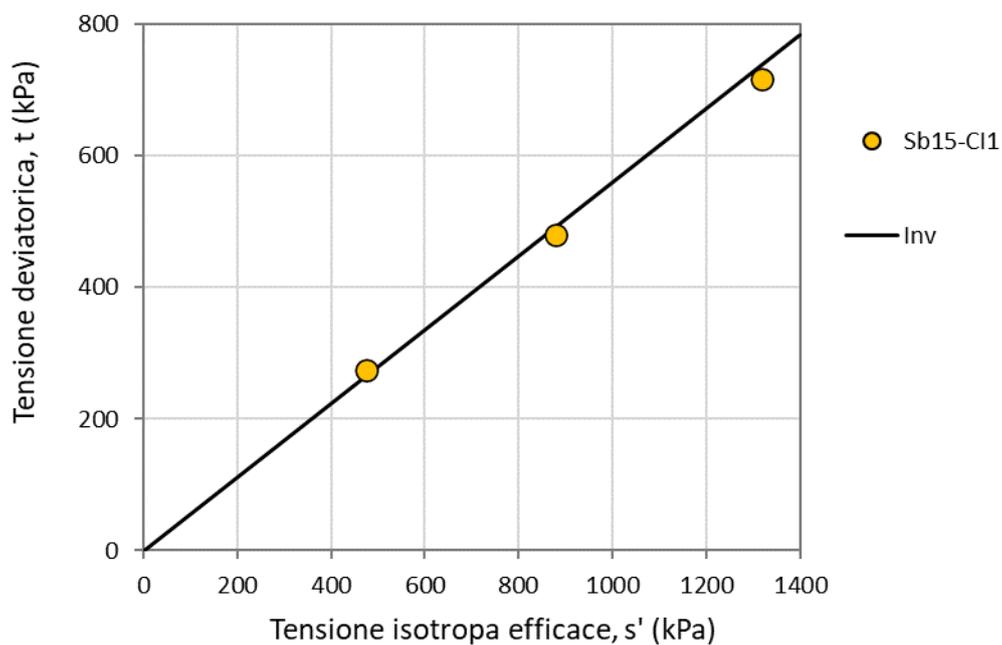


Figura 8.103 Unità DAS. Involuppo di resistenza in tensioni efficaci (da CID)

8.2.5.6 Caratteristiche di deformabilità

Sono state ricavate da prove di compressione edometrica. In Figura 8.104 si rappresenta la distribuzione dei valori del modulo a diversi stati tensionali, mentre in Figura 8.105 sono rappresentate quelle dei coefficienti di compressione e di rigonfiamento, C_c e C_s , ricavate dalle curve di compressibilità (Figura 8.106). Di seguito si riporta una sintesi delle variabilità ottenute per le singole grandezze:

E_{ed} (50-100 kPa): 4,5 – 10,4 MPa
 E_{ed} (100-200 kPa): 7,4- 17,1 MPa
 E_{ed} (200-400 kPa): 10,8 – 20,9 MPa
 C_c : 0,10- 0,17
 C_s : 0,02- 0,03

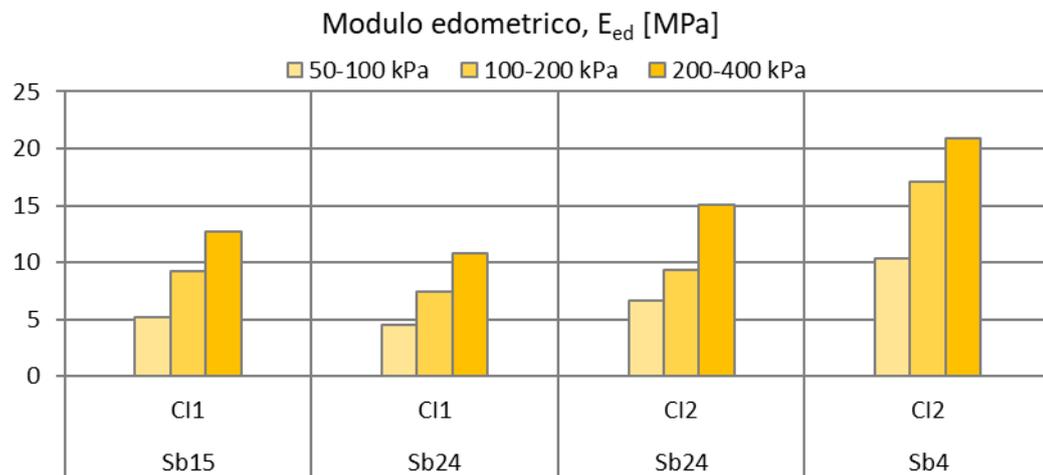


Figura 8.104 Unità DAS. Modulo edometrico, E_{ed} (da edometriche)

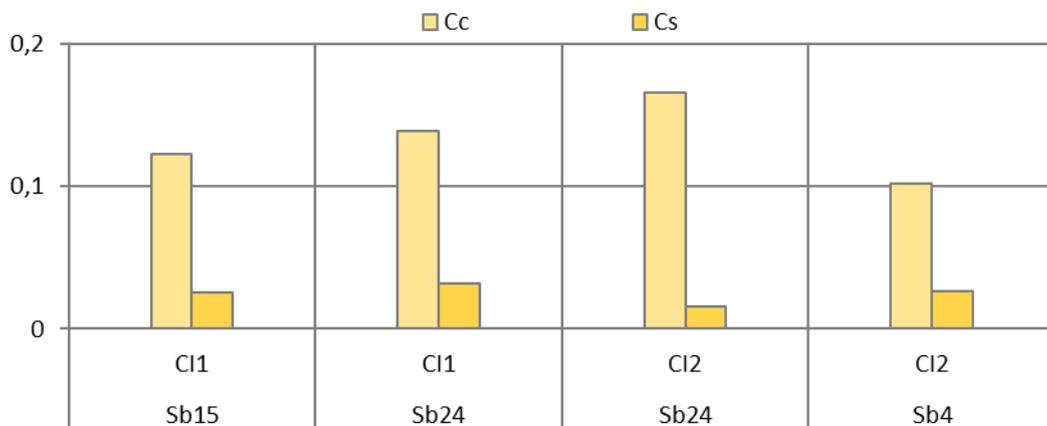


Figura 8.105 Unità DAS. Modulo di compressione vergine, C_c ; modulo di carico/scarico, C_s

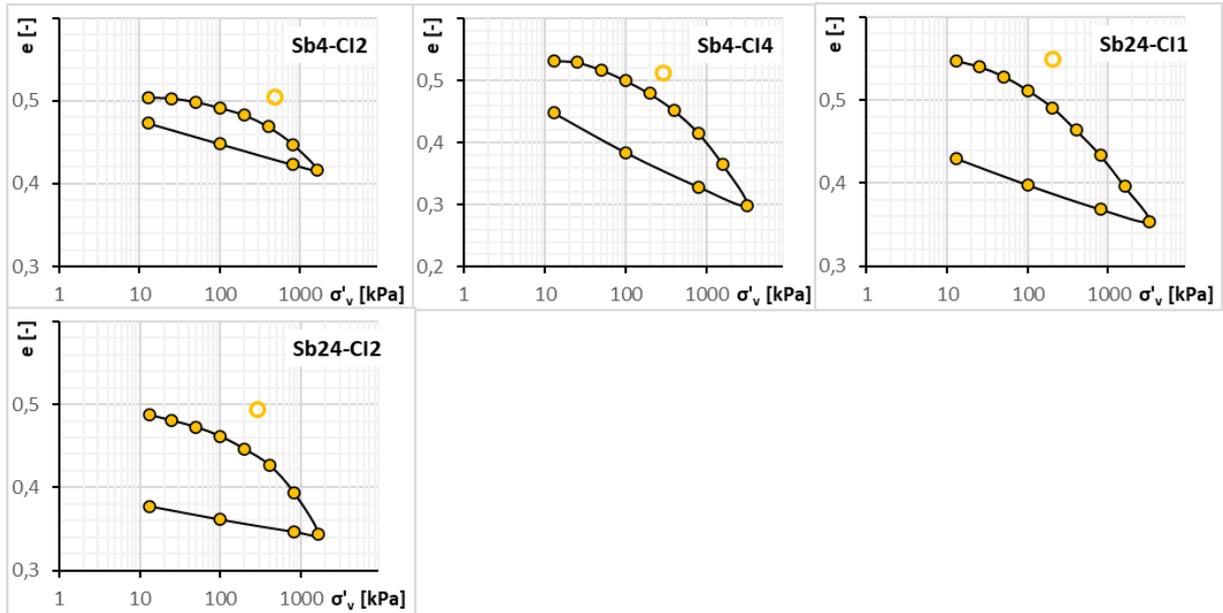


Figura 8.106 Unità DAS. Curve di compressibilità

8.2.5.7 Coefficiente di consolidazione e permeabilità

L'elaborazione delle curve di consolidazione delle prove edometriche consente di stimare il coefficiente di consolidazione verticale C_v (Figura 8.107) e il coefficiente di permeabilità verticale k_v (Figura 8.108). Di seguito una sintesi dei risultati ottenuti:

$$C_v: 5,3 \times 10^{-4} - 5,9 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$$

$$k_v: 5,0 \times 10^{-9} - 6,8 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$$

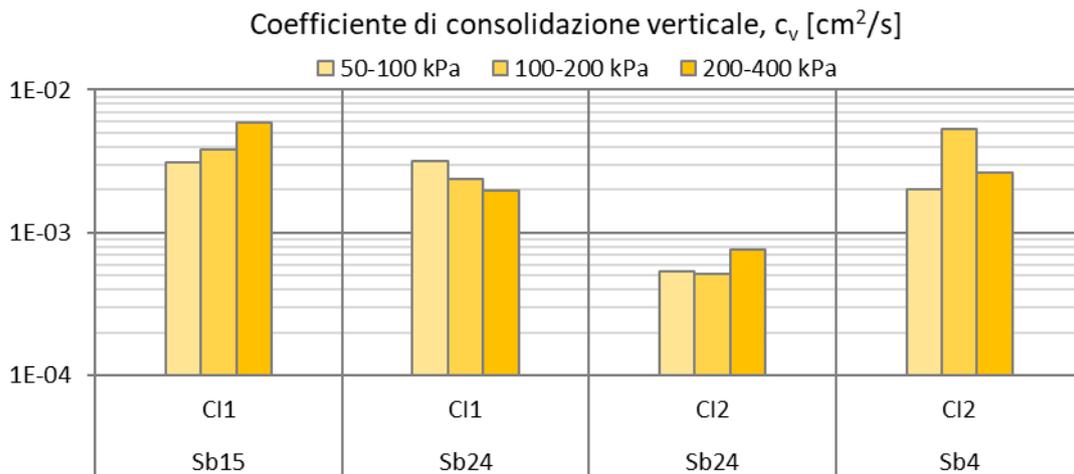


Figura 8.107 Unità DAS. coefficiente di consolidazione verticale C_v

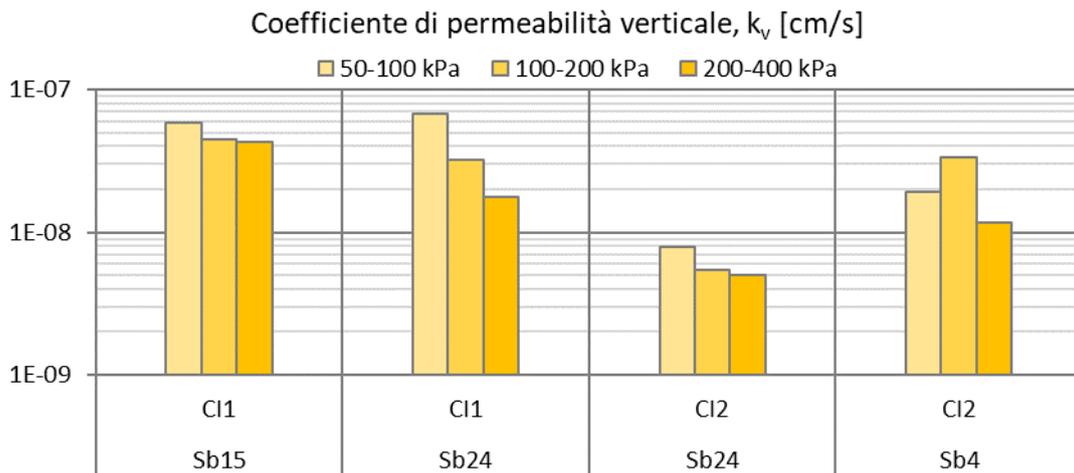


Figura 8.108 Unità DAS. coefficiente di permeabilità k_v

8.2.6 Verticali stratigrafiche

Al fine di comprendere le variazioni stratigrafiche e di consistenza con la profondità dei diversi depositi che costituiscono l'area del nuovo terminal Ravano sono stati prelevati una serie di campioni rimaneggiati (in genere con frequenza di uno al metro) su due distinte verticali; una a terra (Sb-2) e una a mare (Sb-26). Di seguito si sintetizzano i risultati in termini di analisi granulometrica, limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale.

8.2.6.1 Sb - 2

Da Figura 8.109 a Figura 8.116 sono riportate le curve granulometriche (in molti casi è stata effettuata solo la setacciatura per cogliere il carattere granulare o coesivo dei campioni). Ad eccezione del Deposito Antropico (DA), si coglie bene il carattere coesivo dominante dei depositi naturali e la presenza di livelli più granulari.

In Figura 8.117 è riportata la carta di Casagrande in cui si riscontra che la maggior parte dei provini ricade nella classificazione di argilla organiche di bassa plasticità.

Da Figura 8.118 A Figura 8.124 si riporta il dettaglio dei limiti di Atterberg in relazione del contenuto d'acqua. Si nota che nel deposito più superficiale (DF) il contenuto d'acqua naturale risulta superiore al limite liquido (w_L), tale anomalia è riconducibile alla componente organica che altera il contenuto d'acqua naturale. Nei DAMC il contenuto d'acqua è di poco inferiore al limite liquido (anche in questo la componente organica influenza il risultato), mentre nel deposito coesivo profondo (DAC) è di molto inferiore rispetto al limite liquido, a dimostrazione della maggiore consistenza del deposito alluvionale coesivo.

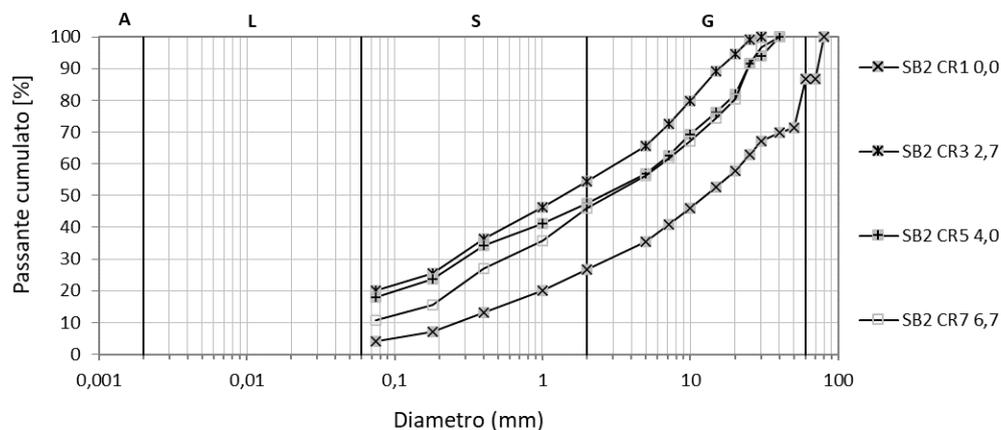


Figura 8.109 Unità DA. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

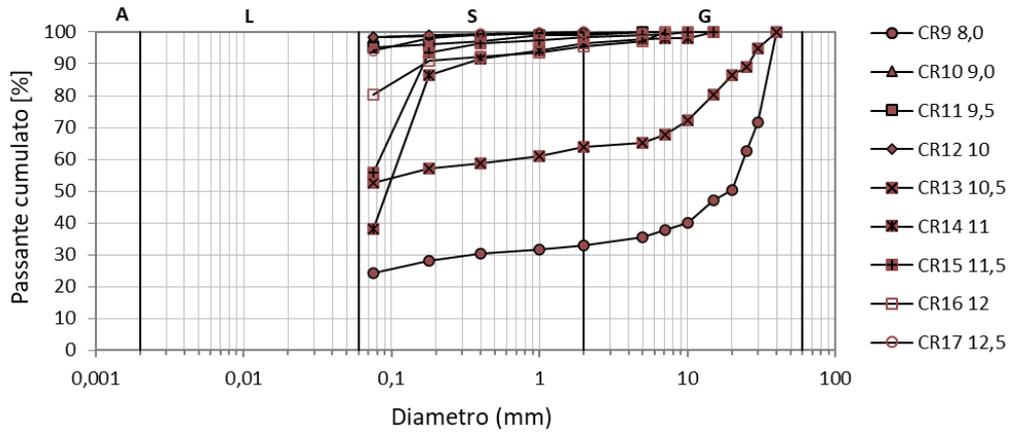


Figura 8.110 Unità DF. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

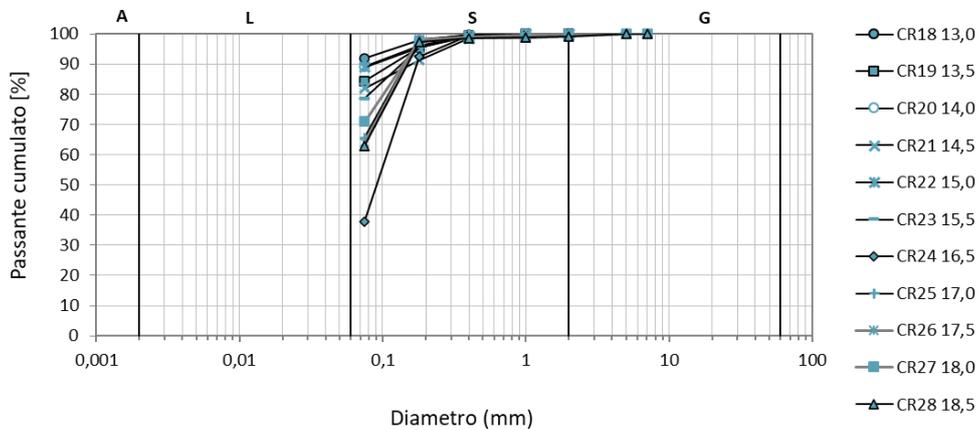


Figura 8.111 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

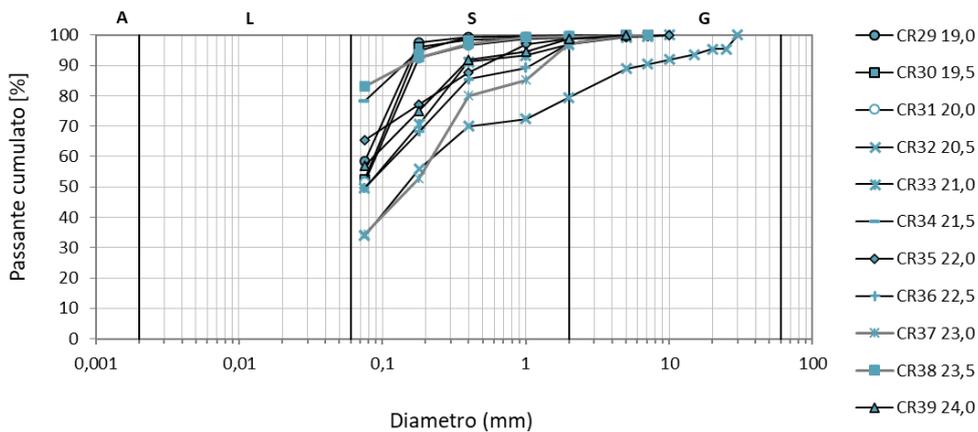


Figura 8.112 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

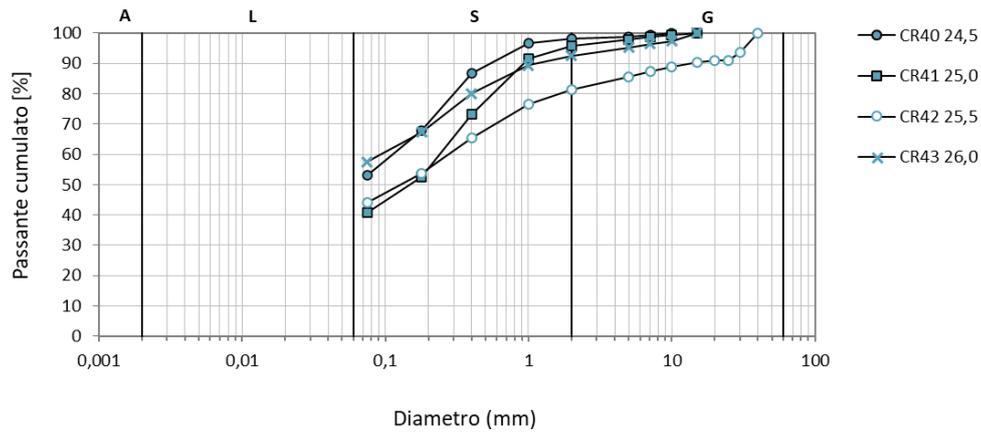


Figura 8.113 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

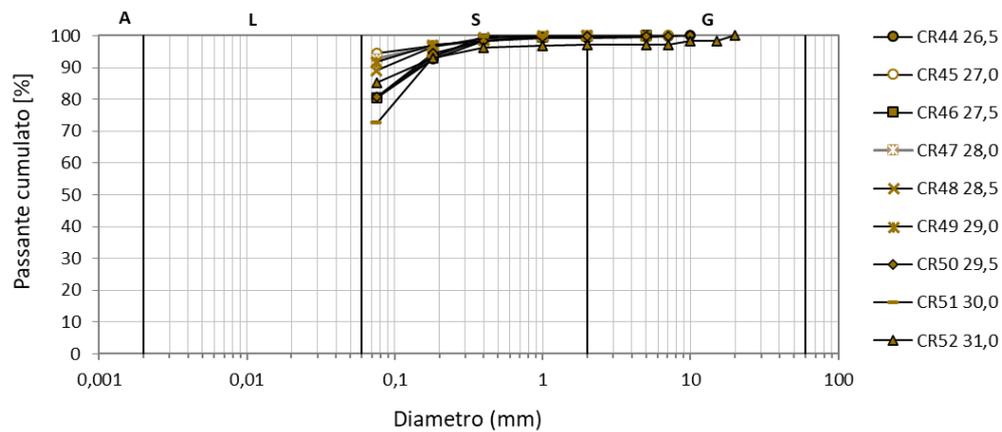


Figura 8.114 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

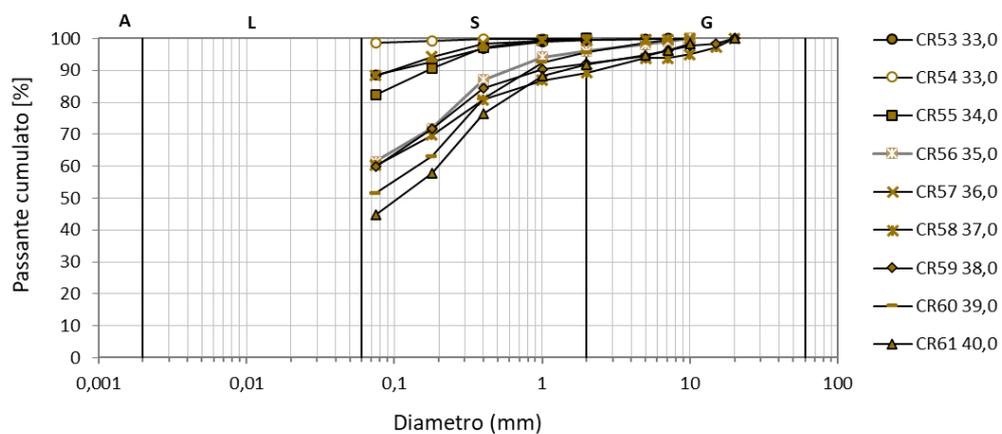


Figura 8.115 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

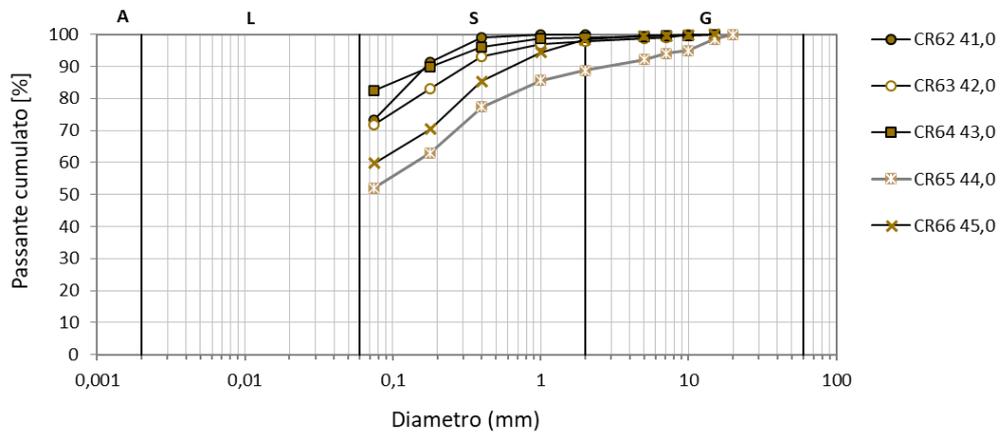


Figura 8.116 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

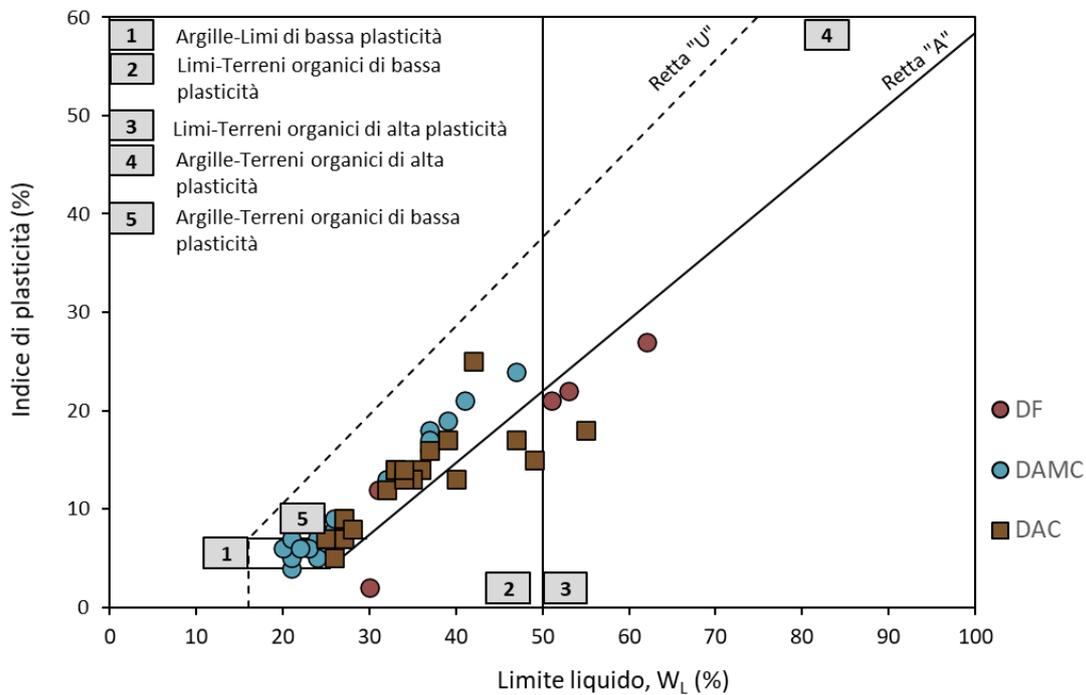


Figura 8.117 Sb-2. Carta di Plasticità di Casagrande

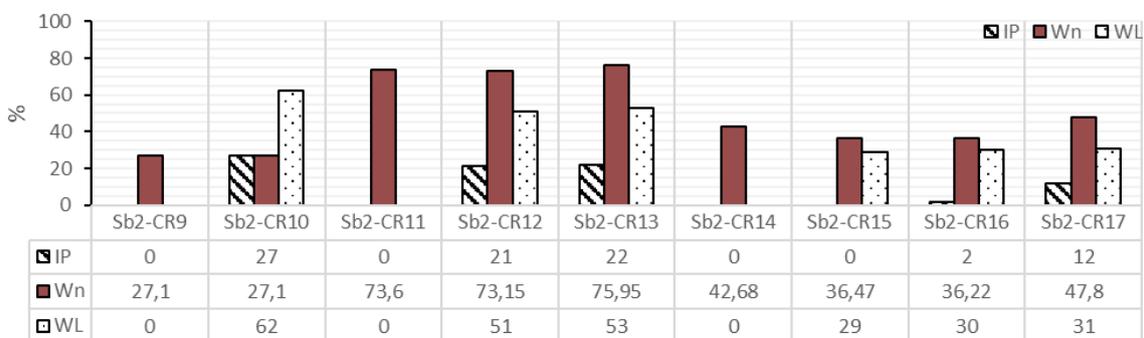


Figura 8.118 Unità DF. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

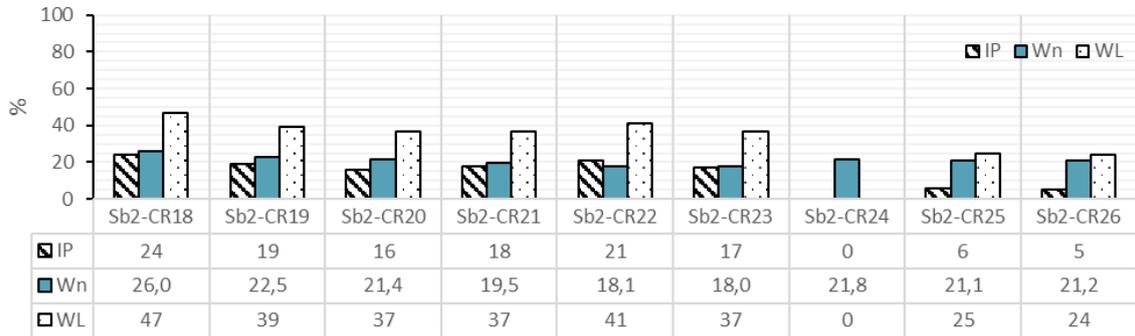


Figura 8.119 Unità DAMC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

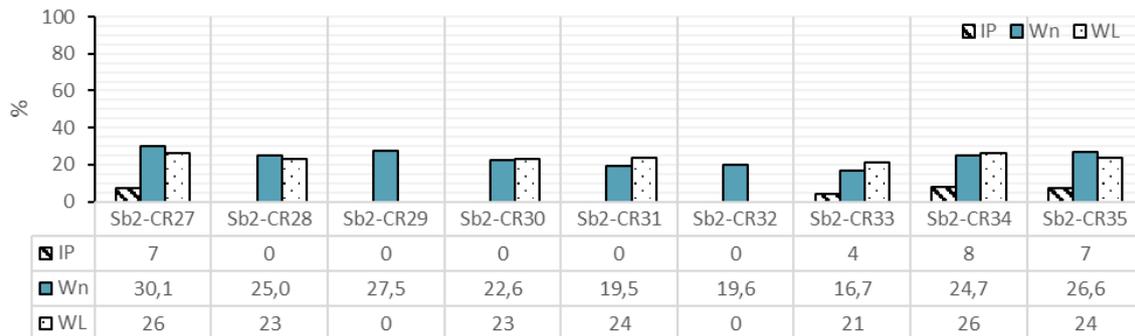


Figura 8.120 Unità DAMC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

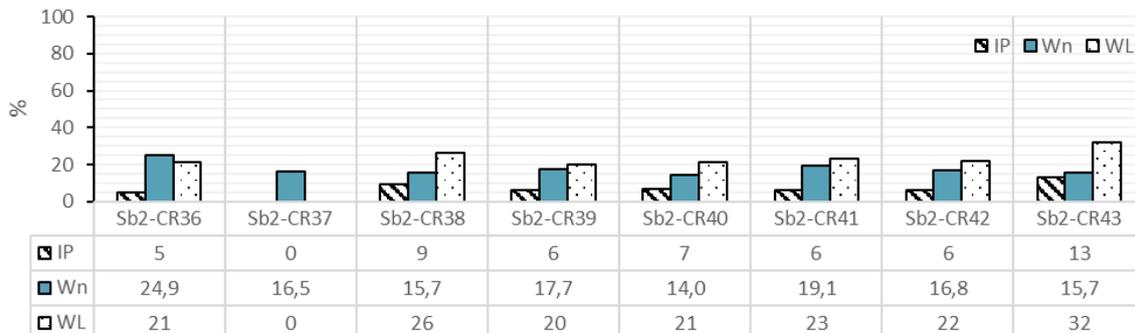


Figura 8.121 Unità DAMC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

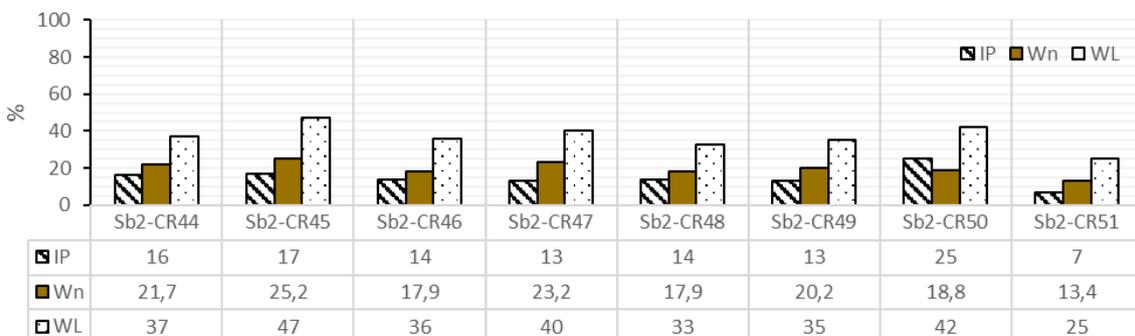


Figura 8.122 Unità DAC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

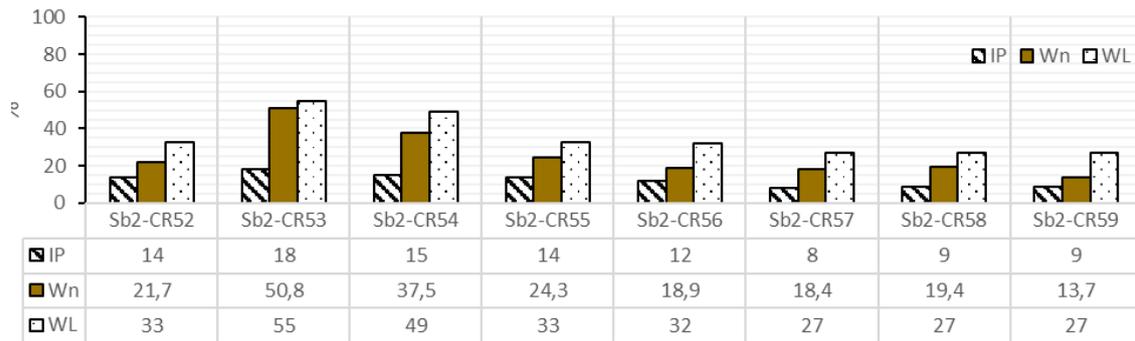


Figura 8.123 Unità DAC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

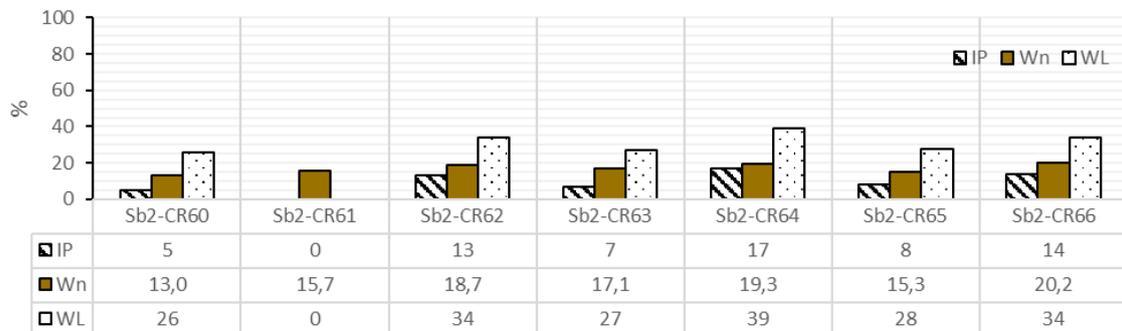


Figura 8.124 Unità DAC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-2)

8.2.6.2 Sb - 26

Da Figura 8.125 a Figura 8.132 sono riportate le curve granulometriche (in molti casi è stata effettuata solo la setacciatura per cogliere il comportamento granulare o coesivo dei campioni). Ad eccezione del Deposito Antropico (DA), si coglie bene il carattere dominante coesivo dei depositi naturali e la presenza di alcuni livelli più granulari.

In Figura 8.133 è riportata la carta di Casagrande in cui si riscontra che la maggior parte dei provini ricade nella classificazione di argilla organiche di bassa plasticità.

Da Figura 8.134 a Figura 8.140 si riporta il dettaglio dei limiti di Atterberg in relazione del contenuto d'acqua. Si nota, anche in questo caso, l'influenza che la frazione organica presente nel deposito più superficiale (DF) esercita sul contenuto d'acqua naturale rendendolo superiore al limite liquido (w_L). Nei DAMC il contenuto d'acqua è di poco inferiore al limite liquido, mentre nel deposito coesivo profondo (DAC) la differenza aumenta a dimostrazione della maggiore consistenza del deposito.

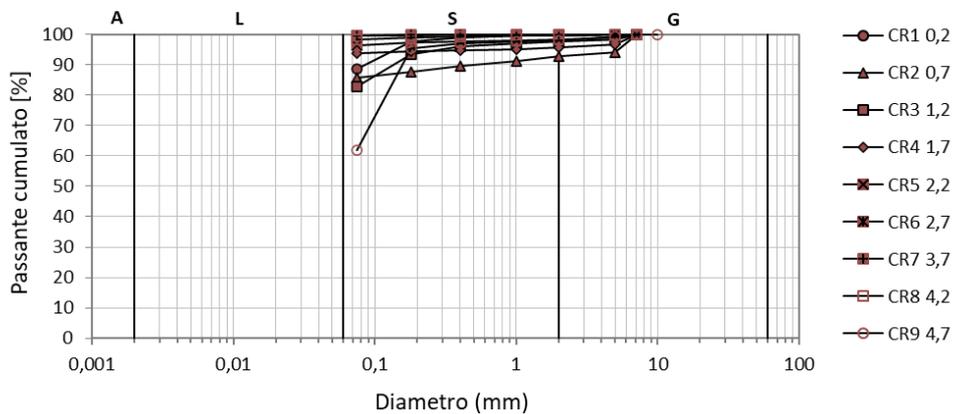


Figura 8.125 Unità DF. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

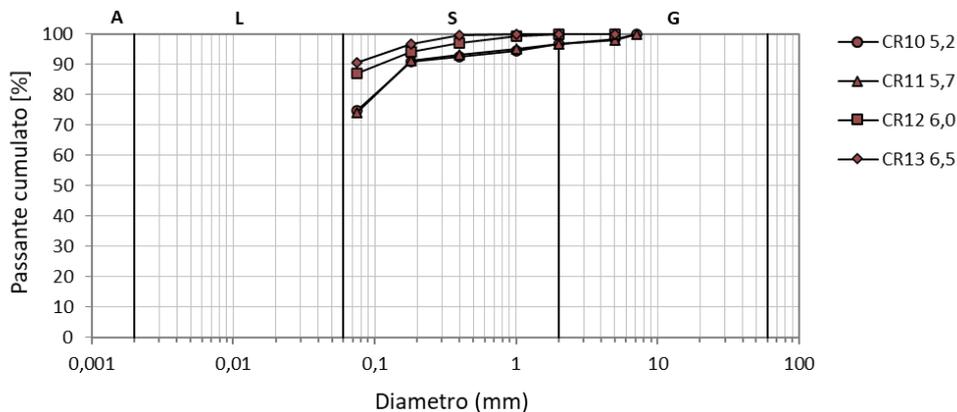


Figura 8.126 Unità DF. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

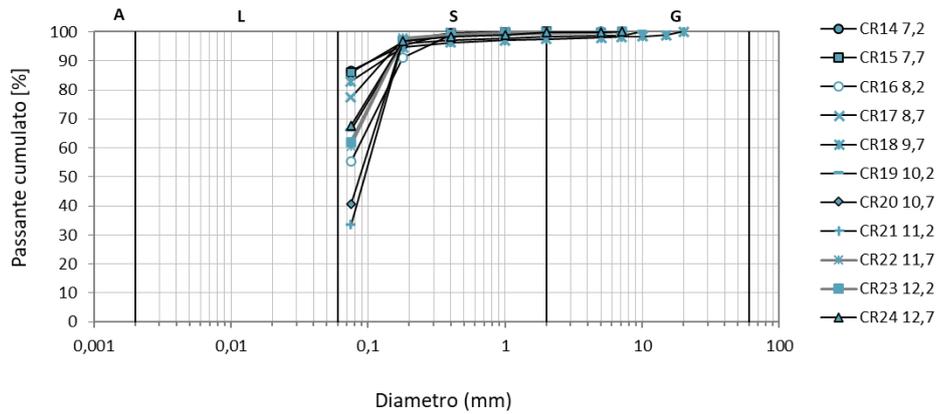


Figura 8.127 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

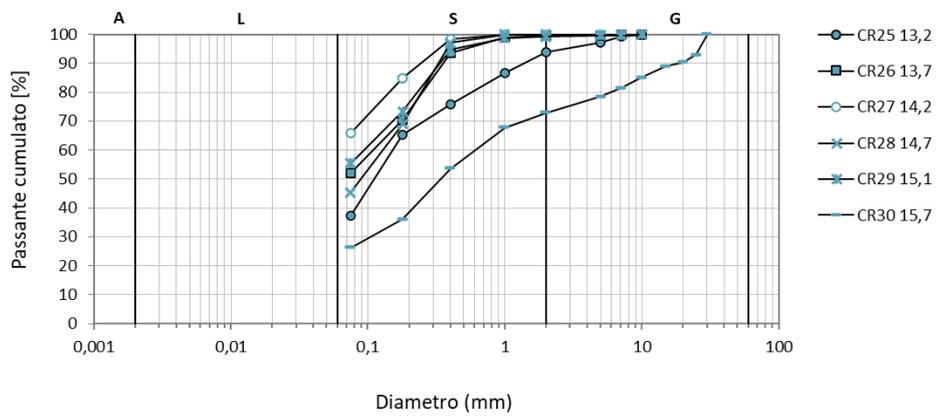


Figura 8.128 Unità DAMC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

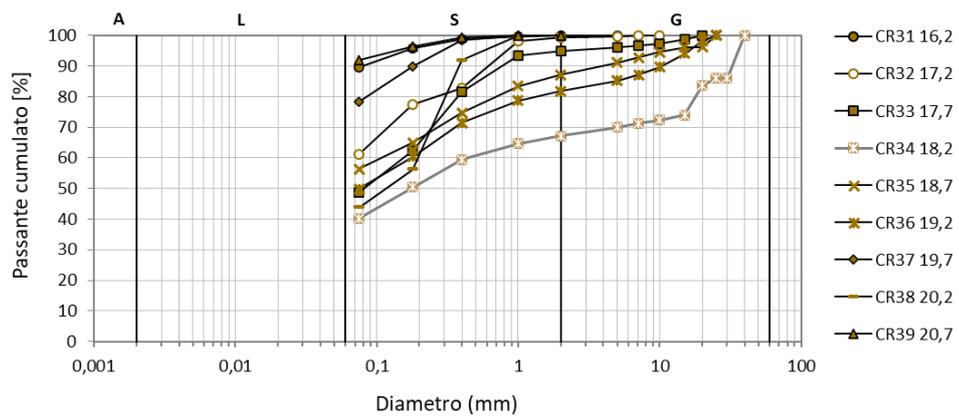


Figura 8.129 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

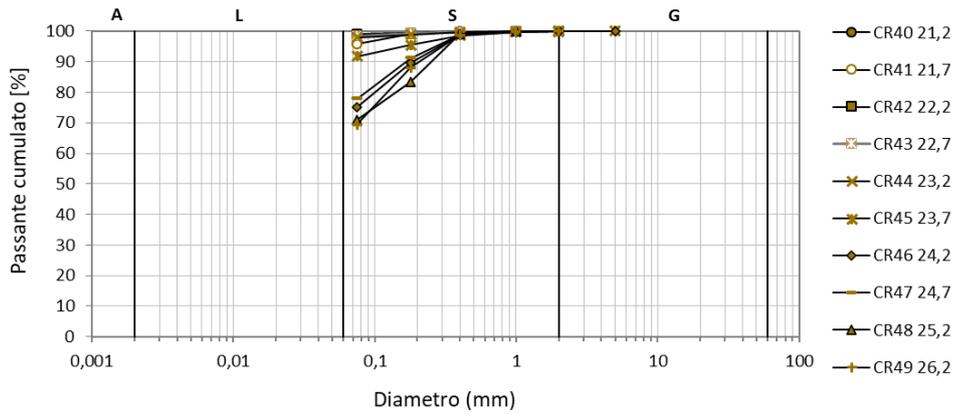


Figura 8.130 Unità DAC. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

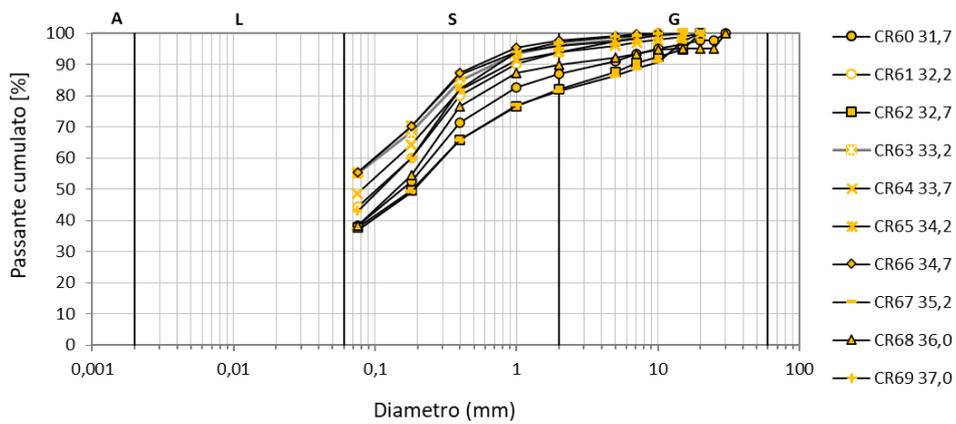


Figura 8.131 Unità DAS. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

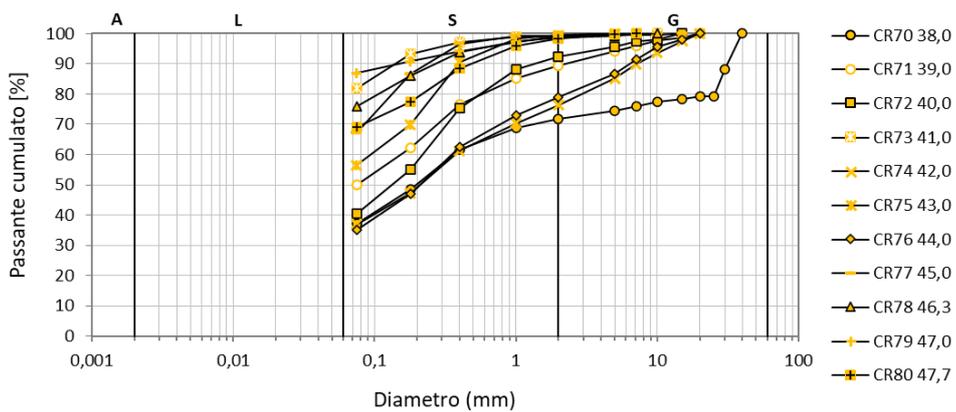


Figura 8.132 Unità DAS. Composizione granulometrica dei campioni rimaneggiati

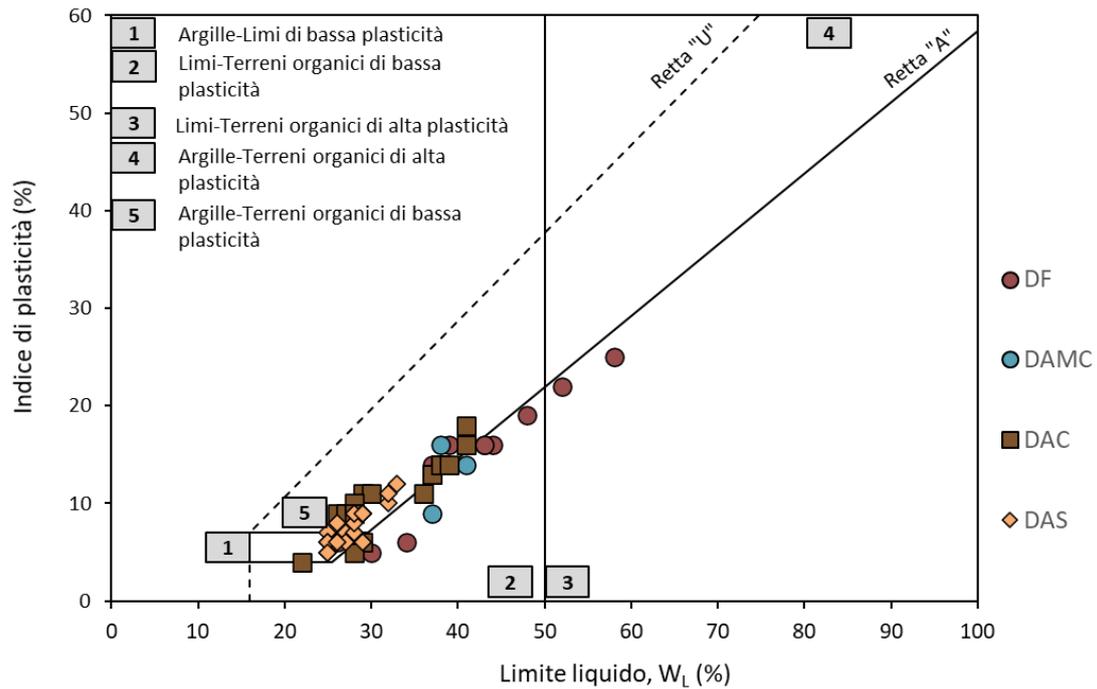


Figura 8.133 Sb-26. Carta di Plasticità di Casagrande

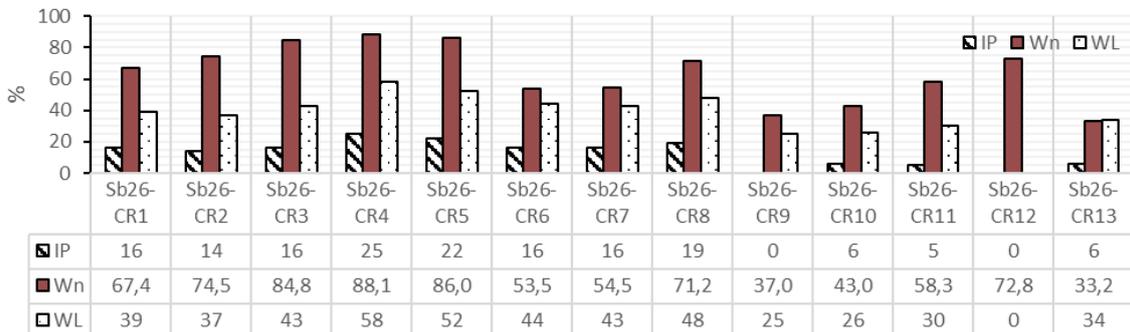


Figura 8.134 Unità DF. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

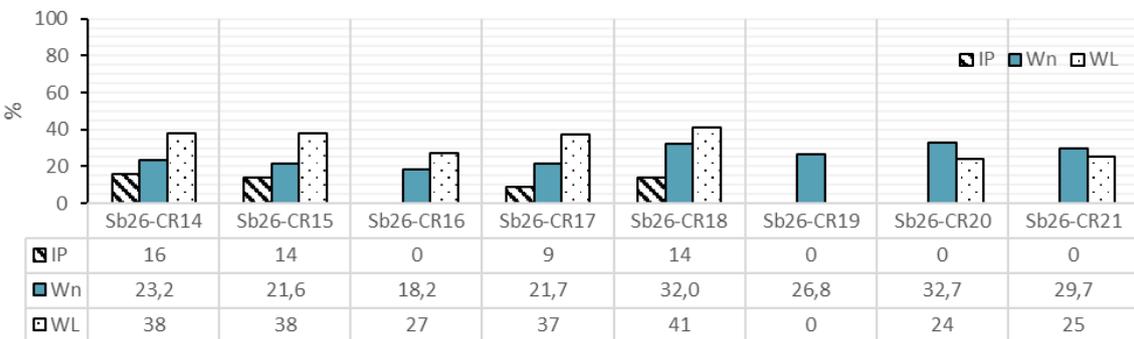


Figura 8.135 Unità DAMC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

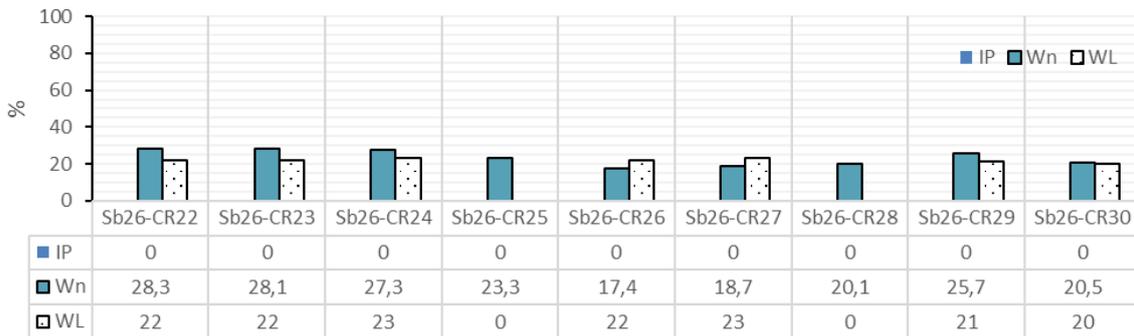


Figura 8.136 Unità DAMC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

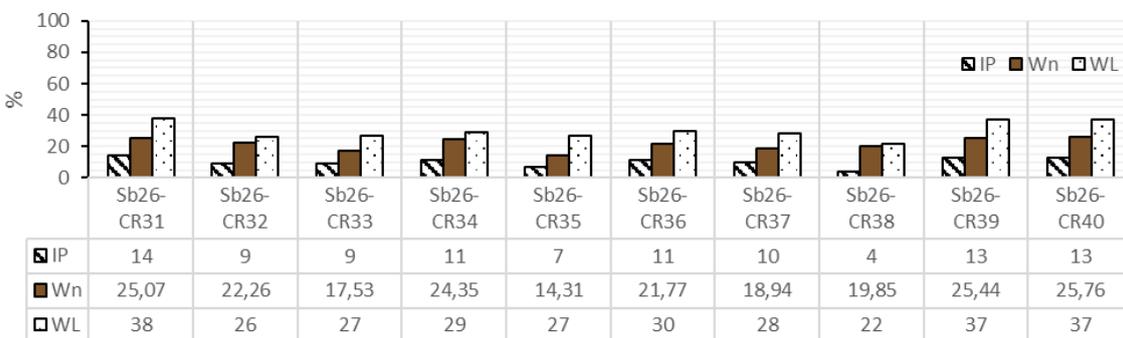


Figura 8.137 Unità DAC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

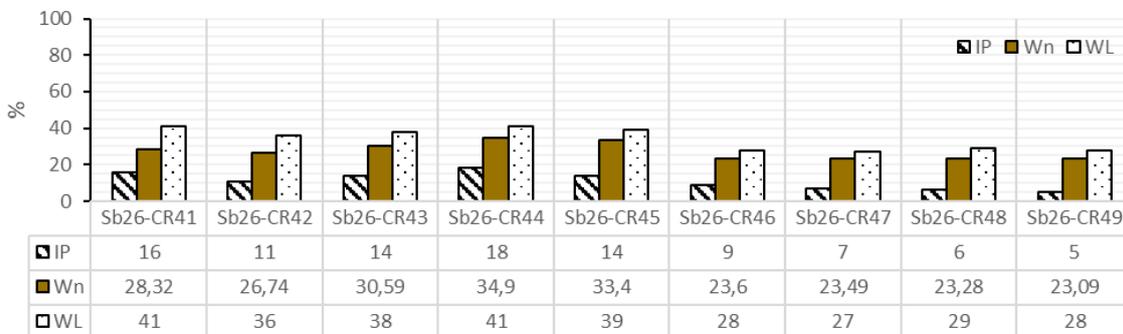


Figura 8.138 Unità DAC. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

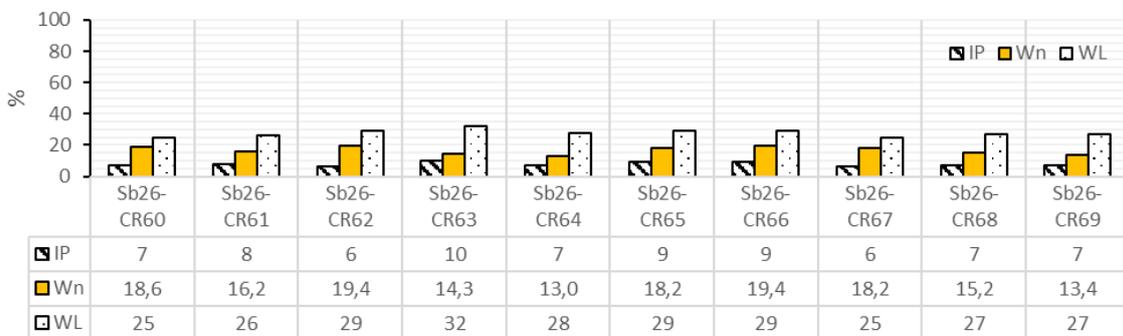


Figura 8.139 Unità DAS. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

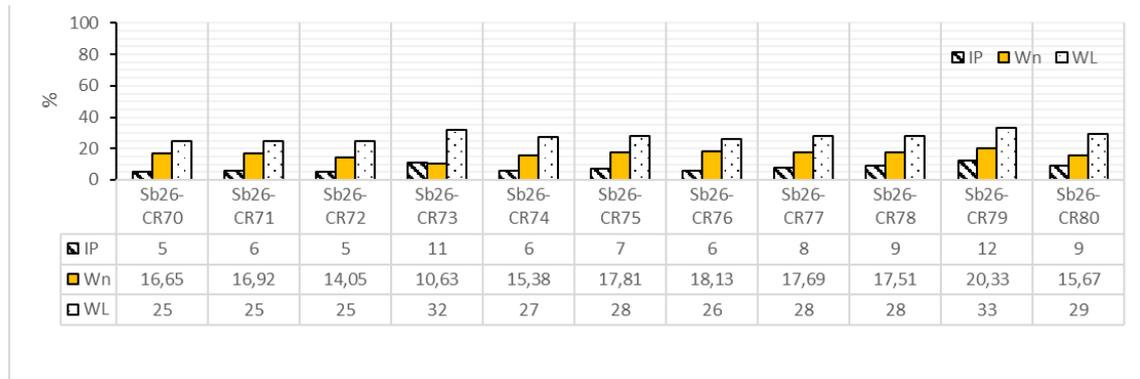


Figura 8.140 Unità DAS. Limiti di Atterberg e contenuto d'acqua naturale (Sb-26)

9 QUADRO SINOTTICO DEI RISULTATI

Dall'insieme dei risultati ottenuti dalle prove in sito e di laboratorio è possibile formulare un quadro di sintesi delle caratteristiche geotecniche dei terreni che viene illustrato nella seguente tabella.

			Unità DA Dep. Antropico	Unità DF Dep. marini Fangosi	Unità DAMC Dep. Alluvionali/Mari ni Coesivi marina	Unità DAC Dep. Alluvionale Coesivi	Unità DAS Dep. Alluvionale Sabbiosi	
								
Peso di volume	γ [kN/m ³]		17,5÷18,5	13,9÷19,9	18,9÷20,3	17,7 ÷ 20,8	20,0 ÷ 20,7	
Peso specifico dei grani	γ_s [kN/m ³]		-	25,6÷26,8	25,1÷26,9	25,6÷26,4	25,8÷26,7	
Contenuto d'acqua	w [%]		-	20 ÷ 130	14 ÷ 29	18 ÷ 37	17 ÷ 24	
Limite liquido	W _L [%]		-	40 ÷ 70	25 ÷ 45	29 ÷ 40	25 ÷ 36	
Indice di plasticità	IP [%]		-	15 ÷ 50	5 ÷ 25	9 ÷ 21	6 ÷ 16	
Caratteristiche di resistenza al picco	c_p' / ϕ_p' [kPa] [°]	SPT	29° ÷ 44°	/	/	/	/	
		DPSH	28° ÷ 38°	/	/	/	/	
		TD	coes gran	-	0 / 28°	10 / 26° 0 / 35°	15 / 25° 0 / 35°	0 / 36°
		CID	coes gran	-	0 / 28°	12 / 27° 0 / 33°	15 / 25° /	0 / 34°
Caratteristiche di resistenza in tensioni totali	Cu [kPa]	UU e ELL		15 ÷ 42	50 ÷ 80	/	/	
		CPTu	mare terra	/	10	2,6·(-8,15-z) 2,6·z	2,6·(-8,15-z) 2,6·z	/
		DMT	mare terra	/	10	2,5·(-8-z) 2,5·z	2,5·(-8-z) 2,5·z	/
		Vane Test		/	10 ÷ 15	/	/	/
Modulo edometrico	M [MPa]	CPTu	mare terra	/	0,5 2	/	10	/
		ED	50-100	/	0,6 ÷ 5	2,7 ÷ 7,1	1,6 ÷ 13,9	4,5 ÷ 10,4
			100-200 200-400	/	1,0 ÷ 8,5 1,8 ÷ 12,8	4,2 ÷ 11,1 6,9 ÷ 26,1	2,6 ÷ 21,2 4,3 ÷ 32,6	7,4 ÷ 17,1 10,8 ÷ 20,9
Permeabilità	cv [cm ² /s]	ED	/	$1,6 \cdot 10^{-4} \div 2,4 \cdot 10^{-2}$	$3,5 \cdot 10^{-4} \div 6,1 \cdot 10^{-1}$	$1,0 \cdot 10^{-4} \div 6,5 \cdot 10^{-2}$	$5,3 \cdot 10^{-4} \div 5,9 \cdot 10^{-3}$	
	kv [cm/s]	ED	/	$1,6 \cdot 10^{-9} \div 2,6 \cdot 10^{-6}$	$3,0 \cdot 10^{-9} \div 5,5 \cdot 10^{-6}$	$2,4 \cdot 10^{-9} \div 2,9 \cdot 10^{-7}$	$5,9 \cdot 10^{-9} \div 6,8 \cdot 10^{-8}$	
Modulo elastico	E ₅₀ [MPa]	CID	/	3-6	4-16	/	/	
	E _{25%} [MPa]	SPT	7 ÷ 30	/	/	/	/	
	E _{25%} [MPa]	DPSH	5 ÷ 30	/	/	/	/	
	E _y [MPa]	DMT	mare terra	/	0,5 2	/	10	20
Modulo di taglio a piccole deformazioni	G ₀ [MPa]	DH	90 ÷ 191	158 ÷ 285	187 ÷ 285	268 ÷ 523	/	
		CPTu	mare terra	/	7 35	/	110	150

ED: Prova edometrica TD: Taglio Diretto UU: Triassiale non consolidata non drenata ELL: espansione laterale libera CID: Triassiale consolidata non drenata DH: Prova Down-hole DMT: Prova Dilatometrica Marchetti
 coes: valore determinato sulla frazione più coesiva del deposito gran: valore determinato sulla frazione più granulare del deposito
 mare: valori determinati dalle prove fatte a mare terra: valori determinati dalle prove fatte a terra
in corsivo: valori determinati sulla frazione fine del campione



Sulla base dei range sperimentali indicati nel quadro sinottico, si rimanda pertanto alle Relazioni specialistiche di calcolo delle singole opere, per la scelta dei modelli geotecnici di riferimento, ovvero:

- 21_08_PE_R401 Calcoli esecutivi delle strutture – Banchina Fornelli
- 21_08_PE_R402 Calcoli esecutivi delle strutture – Nuova banchina Ravano
- 21_08_PE_R403 Calcoli esecutivi delle strutture – Banchina Ravano
- 21_08_PE_R404 Calcoli esecutivi delle strutture – Vie di corsa ASC e RMG
- 21_08_PE_R405 Calcoli esecutivi delle strutture – prolungamento fosso Melara
- 21_08_PE_R406 Calcoli esecutivi delle strutture – adeguamento canale Fossamastra
- 21_08_PE_R407 Calcoli esecutivi delle strutture – Piazzali di ponente e di levante

10 VALIDAZIONE DELLE INFORMAZIONI OTTENUTE DALLE INDAGINI

In accordo a quanto prescritto dal §6.2.2 delle NTC 2018, il quadro sperimentale complessivamente stabilito attraverso le indagini svolte risulta adeguato per la definizione del modello di sottosuolo nell'area di progetto, tenendo conto della dimensione delle opere e dei rispettivi volumi significativi. Le indagini forniscono in particolare il quadro complessivo delle proprietà geotecniche con la precisione necessaria per la scelta dei parametri per tutti i terreni interessati caso per caso, in particolare in riferimento alle caratteristiche di resistenza e di rigidità. In riferimento anche, e non solo, a quanto specificato dall'Eurocodice 7, la validazione dei contenuti della Relazione di caratterizzazione implica un apprezzamento sulla qualità delle indagini, sulla congruenza dei risultati ottenuti dalle diverse prove, sulla completezza delle informazioni in relazione alle esigenze del progetto.

In merito a quanto precede si precisa quanto segue:

- Le indagini sul sottosuolo sono state svolte in diverse fasi, una preliminare ed una di approfondimento; l'indagine preliminare è stata impostata sulla base di una ipotesi iniziale del modello geologico, resa possibile dall'esame di documenti disponibili, conoscenze di letteratura ed esperienza di attività di indagini eseguite in passato per altre progettazioni;
- Il modello geologico dell'area è stato confermato e meglio approfondito nel corso delle indagini di dettaglio, attraverso l'esame diretto dei terreni condotto sulle cassette catalogatrici dai consulenti geologi, unitamente ai progettisti;
- Tutte le indagini sono state eseguite con l'impiego di attrezzature adeguate alla complessità dei luoghi: in particolare le indagini sono state svolte da terra e a mare, queste ultime con l'impiego di una piattaforma auto sollevante che ha permesso di praticare i carotaggi con il prelievo di campioni indisturbati e l'esecuzione di prove in sito da un piano di lavoro fisso e stabile;
- Tutte le prove sperimentali sono state condotte secondo gli standard specifici vigenti per le diverse prove, da soggetti qualificati e presso laboratori autorizzati ai sensi dell'art. 59 del D.P.R. 380;
- Il quadro sinottico delle proprietà geotecniche derivate dall'insieme delle prove svolte fornisce tutte le informazioni per la scelta dei parametri geotecnici



caratteristici come necessario per la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo per le analisi di progetto relativamente a tutte le opere di banchinamento, alle strutture necessarie al prolungamento dei fossi che attraverseranno i piazzali, alle strutture di fondazioni delle gru di scaricamento delle navi e per la movimentazione dei containers;