

## NODO STRADALE E AUTOSTRADALE DI GENOVA

### ADEGUAMENTO DEL SISTEMA A7 – A10 – A12

### LOTTO 5 – OPERE A MARE – OPERE DI CONTERMINAZIONE

### PROGETTO ESECUTIVO

#### DOCUMENTAZIONE GENERALE

#### GEOTECNICA

#### RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco Pietro D'Angelantonio  
Ord. Ingg. Milano n.A20155

RESPONSABILE GEOTECNICA  
ALL'APERTO

IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Ferruccio Bucalo  
Ord. Ingg. Genova N. 4940

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Orlando Mazza  
Ord. Ingg. Pavia N. 1496

PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

RIFERIMENTO PROGETTO		CODICE IDENTIFICATIVO					RIFERIMENTO ELABORATO				ORDINATORE
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog, Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.	27
110729	LL05	PE	DG	GTA	00000	00000	R	A P E	0001	-3	SCALA -

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:		SUPPORTO SPECIALISTICO:		REVISIONE	
	Ing. Sara Frisiani Ord. Ingg. Genova N°9810A				n.	data
	REDATTO:		VERIFICATO:		0	NOVEMBRE 2017
					1	GENNAIO 2018
					2	GIUGNO 2018
				3	NOVEMBRE 2018	
				4	-	

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL CONCEDENTE  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	--	---

## Sommario

1	Premessa .....	4
2	Descrizione delle opere a progetto.....	5
3	Indagini geotecniche .....	7
4	Criteri per la caratterizzazione geotecnica .....	8
4.1	Generalità .....	8
4.2	Materiali a grana grossa .....	8
4.2.1	Introduzione .....	8
4.2.2	Interpretazione delle prove SPT .....	8
4.2.3	Interpretazione delle prove CPT .....	9
4.2.4	Modulo di deformabilità.....	10
4.2.5	Velocità delle onde di taglio .....	11
4.3	Materiali a grana fine .....	11
4.3.1	Introduzione .....	11
4.3.2	Classificazione dei materiali.....	11
4.3.3	Stato tensionale iniziale .....	11
4.3.4	Resistenza al taglio.....	12
4.3.5	Modulo di deformabilità.....	12
4.3.6	Coefficiente di permeabilità.....	12
4.3.7	Coefficienti di compressibilità.....	13
4.3.8	Coefficienti di consolidazione.....	13
4.3.9	Velocità delle onde di taglio .....	13
4.4	Ricerca del valore caratteristico .....	13
5	Caratterizzazione geotecnica dei terreni naturali.....	14
5.1	Unità R (Riporti) .....	14
5.2	Unità A (Sabbie limose di fondale).....	18
5.2.1	Intepretazione prove SPT .....	18
5.2.2	Interpretazione prove CPTU .....	20
5.3	Unità B (Alternanze di sabbie fini limose e limi sabbiosi).....	22
5.3.1	Intepretazione prove SPT .....	23
5.3.2	Interpretazione prove CPTU .....	25
5.4	Unità C (Sabbia media debolmente limosa).....	27
5.4.1	Interpretazione prove SPT .....	27
5.5	Unità D (Ghiaie e sabbie).....	31
5.5.1	Interpretazione prove SPT .....	31
5.6	Unità E (Limi argillosi ed argille limose profonde).....	35

5.6.1	Interpretazione prove SPT .....	36																																															
5.6.2	Interpretazione prove CPTU .....	38																																															
5.7	Unità F (Metabasalto) .....	41																																															
5.8	Unità G (Limi sabbioso argillosi intermedi) .....	42																																															
5.8.1	Interpretazione prove SPT .....	42																																															
5.8.2	Interpretazione prove CPTU .....	44																																															
5.9	Sintesi dei parametri geotecnici di progetto .....	48																																															
6	Caratterizzazione del materiale da costruzione del riempimento sotto forma di fanghi .....	53																																															
6.1	Aspetti generali .....	53																																															
6.2	Dati disponibili sul materiale di smarino .....	54																																															
6.2.1	Granulometria .....	54																																															
6.2.2	Calcoli preliminari dello slurrydotto .....	55																																															
6.2.3	Determinazioni del Politecnico di Torino .....	56																																															
6.3	Determinazione delle caratteristiche di resistenza e deformabilità .....	56																																															
6.3.1	Caratteristiche di resistenza del materiale a tempo zero .....	56																																															
6.3.2	Caratteristiche di resistenza del materiale a tempo infinito .....	57																																															
6.3.3	Caratteristiche di deformabilità .....	58																																															
6.3.4	Determinazione del peso di volume .....	60																																															
6.3.5	Stima del tempo di maturazione .....	61																																															
6.4	Sintesi dei parametri .....	63																																															
7	Caratterizzazione dei terreni nel piano di Burland .....	64																																															
8	Caratterizzazione del materiale da costruzione del riempimento non sotto forma di fanghi ....	67																																															
8.1	Capping e Rinfiaccio .....	67																																															
8.2	Terreni consolidati .....	69																																															
8.2.1	Terreno consolidato tramite vibroflottazione .....	69																																															
	<table border="0"> <tr> <td>emax</td> <td>1.07</td> <td>gamma,w</td> <td>10.3</td> <td>kN/m3</td> <td>profondità fondale</td> <td>12</td> <td>m</td> </tr> <tr> <td>emin</td> <td>0.3</td> <td>gamma,n</td> <td>19</td> <td>kN/m3</td> <td></td> <td></td> <td></td> </tr> </table>	emax	1.07	gamma,w	10.3	kN/m3	profondità fondale	12	m	emin	0.3	gamma,n	19	kN/m3																																			
emax	1.07	gamma,w	10.3	kN/m3	profondità fondale	12	m																																										
emin	0.3	gamma,n	19	kN/m3																																													
	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="9">STRATO A - MAGLIA BASE</th> </tr> <tr> <th>profondità (m)</th> <th>e (after vibro)</th> <th>DR (%)</th> <th>sigma_tot (kPa)</th> <th>u (kPa)</th> <th>sigma' (kPa)</th> <th>NSPT</th> <th>phi (Peck, 1953)</th> <th>Eop (MPa) (Jamiolkowsky)</th> <th>Strato</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2</td> <td>0.55</td> <td>68</td> <td>161.6</td> <td>144.2</td> <td>17.4</td> <td>20</td> <td>26</td> <td>16.13</td> <td rowspan="3">A</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>0.55</td> <td>68</td> <td>180.6</td> <td>154.5</td> <td>26.1</td> <td>21</td> <td>26</td> <td>16.78</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>0.55</td> <td>68</td> <td>199.6</td> <td>164.8</td> <td>34.8</td> <td>21</td> <td>26</td> <td>17.43</td> </tr> </tbody> </table>	STRATO A - MAGLIA BASE									profondità (m)	e (after vibro)	DR (%)	sigma_tot (kPa)	u (kPa)	sigma' (kPa)	NSPT	phi (Peck, 1953)	Eop (MPa) (Jamiolkowsky)	Strato	2	0.55	68	161.6	144.2	17.4	20	26	16.13	A	3	0.55	68	180.6	154.5	26.1	21	26	16.78	4	0.55	68	199.6	164.8	34.8	21	26	17.43	75
STRATO A - MAGLIA BASE																																																	
profondità (m)	e (after vibro)	DR (%)	sigma_tot (kPa)	u (kPa)	sigma' (kPa)	NSPT	phi (Peck, 1953)	Eop (MPa) (Jamiolkowsky)	Strato																																								
2	0.55	68	161.6	144.2	17.4	20	26	16.13	A																																								
3	0.55	68	180.6	154.5	26.1	21	26	16.78																																									
4	0.55	68	199.6	164.8	34.8	21	26	17.43																																									
8.2.2	Terreno di riempimento consolidato tramite Deep Soil Mixing .....	75																																															
8.3	Imbasamento .....	80																																															
8.4	Berma di protezione .....	81																																															
8.5	Materiale per vibroflottazione .....	81																																															
9	Riferimenti .....	84																																															
9.1	Documenti di progetto .....	84																																															
9.2	Riferimenti normativi .....	84																																															
9.3	Riferimenti bibliografici .....	84																																															

---

Allegato A: Figure delle proprietà dei terreni

Allegato B: Sintesi delle prove di laboratorio

## 1 PREMESSA

La presente relazione è finalizzata alla definizione delle caratteristiche geotecniche delle unità stratigrafiche che interessano i terreni costituenti il Volume Significativo dell'intervento della Gronda di Ponente, riqualificazione autostrada A 10, potenziamento autostrade A7 ed A12 nel nodo autostradale di Genova e, in particolare, delle opere a mare nel canale di calma.

La caratterizzazione geotecnica è stata sviluppata alla luce delle campagne di indagine eseguite nell'area di progetto e nelle aree immediatamente limitrofe. In particolare, sono state considerate sia la campagna di indagine eseguita nel 2010 all'interno del Canale di calma, propedeutica alla progettazione dell'Opera a mare, sia le campagne di indagine eseguite in tempi precedenti presso la Diga Foranea, il Porto Petroli, l'Aeroporto di Genova, la Marina dell'Aeroporto.

Il Volume significativo dell'intervento è costituito dai terreni del fondale ricadenti nelle unità geotecniche A, B, C, D, E, F, G, in accordo alle denominazioni utilizzate nei capitoli seguenti, e dai terreni antropici di riempimenti ricadenti nell'unità geotecnica R. In particolare, alla luce delle analisi svolte, le unità geotecniche più rilevanti ai fini del calcolo sono le unità A, B e R, oltre all'unità E in termini di cedimenti di consolidazione.

Il progetto prevede la realizzazione di un riempimento a mare ubicato di fronte al rilevato aeroportuale dell'aeroporto Cristoforo Colombo, in affiancamento ad esso.

Il riempimento a mare sarà realizzato mediante deposizione idraulica di materiale, sia potenzialmente amiantifero, sia non amiantifero, proveniente dagli scavi in sotterraneo delle opere previste dal progetto della Gronda di ponente.

La presente Relazione di caratterizzazione geotecnica è inserita all'interno della documentazione di progetto prevista per il Lotto 5 dell'Opera a mare, riguardante le opere di conterminazione della cassa di colmata dell'Opera a mare. Il Lotto 5 è strettamente connesso al successivo Lotto 10B, riguardante invece il riempimento della cassa di colmata dell'Opera a mare.

Il presente elaborato è articolato nei seguenti capitoli:

- Descrizione sintetica delle opere previste dal progetto (Capitolo 2);
- Descrizione delle campagne di indagine geognostica considerate (Capitolo 3);
- Descrizione delle criteri adottati per la caratterizzazione geotecnica, con l'esplicitazione delle metodologie e delle formulazioni di letteratura impiegate per l'interpretazione delle prove e la determinazione dei singoli parametri geotecnici, per terreni granulari e coesivi (Capitolo 4);
- Descrizione delle unità geotecniche adottate per i terreni naturali e determinazione dei più rilevanti parametri fisici e meccanici relativi a tali unità (Capitolo 5);
- Descrizione e caratterizzazione dei materiali di riempimento sotto forma di fanghi, con contenuto amiantifero (Capitolo 6);
- Caratterizzazione dei terreni nel piano di Burland (Capitolo 7);
- Descrizione e caratterizzazione dei materiali di riempimento non sotto forma di fanghi, in assenza di contenuto amiantifero (Capitolo 8);
- Riferimenti di progetto (Capitolo 9).

## 2 DESCRIZIONE DELLE OPERE A PROGETTO

La realizzazione del nodo stradale ed autostradale di Genova – Gronda di Ponente, con la riqualificazione della A10 ed il potenziamento della A7 e della A12, prevede il riutilizzo di una parte dello smarino delle gallerie in progetto per la realizzazione di una colmata all'interno del Canale di Calma del Porto di Genova, in affiancamento al rilevato che attualmente ospita la pista dell'Aeroporto di Genova. Il Canale di Calma è delimitato lato mare dalla diga foranea e lato terra dalla banchina del rilevato aeroportuale, costituita da cassoni cellulari prefabbricati.

Questo intervento consentirà di ampliare l'area aeroportuale anche al fine di ottemperare alle attuali norme internazionali per il volo aereo permettendo, nello stesso tempo, di conservare una larghezza sufficiente alla navigazione dell'attuale canale di calma.

In estrema sintesi, il riempimento previsto sarà costituito da uno smarino di pezzatura medio-fine (ghiaie, sabbie e limi) proveniente da scavi di gallerie eseguiti con fresa a piena sezione. Tale materiale può essere suddiviso nelle seguenti categorie:

- Materiale non contenente amianto.
- Terre e rocce da scavo in un contenuto in amianto inferiore ai limiti del D.Lgs. 152/2006 (materiale amiantifero).

Il materiale sarà convogliato verso il sito di colmata mediante una condotta tubolare a tenuta di grande diametro che attraverserà in direzione monte-valle (i.e. Nord-Sud) la città di Genova seguendo grosso modo l'alveo del torrente Polcevera.

La colmata presenta uno sviluppo longitudinale analogo a quello della pista aeroportuale (3495 m), una larghezza pari a 180 m e raggiungerà una quota di progetto coincidente con quella dell'esistente rilevato aeroportuale (compresa tra 1.60 e 1.70 m rispetto al livello medio mare).

L'opera sarà realizzata mediante le seguenti fasi costruttive, afferenti sia al presente Lotto 5 sia al successivo Lotto 10B:

- Prefabbricazione di cassoni cellulari in c.a. per la conterminazione del riempimento (Lotto 5).
- Vibroflottazione dei primi 4 m del fondale naturale presso le opere di conterminazione e gli argini interni (Lotto 5);
- Realizzazione degli scanni d'imbasamento dei cassoni (Lotto 5);
- Varo dei cassoni e loro affondamento (Lotto 5);
- Settorizzazione trasversale dell'area delimitata nuovi cassoni (lato diga) e dai cassoni esistenti (lato aeroporto) (Lotto 5);
- Inizio del riempimento del settore centrale dell'opera a mare, denominato "piarda", ovvero la Vasca A2, con i primi volumi di materiale di smarino non contenenti amianto (Lotto 10B);
- Esecuzione del riempimento della prima vasca con slurry amiantifero mediante trasporto idraulico all'interno di uno slurrydotto appositamente costruito (Lotto 10B);
- Esecuzione degli altri riempimenti con la stessa tecnica (Lotto 10B);
- Realizzazione del capping delle zone impermeabilizzate con il materiale non amiantifero prelevato dalla piarda (Lotto 10B);
- Deposizione dell'ultima porzione di slurry amiantifero all'interno della piarda e, successivamente, delle vasche di raccolta dell'acqua (Lotto 10B);
- Completamento delle operazioni di posa del capping superficiale con materiale non amiantifero (Lotto 10B);
- Esecuzione delle finiture (pavimentazione stradale e copertura vegetale) (Lotto 10B).

Per il dettaglio delle fasi esecutive si veda l'elaborato CAP0001, Cronoprogramma.

Occorre evidenziare che, durante le lavorazioni associate alla posa dello scanno d'imbasamento, si attendono compenetrazioni del materiale caratterizzante lo scanno stesso con il materiale del

fondale (Unità A); questa compenetrazione, che è fortemente dipendente dalla granulometria del materiale d'imbasamento, è stata osservata in tutti i sondaggi eseguiti nel rilevato aeroportuale.

Si nota tuttavia che i trattamenti di vibroflottazione del fondale, previsti presso i cassoni e i massi dell'opera di conterminazione, per i primi 4 m di terreno appartenenti all'Unità geotecnica A, permettono di ridurre drasticamente l'entità di tali fenomeni. Dall'analisi dei predetti sondaggi si è osservato che il fenomeno si attesta, nel caso dei terreni del fondale non migliorati, su un range di valori compresi tra 0,30 m (sondaggi verso terra) e 1-1.20 m.

Si osserva inoltre che, al fine di limitare gli effetti di risospensione del materiale costituente il fondale, durante le lavorazioni associate alla realizzazione dello scanno di imbasamento, si prevede la messa in opera di panne galleggianti.

### 3 INDAGINI GEOTECNICHE

I dati stratigrafici e geotecnici riportati nella presente relazione e nei profili e nelle sezioni geotecniche sono stati elaborati sulla base dei risultati della campagna di indagine svolta nel 2010 per la fase del progetto definitivo e dei risultati delle indagini geotecniche condotte nell'area durante campagne pregresse e finalizzate alla caratterizzazione del sito anche per opere diverse da quelle in oggetto.

Il materiale analizzato è stato per la gran parte messo a disposizione da SPEA S.p.A. e in parte recuperato dall'archivio di D'Appolonia.

Ai fini della presente caratterizzazione è stata effettuata, tra tutti i dati disponibili, una selezione dei dati ritenuti significativi e rappresentativi. In particolare:

- Per la caratterizzazione geotecnica delle formazioni litostratigrafiche sono stati considerati tutti i dati presenti, sia di sito che di laboratorio, relativi alle formazioni interessate dalle opere in esame, indipendentemente dalla posizione del sondaggio di provenienza, previa verifica, laddove possibile, della loro omogeneità con i dati più vicini a disposizione;
- Per la redazione dei profili stratigrafici sono state considerate tutte le verticali disponibili, ubicate in prossimità delle opere in esame.

Nei paragrafi seguenti sono presentate nel dettaglio le verticali di indagini selezionate, suddivise nei seguenti gruppi:

- sondaggi relativi alla campagna di indagine per il Progetto Definitivo della Gronda di Ponente (Codifica SJ, SPEA 2010);
- sondaggi relativi alla campagna di indagine per il porto petroli di Genova Sestri Ponente (Codifica M4, Rodio 1962);
- sondaggi relativi alla campagna di indagine per il porto petroli di Genova Sestri Ponente (Codifica M5, Ligursonda 1969);
- sondaggi relativi alla campagna di indagine nell'area a mare di Sestri Ponente (D'Appolonia, Codifica IB, 2014);
- sondaggi relativi alla campagna di indagine per il progetto del Porto Turistico Camillo Luglio (Codifica M15, Anno 2002);
- sondaggi relativi alla campagna d'indagine per la nuova strada a mare di Genova Cornigliano (Codifica SK, Anno 2007);
- sondaggi relativi alla campagna d'indagine interne all'area ILVA (codifica IL, Anno 2010);
- sondaggi relativi alla costruzione della torre di controllo (codifica M1, Anno 1980);
- sondaggi relativi alla costruzione dell'aeroporto (codifica M2, Anni 1980-1981);
- sondaggi relativi alla costruzione dell'hotel Sheraton (codifica M8, Co.Ri.Mec. 1989);
- sondaggi a mare relativi alla foce del Torrente Varenna (codifica M9, Geotecnosoil, 1988)

Per dettagli si veda il documento APE0003, Relazione di Sintesi delle Indagini Geotecniche.

## 4 CRITERI PER LA CARATTERIZZAZIONE GEOTENICA

### 4.1 GENERALITÀ

I criteri di interpretazione delle indagini geotecniche tengono conto del fatto che il riempimento a mare interessa essenzialmente materiali sabbioso e sabbioso limoso caratterizzanti il fondale ed i depositi sottostanti; si sono reperiti anche strati, più o meno potenti, di ghiaie e limi argillosi all'interno dei quali sono state eseguite:

- sondaggi geotecnici con prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati;
- prove penetrometriche dinamiche SPT in foro;
- prove penetrometriche statiche con piezocono CPTU;
- prove dilatometriche;
- prove di laboratorio di classificazione di resistenza e di deformabilità su campioni indisturbati e rimaneggiati di terreno, prelevati nei fori di sondaggio;

Dal punto di vista dei criteri di caratterizzazione geotecnica e geomeccanica sono state distinte tre tipologie di materiale:

- materiali a grana grossa (sabbie e ghiaie più o meno limose);
- materiali a grana fine (limi e argille più o meno sabbioso-ghiaiose);
- rocce metamorfiche (metabasiti), costituenti l'ammasso roccioso interessato.

L'individuazione del tipo di materiale, e quindi la scelta del metodo di interpretazione, è fatta principalmente sulla base:

- della descrizione stratigrafica dei sondaggi;
- laddove disponibili, delle prove di laboratorio sui campioni di terreno e sulle carote di roccia.

### 4.2 MATERIALI A GRANA GROSSA

#### 4.2.1 Introduzione

Per materiali a grana grossa s'intendono quei materiali caratterizzati da percentuali di fine (limo e argilla) inferiori a circa il 50%.

In conseguenza del fatto che in tali materiali risulta difficile prelevare campioni indisturbati, la caratterizzazione geotecnica è affidata principalmente all'interpretazione delle prove in sito (mediante correlazioni empiriche) e delle prove di classificazione di laboratorio effettuate su campioni rimaneggiati in accordo ai criteri descritti nei paragrafi successivi.

L'interpretazione delle prove in sito e di classificazione di laboratorio è finalizzata a determinare principalmente le seguenti quantità:

- stato iniziale del deposito;
- parametri di resistenza al taglio;
- parametri di deformabilità;
- coefficienti di permeabilità.

#### 4.2.2 Interpretazione delle prove SPT

##### 4.2.2.1 Stato iniziale del deposito

In accordo a Skempton (1986) la densità relativa,  $D_R$ , può essere correlata al valore  $N_{SPT}$  con la seguente relazione:

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{60}} \quad (1)$$

dove  $(N1)_{60}$  rappresenta il valore dell'indice SPT normalizzato.

#### 4.2.2.2 Angolo di taglio

In accordo a Schmertmann (1978) l'angolo di taglio,  $\varphi$  ( $^{\circ}$ ), può essere correlato allo stato di addensamento con la seguente relazione:

$$\varphi = 28 + 0,14D_R \quad (2)$$

dove  $D_R$  rappresenta il valore della Densità Relativa (%).

#### 4.2.2.3 Modulo di Young

In accordo a D'Appolonia et. Al. (1970) il modulo di deformabilità,  $E$  (MPa), può essere al valore  $N_{SPT}$  con la seguente relazione per sabbie e ghiaie:

$$E = (42 + 1,055N_{SPT}) \cdot (1 - \nu^2) \quad (3)$$

dove  $N_{SPT}$  rappresenta il valore dell'indice SPT e  $\nu$  rappresenta il coefficiente di Poisson del terreno ( $\nu = k_0/(1+k_0)$ ).

Per le sabbie limose si considera la correlazione di Bowles (1988):

$$E = 300 (6 + N_{SPT})/1000 \quad (4)$$

#### 4.2.3 Interpretazione delle prove CPT

L'avanzamento della punta penetrometrica nei terreni a grana grossa, come i terreni sabbiosi che caratterizzano parte del Volume Significativo dell'intervento in oggetto, avviene generalmente in condizioni drenate per le quali, come noto, la pressione neutra misurata dal piezocono è rappresentativa della pressione interstiziale presente in sito.

##### 4.2.3.1 Peso dell'unità di volume

Il peso dell'unità di volume è determinato in accordo alla correlazione di Robertson and Cabal (2010), di seguito riportata:

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = \left[ 0,27 \log R_f + 0,36 \log \left( \frac{q_t}{p_a} \right) + 1,236 \right] G_s / 2,65 \quad (5)$$

##### 4.2.3.2 Densità relativa

In accordo con Jamiolkowsky et. Al. (1988), lo stato di addensamento  $D_R$  è determinabile attraverso la seguente relazione:

$$D_R = \frac{1}{2,93} \cdot \ln \left[ \frac{q_c}{205 \cdot (p'_{1})^{0,51}} \right] \quad (6)$$

dove:

- $p'_{1} = (\sigma'_{v0} + 2 \cdot \sigma'_{ho})/3$  rappresenta la componente isotropa efficace del tensore delle tensioni alla profondità di interesse, espressa in kPa;
- $q_c$  rappresenta la resistenza alla punta alla profondità di interesse, espressa in kPa.

##### 4.2.3.3 Angolo di taglio

In accordo con Kulhavy e Mayne (1990) l'angolo di taglio,  $\varphi$ , è determinabile attraverso la seguente relazione:

$$\varphi' = 17,6 + 11,0 \cdot \log \left( \frac{q_c / 100}{(\sigma'_{v0})^{0,5}} \right) \quad (7)$$

Dove:

- $\sigma'_{vo}$  rappresenta la tensione verticale efficace alla profondità di interesse, espressa in kPa;
- $q_c$  rappresenta la resistenza alla punta alla profondità di interesse, espressa in kPa.

#### 4.2.3.4 Permeabilità

La permeabilità è stata calcolata in accordo alla correlazione di Lunne et al. (1997):

$$\text{Se } 1.0 < I_c \leq 3.27, k = 10^{(0.952 - 3.04 I_c)} \text{ m/s} \tag{8}$$

$$\text{Se } 3.27 < I_c < 4.0, k = 10^{(-4.52 - 1.37 I_c)} \text{ m/s} \tag{9}$$

#### 4.2.4 Modulo di deformabilità

##### 4.2.4.1 Modulo di Young

Il modulo di Young alle piccole deformazioni in condizioni drenate è ricavato con riferimento ai risultati delle prove CPTU applicando le indicazioni di Stroud (1974) al valore del modulo di taglio iniziale ricavato mediante l'impiego della correlazione di Mayne e Rix (1993), espressa in kPa.

$$E = 0,8 \cdot G_0 \tag{10}$$

$$G_{\max} = 1634 \cdot (q_c)^{0.25} \cdot (\sigma'_{vo})^{0.375} \tag{11}$$

Il modulo di Young operativo, invece, è stato calcolato con riferimento ai risultati delle prove CPTU applicando le indicazioni di Bellotti et. Al. 1981 rappresentate nella figura seguente che è applicabile per deformazioni  $\varepsilon = 0.1\%$  ossia per range di deformazioni compatibili con quelle indotte dalle lavorazioni prevedibili.

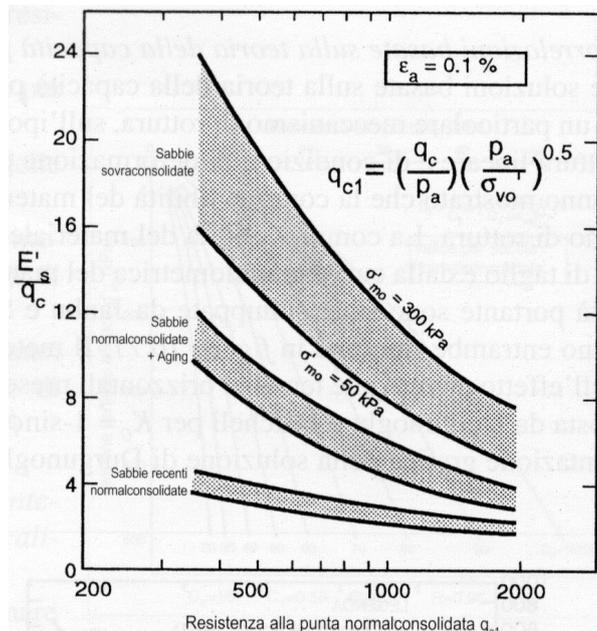


Figura 4-1: Valori dello stato di addensamento a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

##### 4.2.4.2 Modulo Confinato

Il modulo di confinamento si ottiene, in funzione di  $q_c$ , con riferimento ai risultati delle prove CPTU applicando la correlazione di Kulhawy e Mayne (1990), essendo  $D_r$  espresso in %.

$$M = q_c \cdot 10^{1.09 - 0.0075 \cdot D_r} \quad \text{per sabbie normalconsolidate} \quad (12)$$

$$M = q_c \cdot 10^{1.78 - 0.0122 \cdot D_r} \quad \text{per sabbie sovraconsolidate} \quad (13)$$

#### 4.2.5 Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio  $v_s$  (m/s) viene calcolata mediante la formulazione di Mayne & Rix (1995):

$$v_s = 1.75 q_t^{0.627} \quad (14)$$

### 4.3 MATERIALI A GRANA FINE

#### 4.3.1 Introduzione

La caratterizzazione geotecnica dei terreni a grana fine è affidata sia all'interpretazione delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove in sito.

L'interpretazione delle prove in sito e di laboratorio è finalizzata, oltre che a classificare i materiali, a determinare:

- lo stato iniziale;
- i parametri di resistenza al taglio;
- i moduli di deformabilità;
- il coefficiente di permeabilità.

#### 4.3.2 Classificazione dei materiali

La classificazione dei terreni a grana fine è effettuata con riferimento ai risultati delle seguenti prove di laboratorio:

- fusi granulometrici;
- limiti di Atterberg;
- pesi di volume naturale e secco;
- grado di saturazione;
- contenuti d'acqua naturale;
- indice dei vuoti iniziale.

#### 4.3.3 Stato tensionale iniziale

La determinazione dello stato tensionale iniziale è effettuata sulla base di quanto desumibile dagli studi di carattere geologico e dalla determinazione del grado di sovraconsolidazione, OCR, ricavabile dalle prove edometriche mediante la costruzione di Casagrande.

Il coefficiente di spinta a riposto, quindi, sarà determinato tramite la relazione di Jaky.

$$k_o = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (15)$$

dove:

$\varphi'$  rappresenta angolo di taglio;

OCR il grado di sovraconsolidazione

#### 4.3.4 Resistenza al taglio

##### 4.3.4.1 Resistenza al taglio in condizioni non drenate

La resistenza al taglio non drenata,  $C_u$ , di materiali saturi sotto falda è valutata facendo riferimento sia ai risultati delle prove di laboratorio sia all'interpretazione delle prove penetrometriche statiche CPT ed alle prove penetrometriche dinamiche SPT.

Con riferimento alle prove di laboratorio saranno utilizzati i risultati delle prove TXUU e TXCIU; con riferimento alle prove CPT si fa riferimento alle correlazioni di Baligh et. Al. (1980) e Campanella et. Al. (1982) di seguito riportate.

$$C_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad (16)$$

$$C_u = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad (17)$$

Con riferimento alle prove SPT, invece, la resistenza al taglio in condizioni è determinata attraverso la correlazione di Stroud (1974):

$$c_u \cong (5,0 \div 5,5) \cdot N_{SPT} \quad (\text{kPa}) \quad (18)$$

I risultati ottenuti saranno confrontati con quelli ottenibili dagli indici di resistenza "pocket penetrometer" e torvane registrati sui campioni prelevati.

I valori dei coefficienti impiegati nelle relazioni (10) ed (11) sono pari 14 e 20 rispettivamente.

##### 4.3.4.2 Resistenza al taglio in condizioni drenate

I parametri di resistenza di picco in termini di sforzi efficaci sono determinati sulla base dei risultati delle prove di laboratorio TD e TX-CIU e TX-CID; per quelli di resistenza residua si farà riferimento anche ai risultati di prove di taglio diretto residuo, TDr.

Inoltre, con riferimento alle prove CPT, si fa riferimento alla correlazione di Mayne (2001).

#### 4.3.5 Modulo di deformabilità

##### 4.3.5.1 Modulo di Young

Il modulo di Young in condizioni drenate è ricavato con riferimento ai risultati delle prove CPTU applicando le indicazioni di Stroud (1974) al valore del modulo di taglio iniziale ricavato mediante l'impiego della correlazione di Mayne e Rix (1993).

$$E = 0,8 \cdot G_0 \quad (19)$$

$$G_0 = 2,78 \cdot q_c^{1,335} \quad (20)$$

##### 4.3.5.2 Modulo Confinato

Il modulo di confinamento è ricavato sulla base dei risultati delle prove di compressibilità edometrica; inoltre, è ricavato anche con riferimento ai risultati delle prove CPTU applicando la correlazione di Kulhawy e Mayne (1990).

$$M = 8,25 \cdot q_n \quad (21)$$

#### 4.3.6 Coefficiente di permeabilità

Il coefficiente di permeabilità è ricavato mediante i risultati delle prove di compressibilità edometrica.

#### 4.3.7 Coefficienti di compressibilità

I coefficienti di compressibilità,  $c_r$ ,  $c_c$ ,  $c_s$ , sono ricavati mediante i risultati delle prove di compressibilità edometrica.

#### 4.3.8 Coefficienti di consolidazione

I coefficienti di consolidazione primaria,  $c_v$ , e secondaria,  $c_\alpha$ , sono ricavati mediante i risultati delle prove di compressibilità edometrica.

#### 4.3.9 Velocità delle onde di taglio

La velocità delle onde di taglio  $v_s$  (m/s) viene calcolata mediante la formulazione di Robertson (2009):

$$v_s = (\alpha_{vs} Q_{tn})^{0.5} \quad (22)$$

Essendo:

$$\alpha_{vs} = 10^{(0.55I_c + 1.68)} \quad (23)$$

### 4.4 RICERCA DEL VALORE CARATTERISTICO

In accordo con le indicazioni di Frank et. Al. (2004) la determinazione dei valori caratteristici delle proprietà dei terreni caratterizzanti il Volume Significativo dell'intervento ha previsto l'impiego della seguente relazione:

$$x_k = x_m \pm k_n \cdot \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (24)$$

dove:

- $x_k$  rappresenta il valore caratteristico della grandezza;
- $x_m$  rappresenta il valore medio della distribuzione;
- $k_n$  rappresenta il coefficiente di Student al percentile considerato (95° percentile) dipendente dal numero delle osservazioni effettuate e dal valore oggetto di ricerca (medio caratteristico, alto locale o basso locale);
- $\sigma$  rappresenta la deviazione standard.

Poiché si ricercano valori di proprietà riferite a resistenze, il segno da impiegarsi all'interno della (16) sarà il segno "-".

Il valore così determinato è da intendersi come medio caratteristico, ossia rappresentativo del comportamento nel caso in cui lo stato limite considerato (o meglio, gli stati limite considerati) coinvolga (coinvolgano) un ampio volume di terreno.

Tale accezione si adatta molto bene all'opera oggetto della presente relazione.

## 5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI NATURALI

Nei paragrafi seguenti è riportata la caratterizzazione dei terreni che costituiscono il Volume Significativo dell'intervento che definisce il Modello Geotecnico del Sottosuolo.

La sintesi dei risultati delle prove CPTU e i diagrammi relativi ai limiti di Atterberg sono riportati in Allegato A. Si nota in particolare che, per le indagini eseguite a terra, la quota della falda riportata in allegato coincide con la quota del livello del mare, da cui si può evincere la quota sdel piano campagna. Per quanto riguarda le prove di laboratorio, si riportano in Allegato B alcune tabelle di sintesi delle prove disponibili e utilizzate per la caratterizzazione geotecnica.

### 5.1 UNITÀ R (RIPORTI)

Sono riferiti ai riporti antropici che costituiscono il riempimento dell'Aeroporto di Genova eseguito negli anni 70; sono classificabili in ghiaie e sabbie dense a debole componente fine.

Le deviazioni standard riscontrate sono molto ampie, segno di una importante variabilità spaziale delle proprietà dell'unità.

I parametri sono stati ottenuti dall'interpretazione delle prove SPT eseguite nei sondaggi.

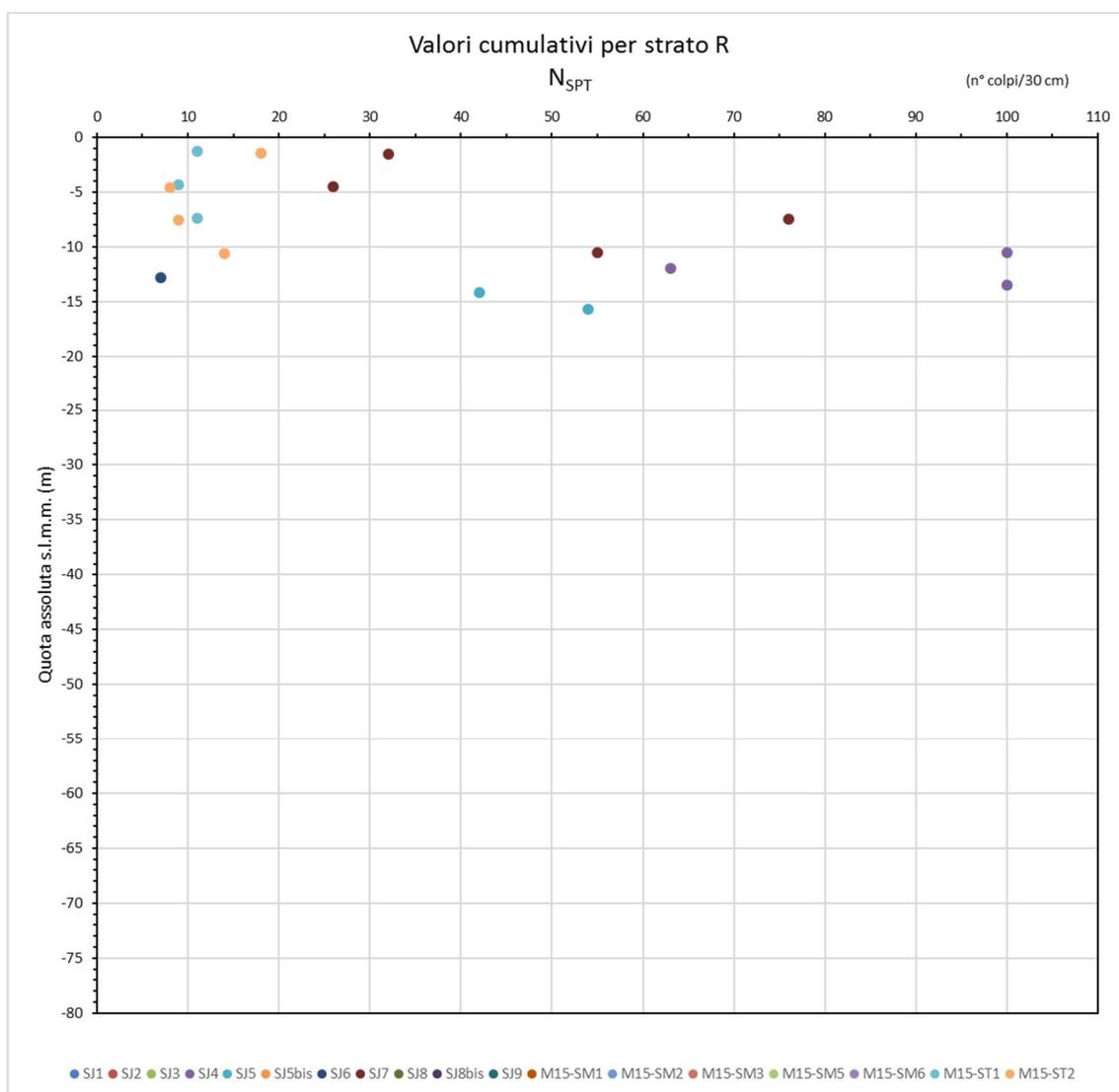


Figura 5-1: Valori indice SPT

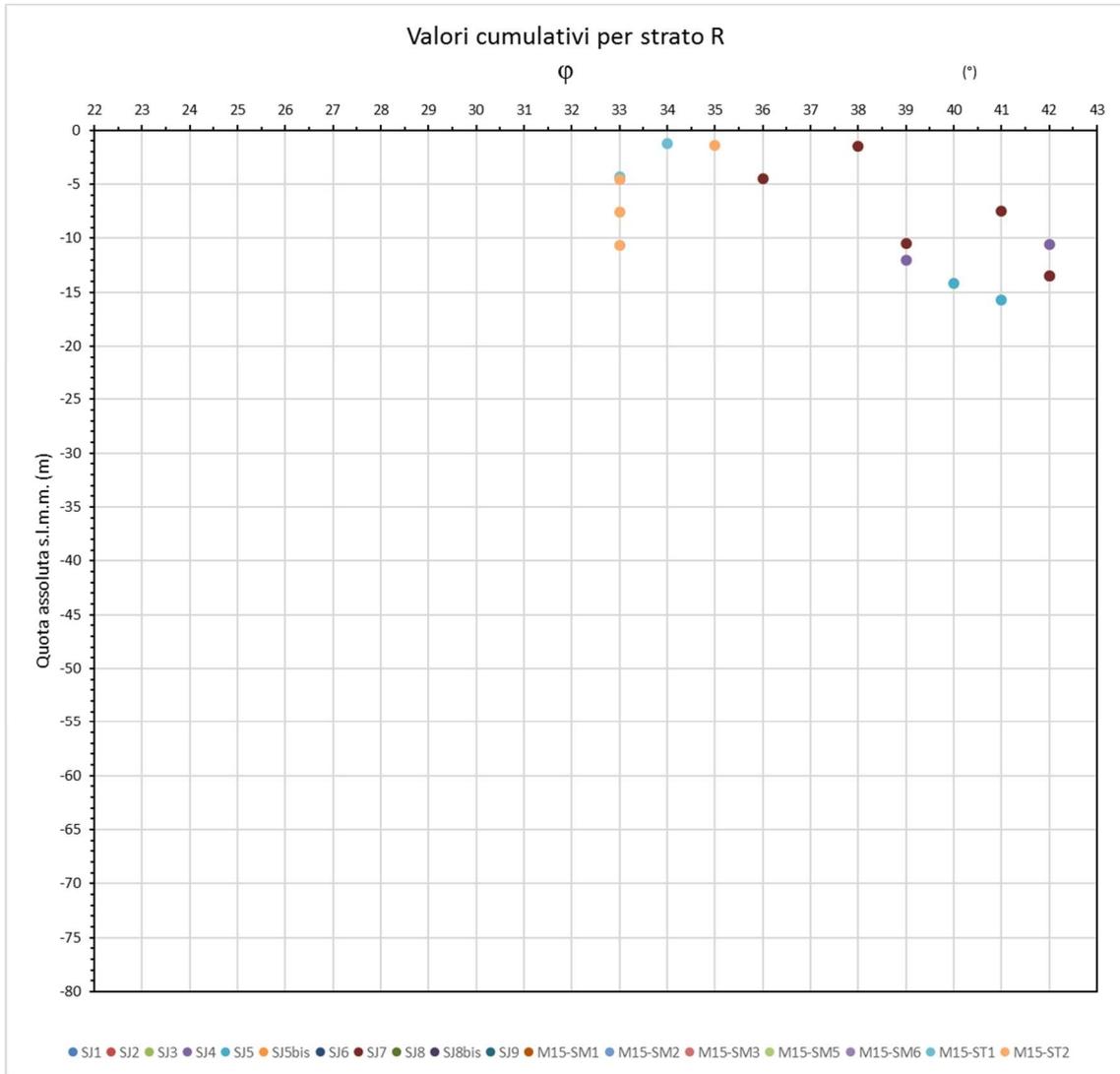


Figura 5-2: Valori dell'angolo di taglio.

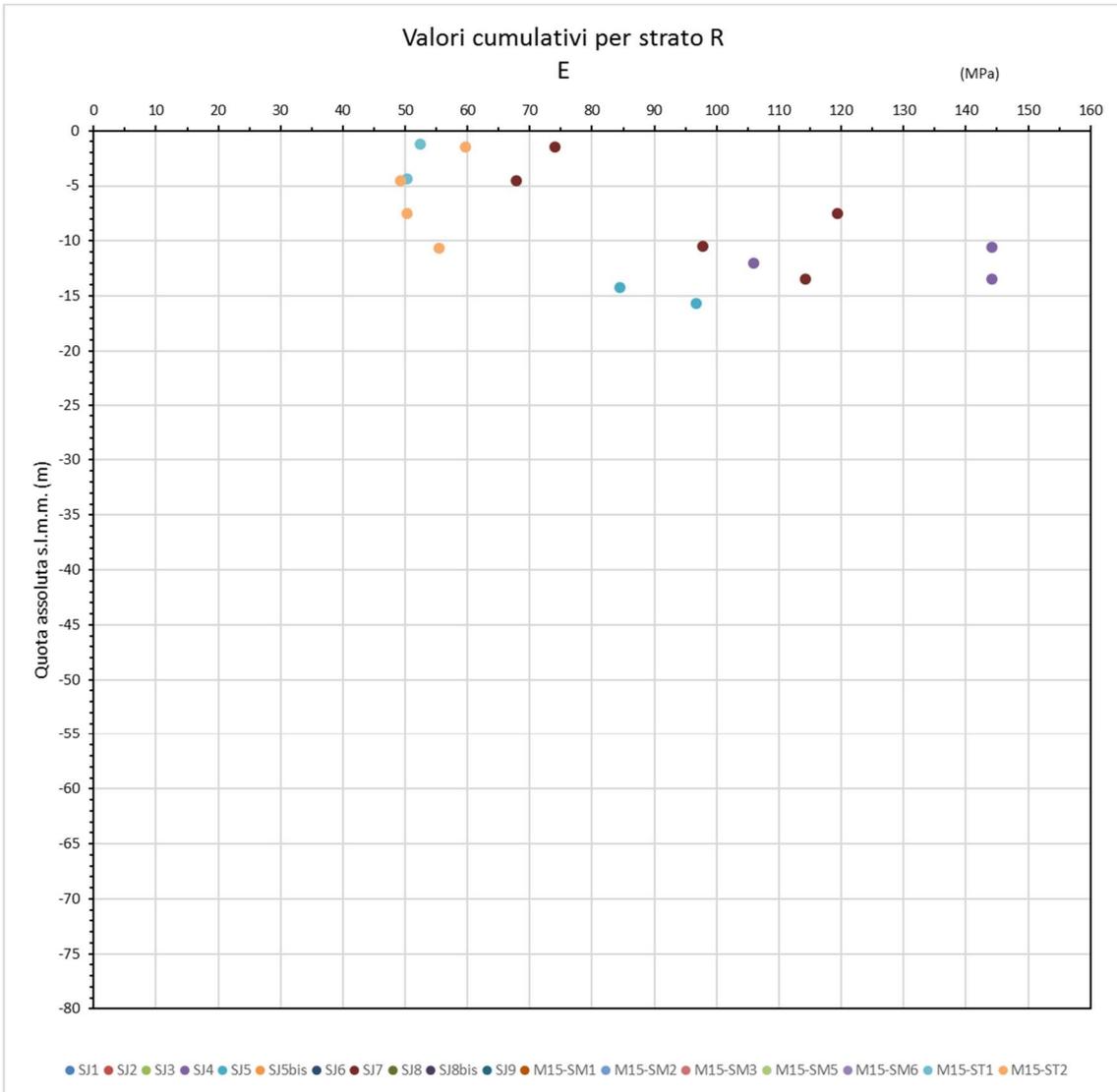


Figura 5-3: Valori del modulo di Young.

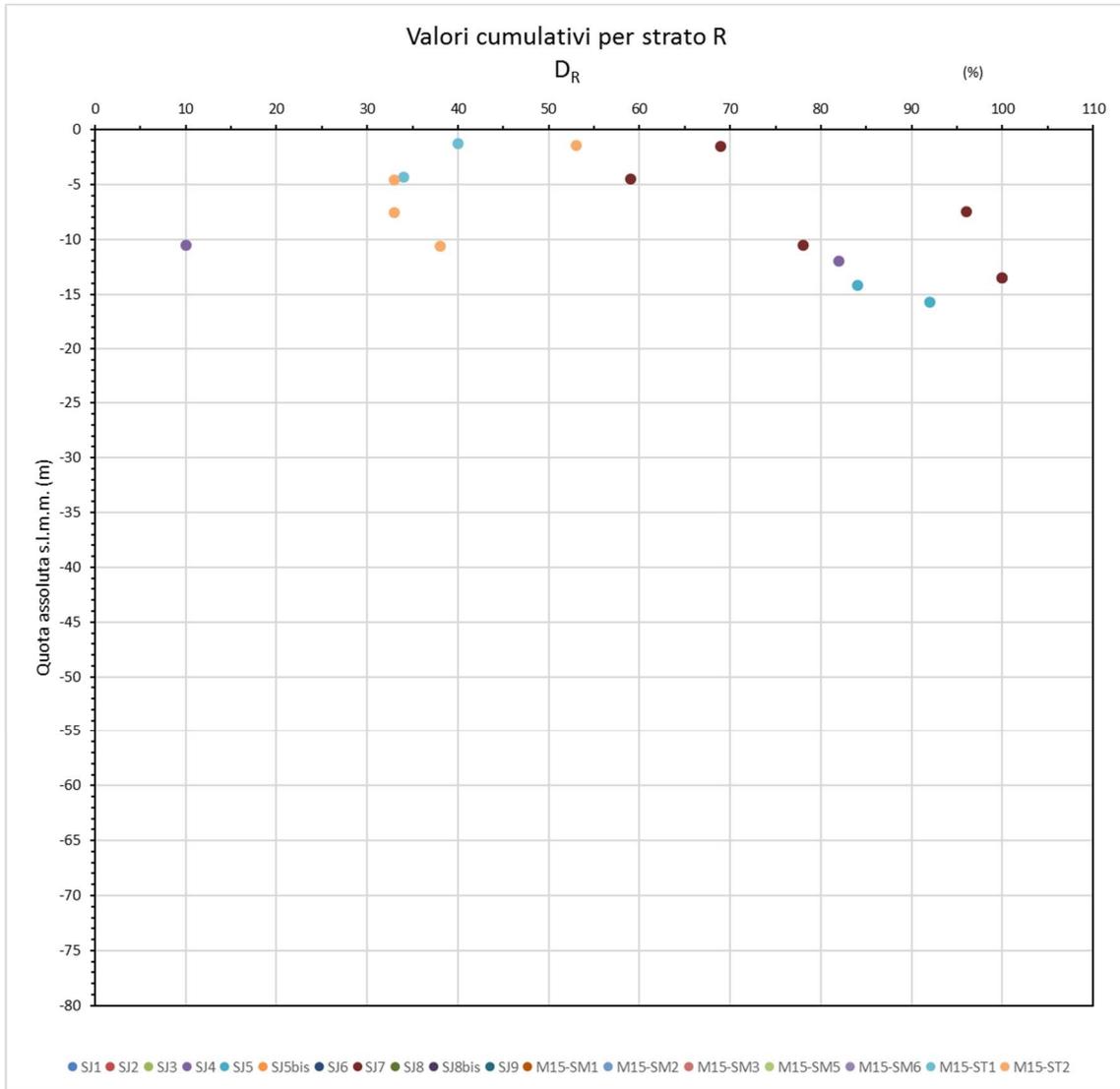


Figura 5-4: Valori dello stato di addensamento.

## 5.2 UNITÀ A (SABBIE LIMOSE DI FONDALE)

Questa unità rappresenta il materiale di fondale; essa è costituita da sabbie (57% in media) limose (34% in media) a debole componente argillosa (6% in media) e ghiaiosa (2% in media) con contenuto d'acqua compreso tra 17% e 46% e peso di volume compreso tra 17.6 kN/m<sup>3</sup> e 19.9 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.8 kN/m<sup>3</sup>).

I parametri sono stati ottenuti dall'interpretazione delle prove sia SPT che CPTU eseguite e sono stati differenziati tra eseguiti in mare (e quindi rappresentativi delle condizioni "vergini") ed eseguiti a terra (e quindi rappresentativi dell'influenza del rilevato aeroportuale).

Quello che si è osservata è un'ampia variabilità spaziale di tutte le proprietà (con particolare riferimento al modulo di deformazione e confinamento) non solo legata all'effetto dell'applicazione del sovraccarico rappresentato dal rilevato aeroportuale ma anche, ed è tipico del materiale di fondale, dall'assetto stratigrafico derivato dall'apporto marino (ed anche fluviale, nel caso di Genova) dei primi metri di profondità a partire dal fondale.

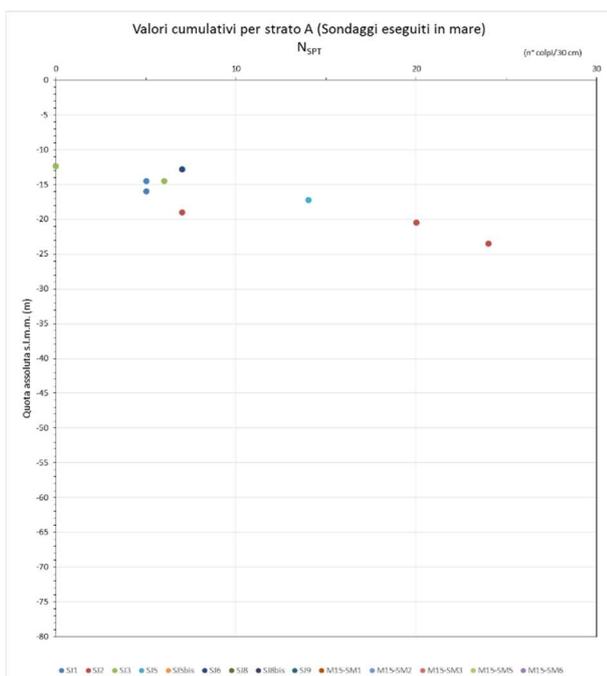
Questo aspetto è colto molto bene osservando i risultati delle prove CPTU la cui interpretazione ha evidenziato un comportamento deformativo differente tra il primo metro, metro e mezzo ed i restanti metri caratterizzanti lo strato.

Si è osservato che il materiale ha risentito molto dell'effetto dell'applicazione del carico indotto dal rilevato aeroportuale mostrando caratteristiche di resistenza e deformabilità molto più elevate rispetto alle condizioni "vergini" riscontrabili nel fondale non sottoposto all'azione del rilevato.

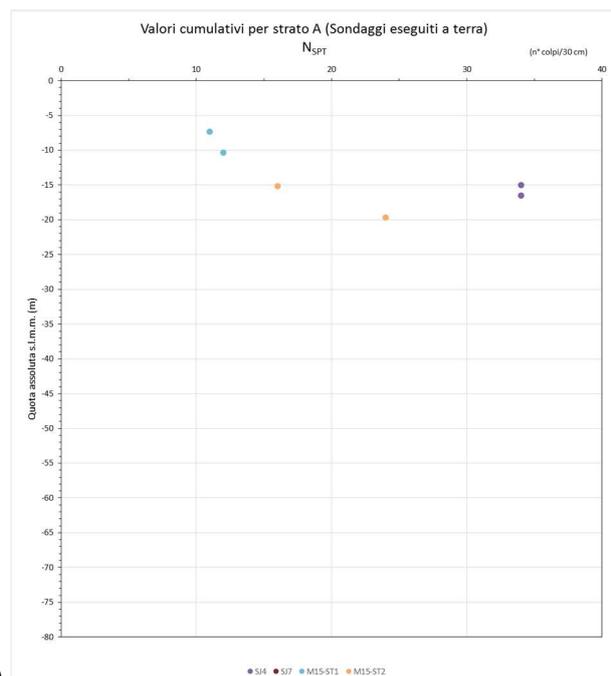
In particolare è stato riconosciuto che, come prevedibile, i primi metri di fondale in condizioni "vergini" presentano un'alta deformabilità caratterizzata da bassi valori del modulo di Young mentre i successivi metri presentano una rigidità crescente con la profondità.

Nel caso delle prove eseguite sulla piattaforma aeroportuale si è potuto constatare un'inversione di tendenza con il primo metro fortemente più rigido rispetto ai metri successivi e con valori dei moduli tendenzialmente superiori (dalle 3 alle 4 volte) rispetto al materiale di fondale in condizioni "vergini".

### 5.2.1 Interpretazione prove SPT



a)



b)

Figura 5-5: Valori indice SPT, a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

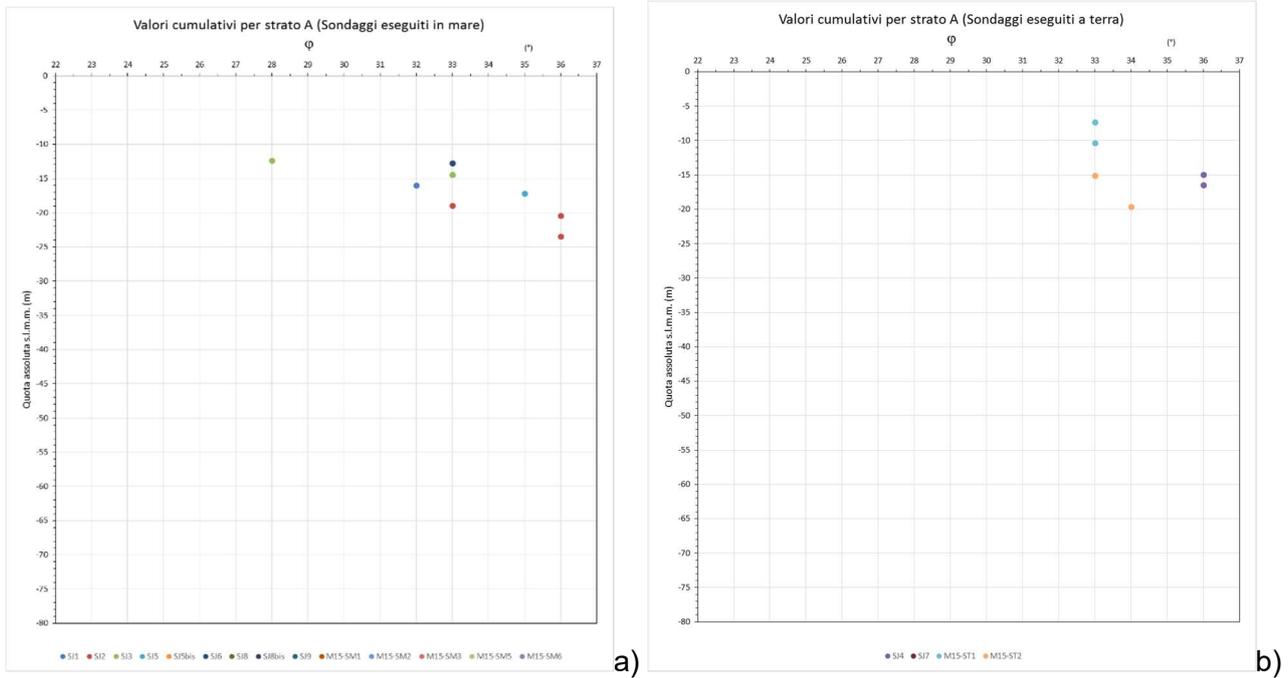


Figura 5-6: Valori dell'angolo di taglio a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

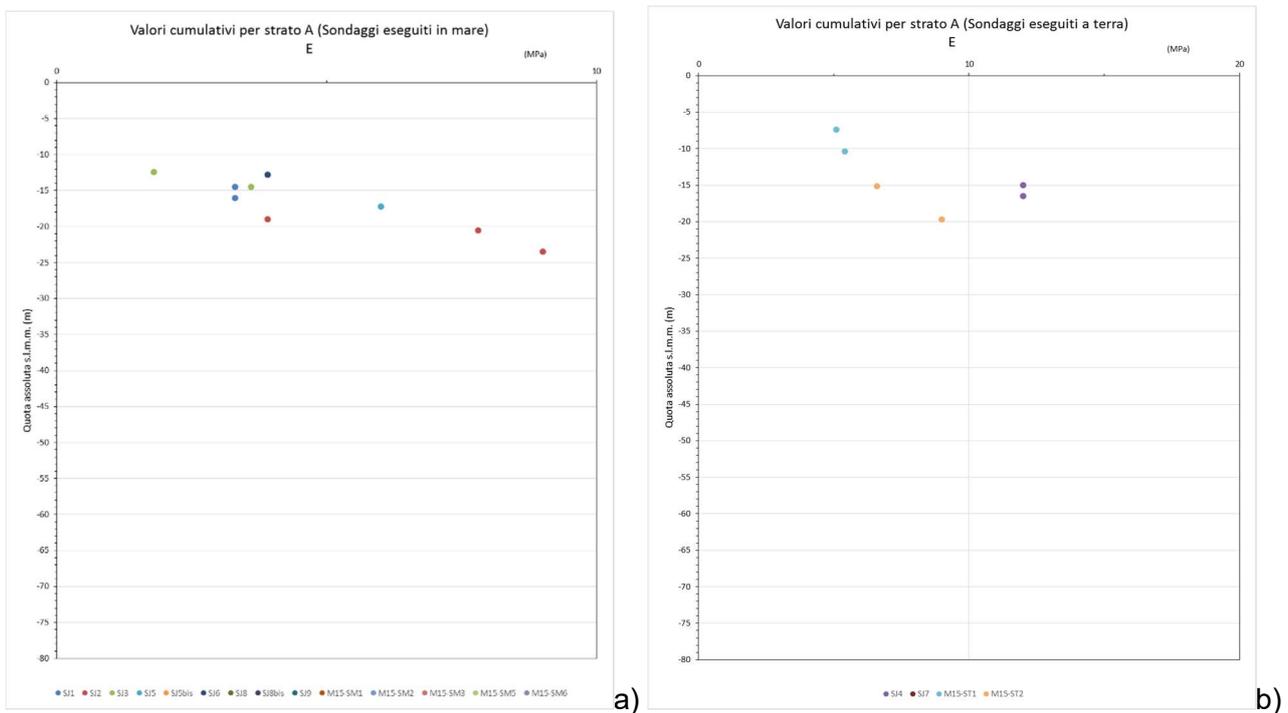


Figura 5-7: Valori del modulo di Young a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

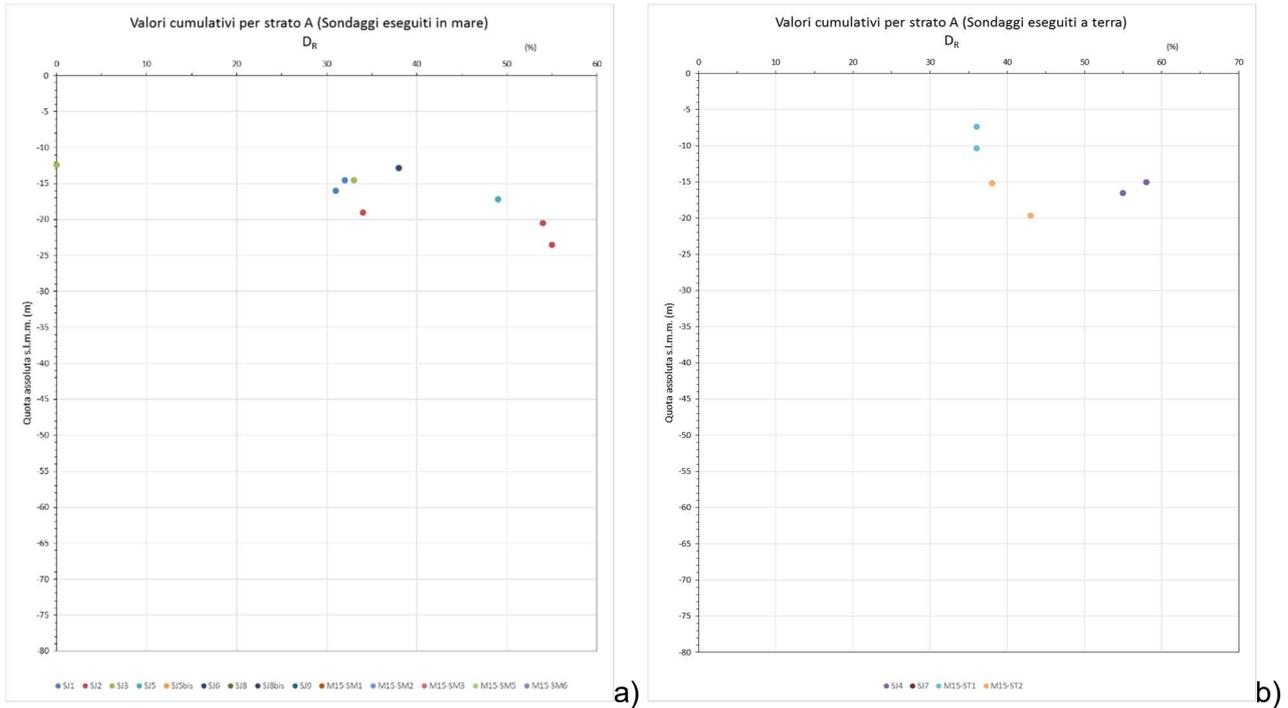


Figura 5-8: Valori dello stato di addensamento a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

### 5.2.2 Interpretazione prove CPTU

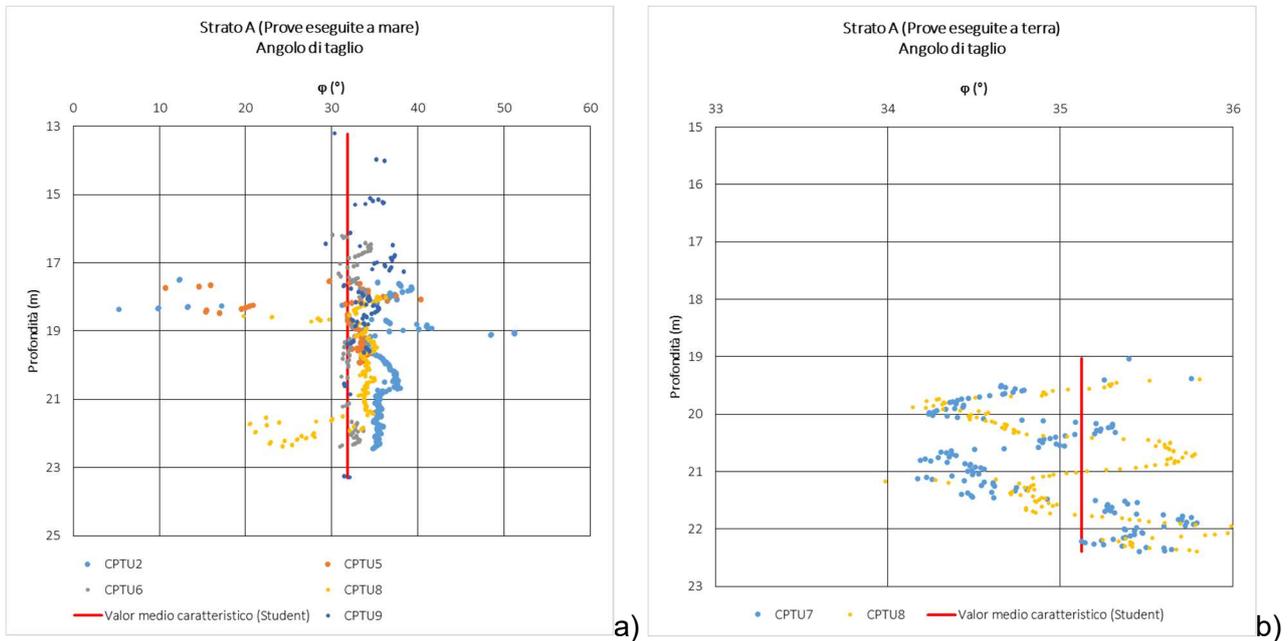


Figura 5-9: Valori dell'angolo di taglio a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

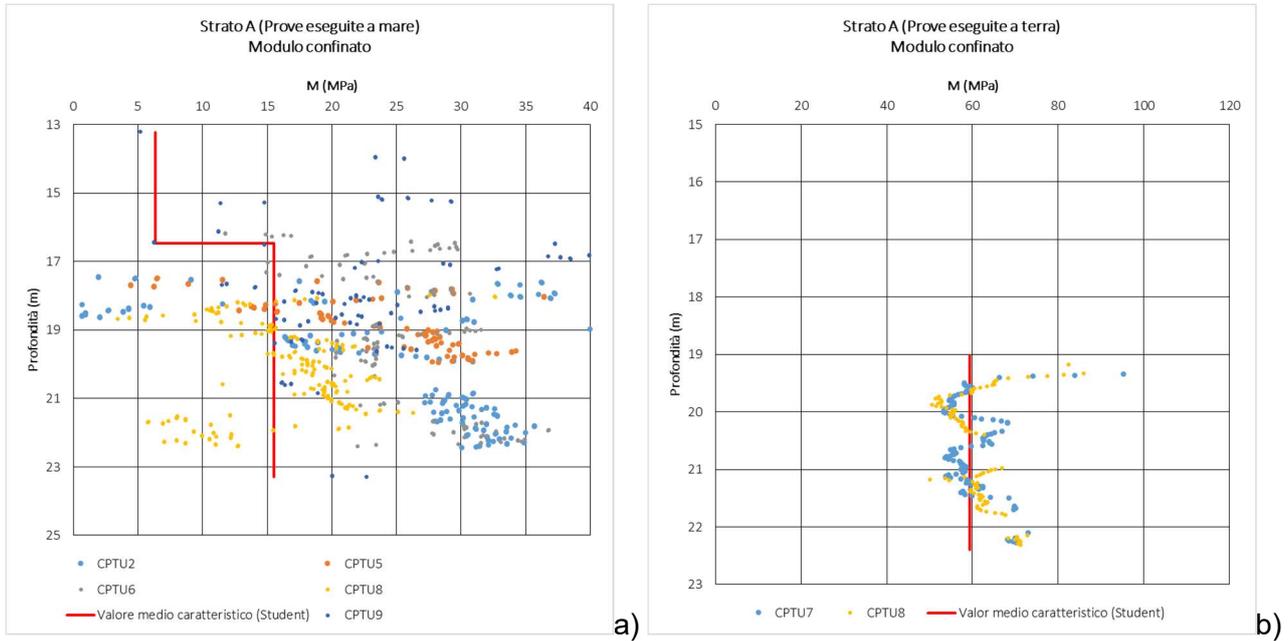


Figura 5-10: Valori modulo confinato a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

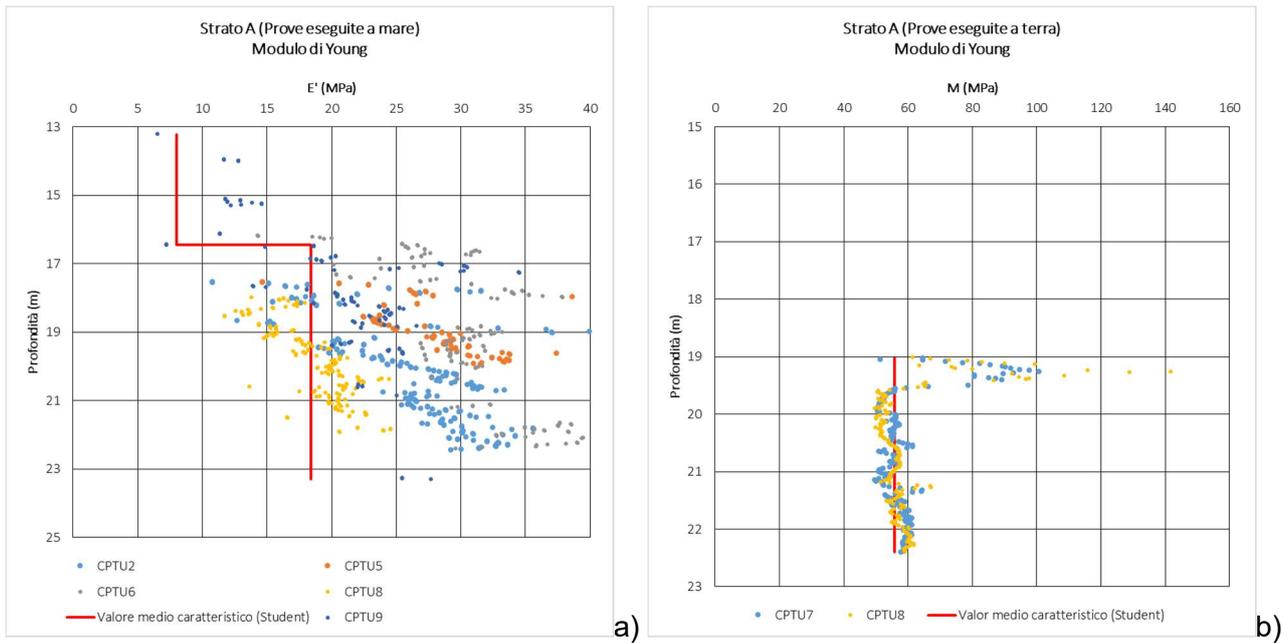


Figura 5-11: Valori del modulo di Young a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

### 5.3 UNITÀ B (ALTERNANZE DI SABBIE FINI LIMOSE E LIMI SABBIOSI)

Questa unità è costituita da alternanze di sabbie fini limose e limi sabbiosi e si presenta mediamente addensata; l'alternanza è chiaramente osservabile dall'analisi del contenuto di fine (120 risultati dalle prove di laboratorio) che presenta una variabilità compresa tra 6% e 89% senza particolare dipendenza dalla profondità.

L'analisi descrittiva mostra che il valore più frequente del contenuto di fine si attesta intorno al 39% ma che hanno buona frequenza anche percentuali di fine fino al 60%; ciò permette di affermare che il comportamento complessivo dell'unità è prevalentemente controllato dalla frazione granulare essendo caratterizzato da una cumulativa del 60% per FC inferiori al 50%.

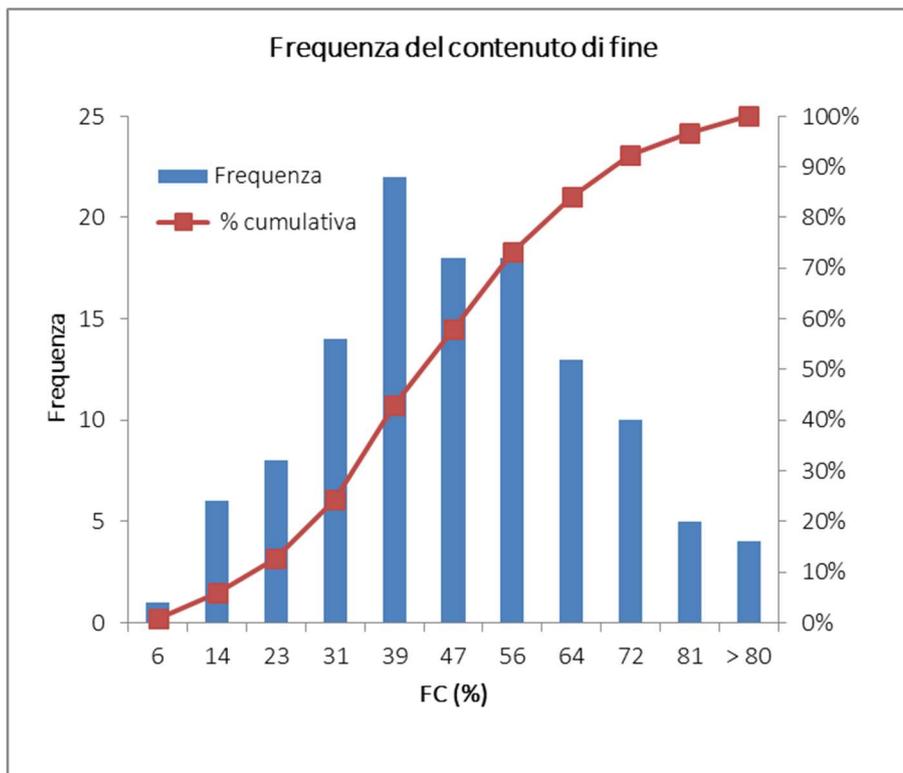
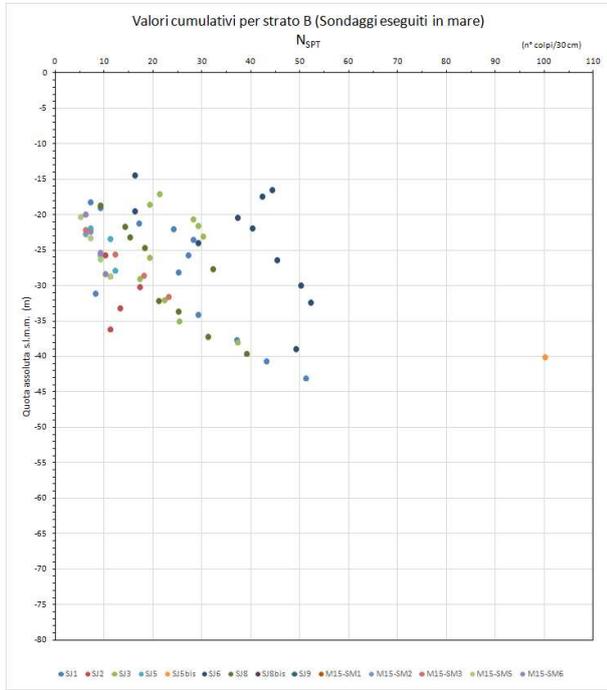


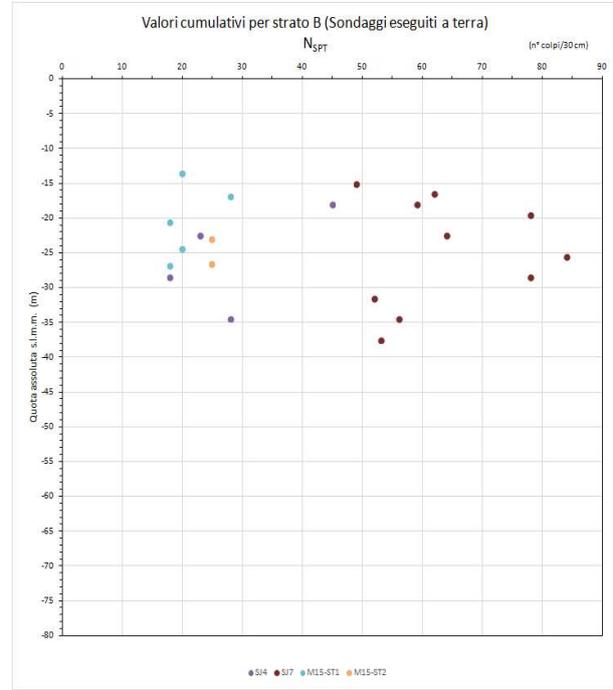
Figura 5-12: Frequenza del contenuto di fine per l'unità B.

Il contenuto d'acqua risulta compreso tra 4% e 74% mentre il peso di volume risulta compreso tra 17.3 kN/m<sup>3</sup> e 21.3 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.75 kN/m<sup>3</sup>)

5.3.1 Intepretazione prove SPT

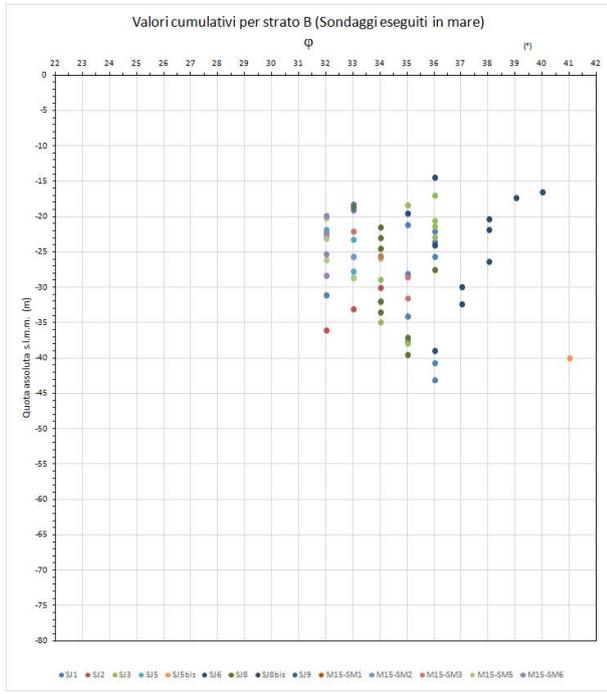


a)

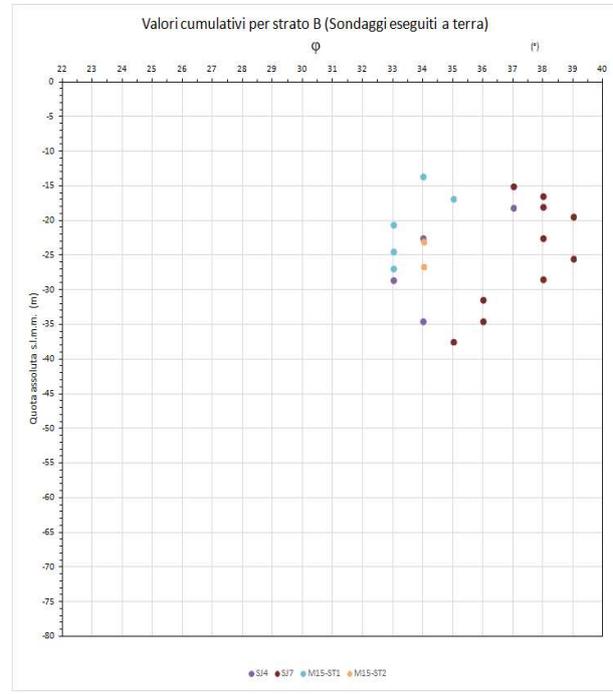


b)

Figura 5-13: Valori indice SPT, a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

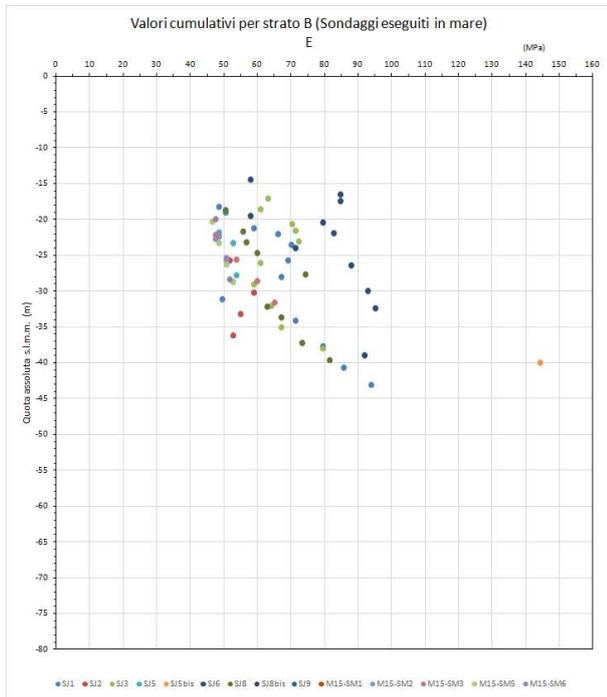


a)

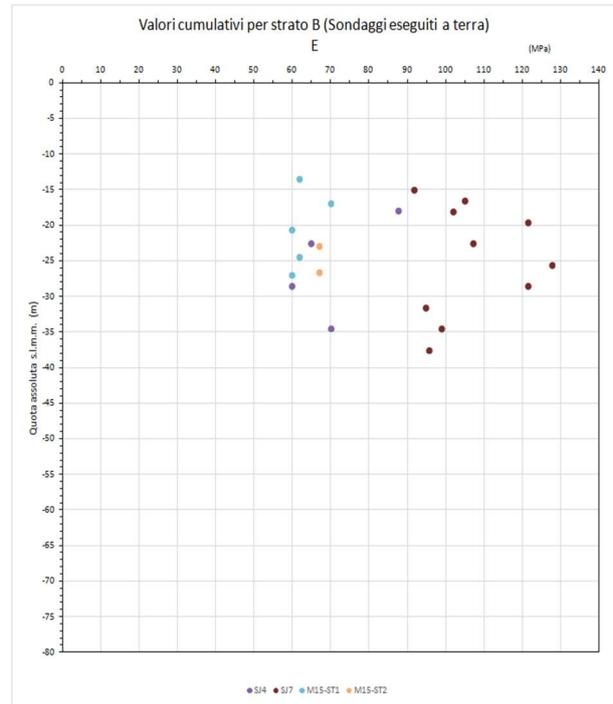


b)

Figura 5-14: Valori dell'angolo di taglio a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

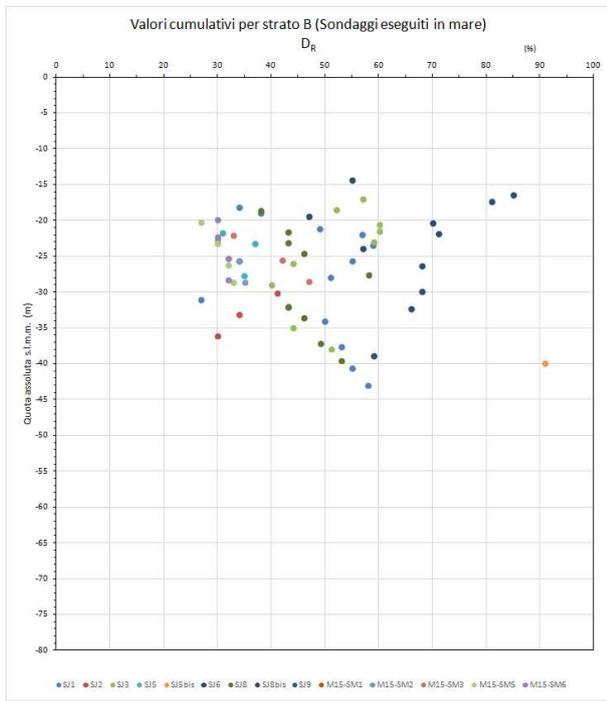


a)

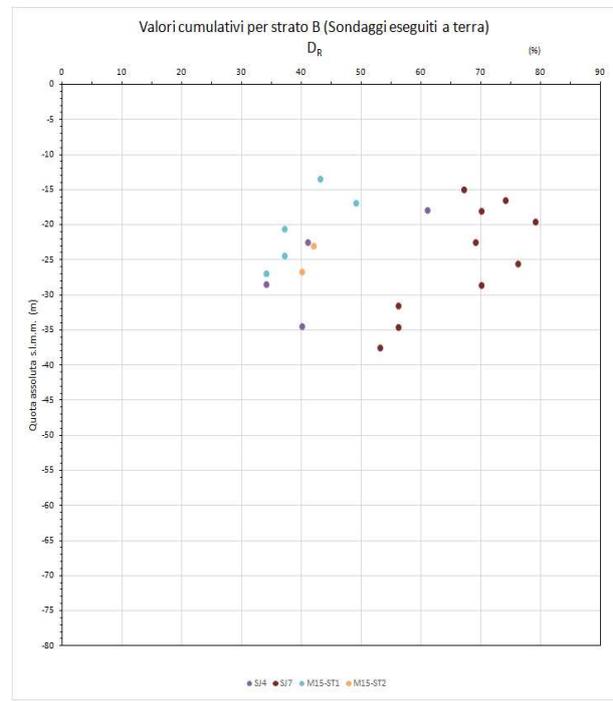


b)

Figura 5-15: Valori del modulo di Young a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.



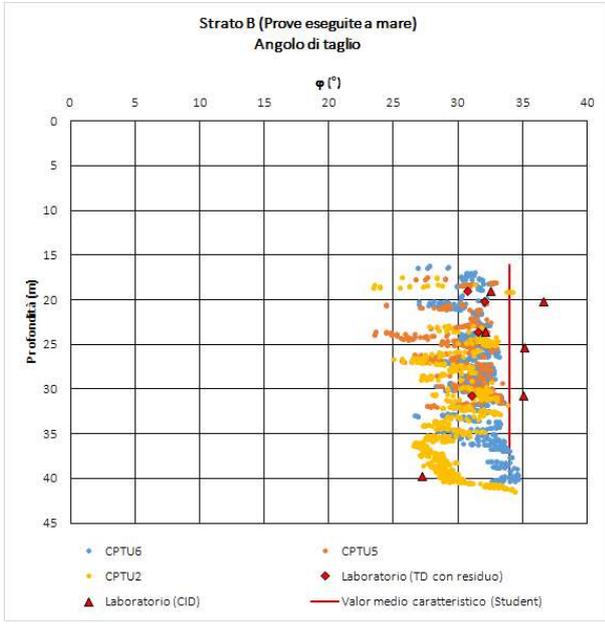
a)



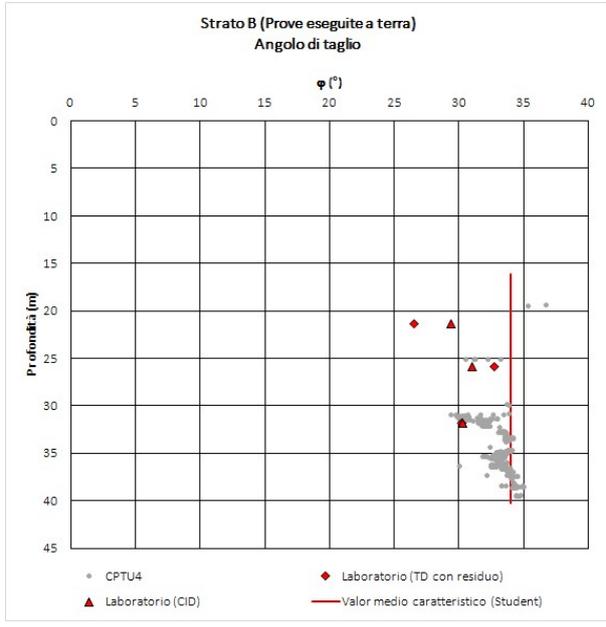
b)

Figura 5-16: Valori dello stato di addensamento a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

5.3.2 Interpretazione prove CPTU

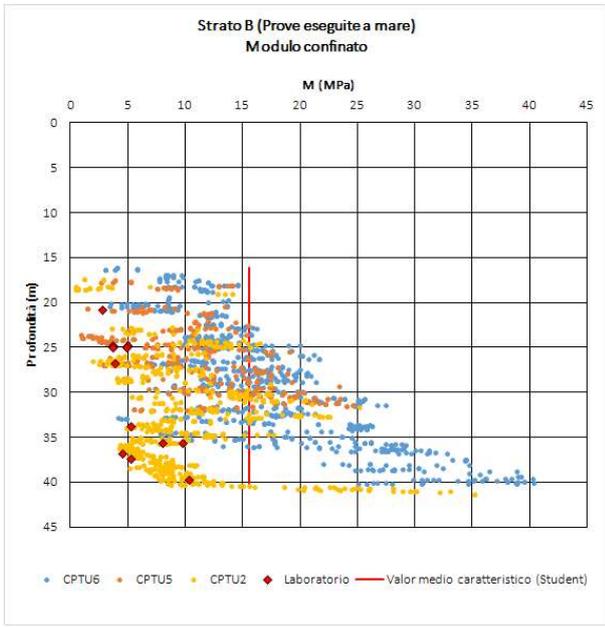


a)

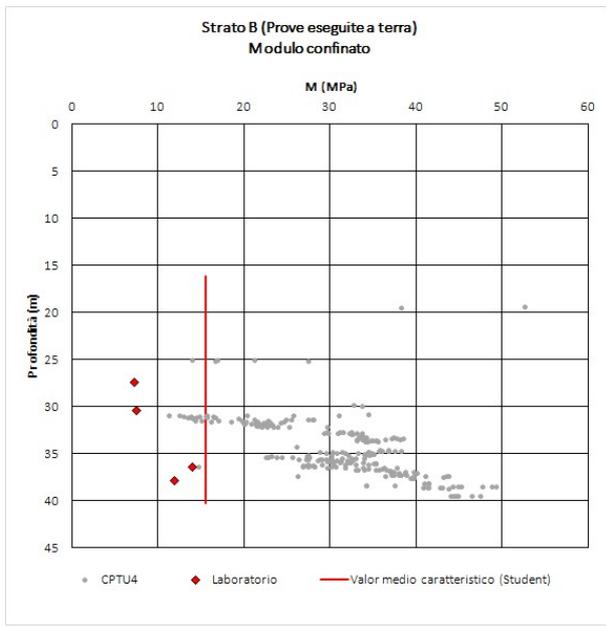


b)

Figura 5-17: Valori dell'angolo di taglio a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.



a)



b)

Figura 5-18: Valori modulo confinato a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

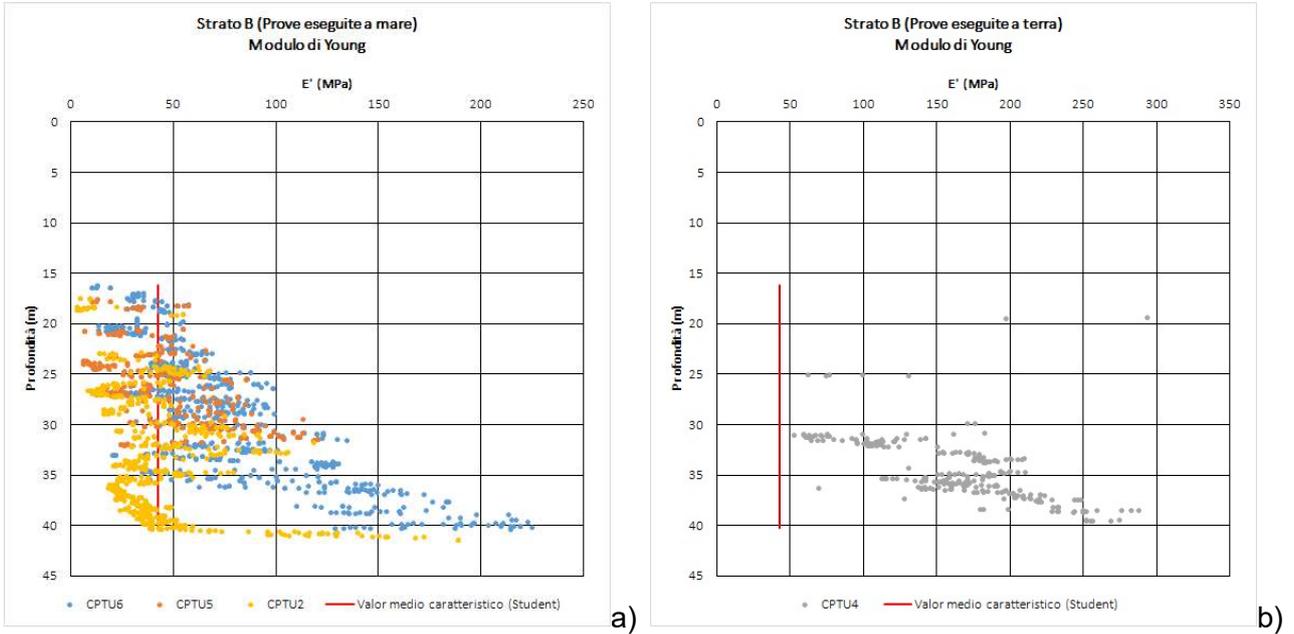


Figura 5-19: Valori del modulo di Young a) prove eseguite a mare, b) prove eseguite a terra.

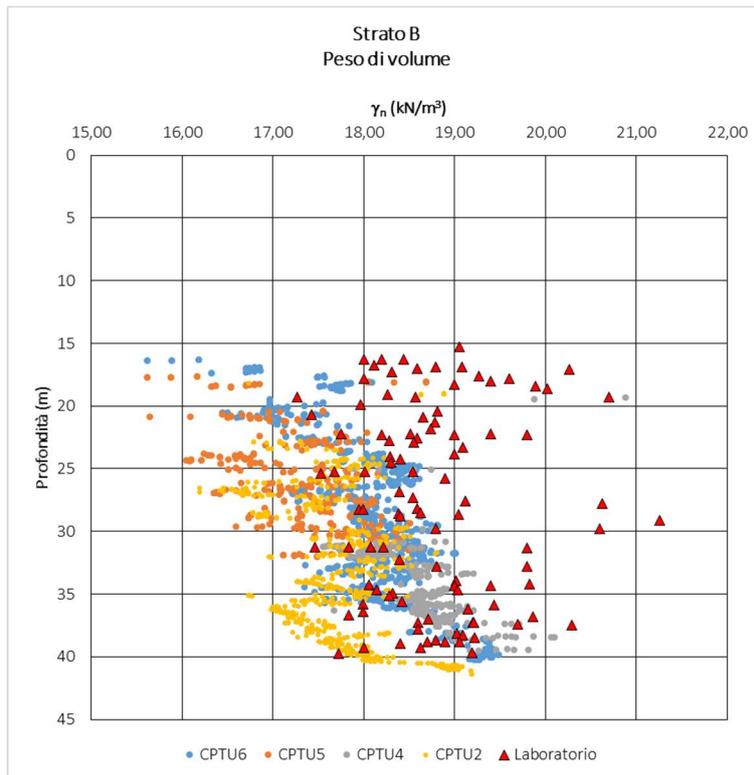


Figura 5-20: Valori del peso di volume.

## 5.4 UNITÀ C (SABBIA MEDIA DEBOLMENTE LIMOSA)

Questa unità è costituita da una sabbia media con percentuale di fine compresa tra 4% e 57%; il valore più frequente di CF è 25% ed è prevalentemente costituito dalla frazione limosa.

Il contenuto d'acqua è compreso tra 15% e 32% e peso di volume compreso tra 18.3 kN/m<sup>3</sup> e 21.9 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 19.4 kN/m<sup>3</sup>).

### 5.4.1 Interpretazione prove SPT

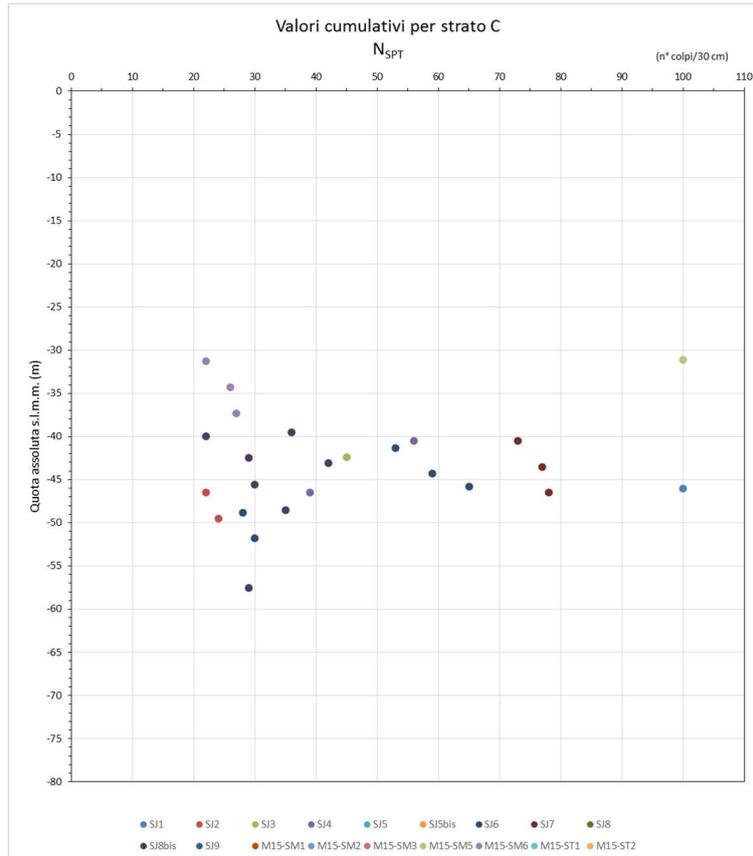


Figura 5-21: Valori indice SPT.

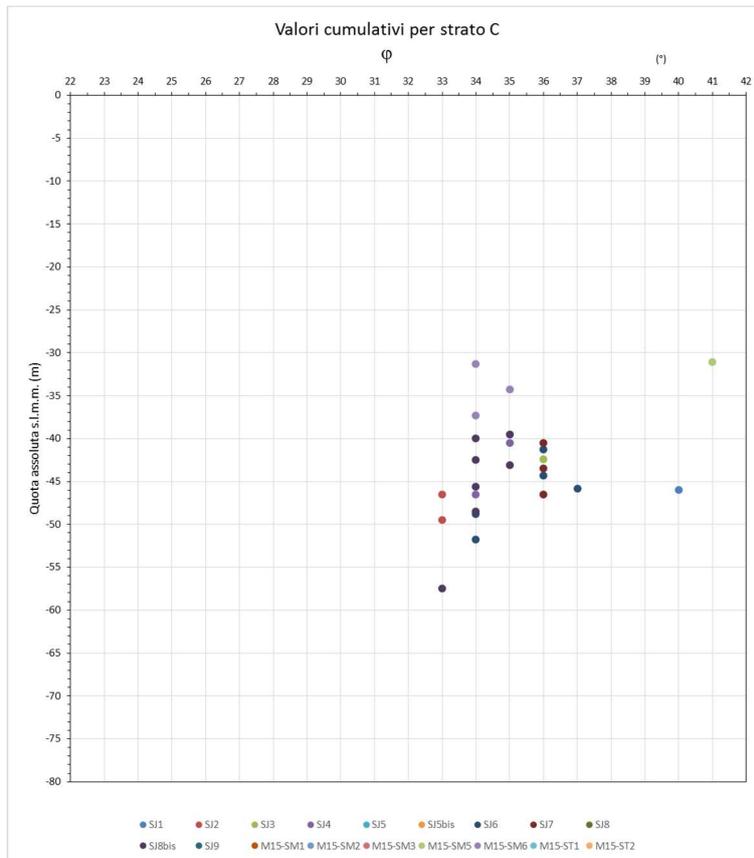


Figura 5-22: Valori dell'angolo di taglio.

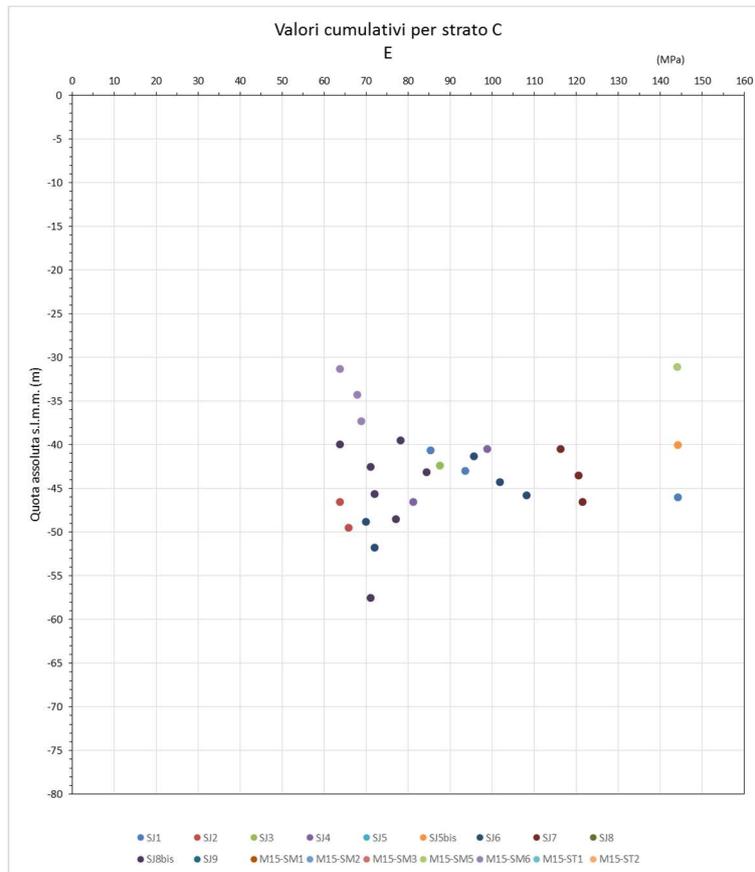


Figura 5-23: Valori del modulo di Young.

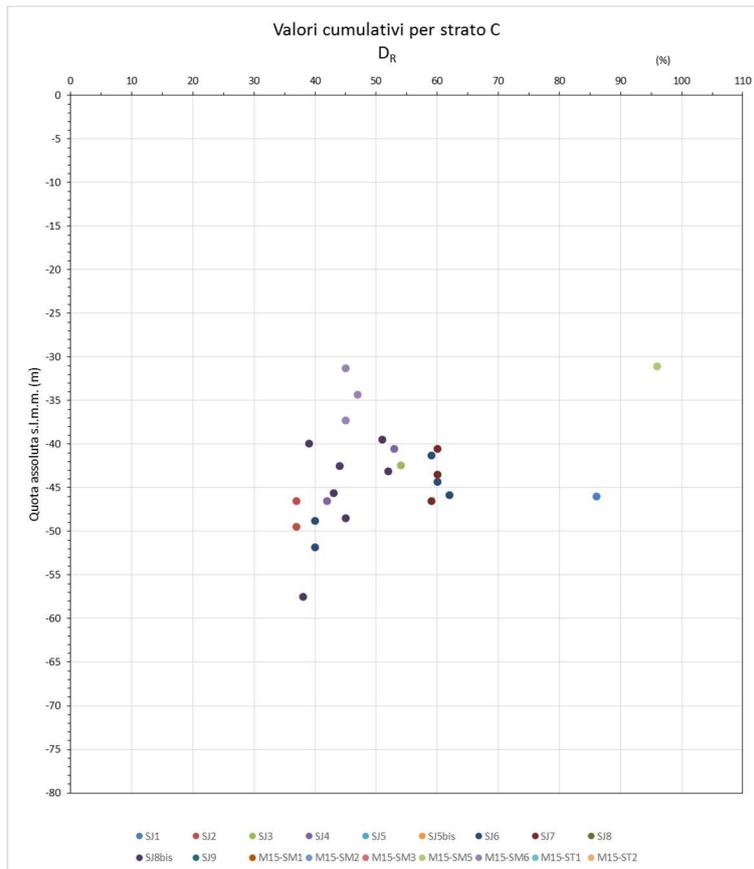


Figura 5-24: Valori dello stato di addensamento.

## 5.5 UNITÀ D (GHIAIE E SABBIE)

Questa unità è costituita da una ghiaia e sabbia con percentuale di fine compresa tra 5% ed il 10%; il valore medio di CF è 8%.

Il contenuto d'acqua è compreso tra 9% e 37% e peso di volume compreso tra 18.4 kN/m<sup>3</sup> e 23.5 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 20 kN/m<sup>3</sup>).

### 5.5.1 Interpretazione prove SPT

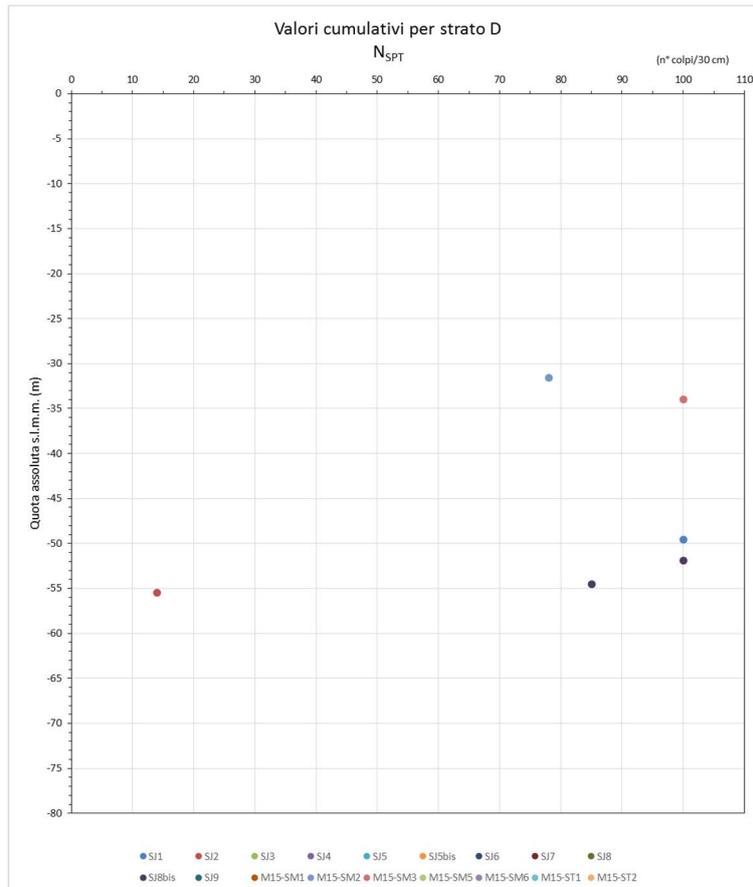


Figura 5-25: Valori indice SPT.

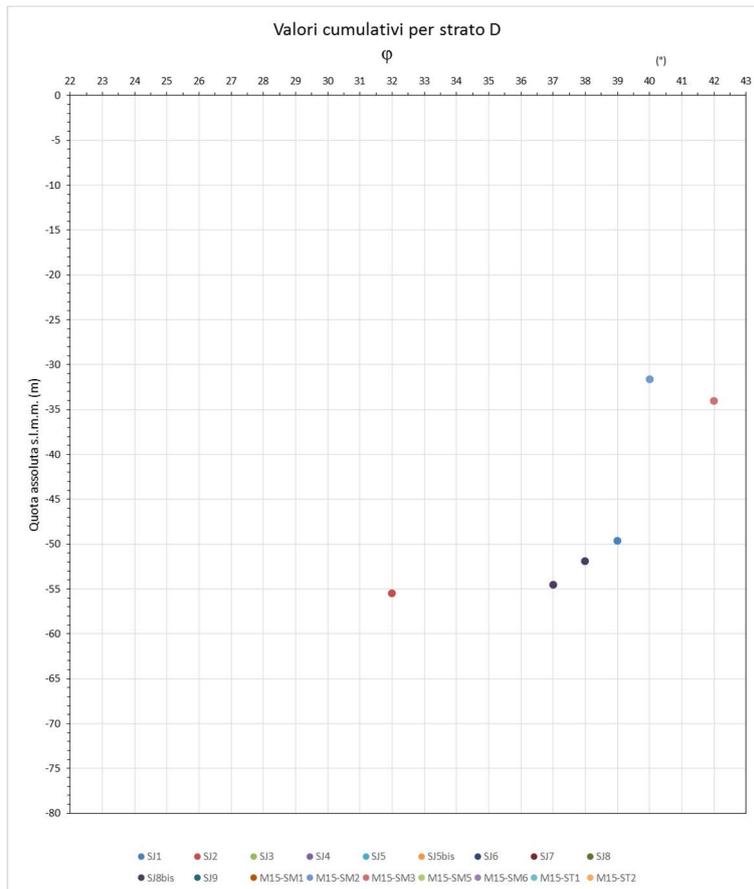


Figura 5-26: Valori dell'angolo di taglio.

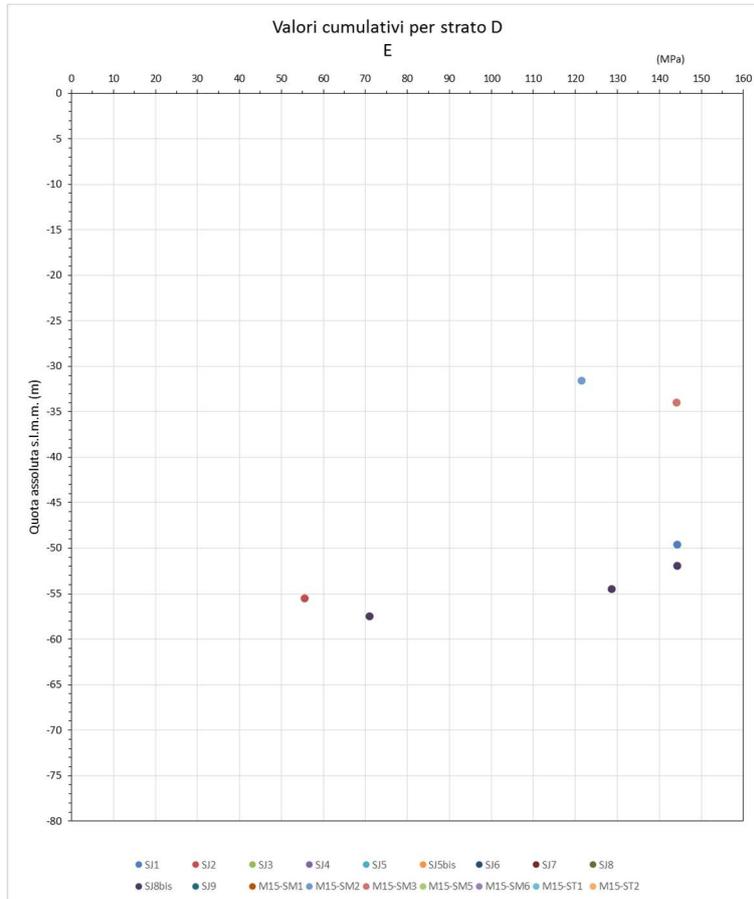


Figura 5-27: Valori del modulo di Young.

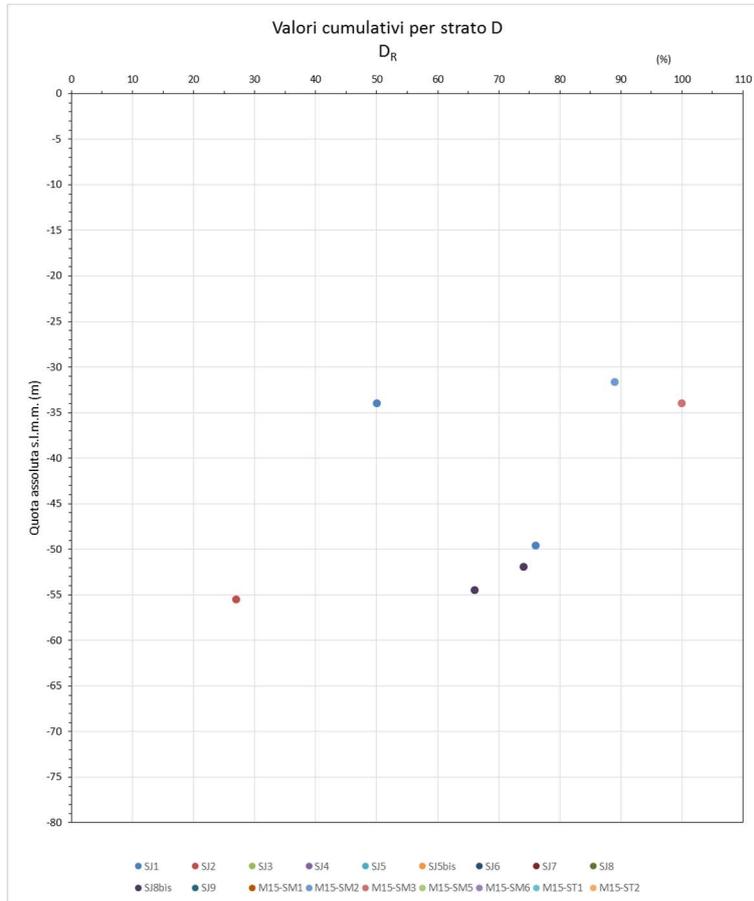


Figura 5-28: Valori dello stato di addensamento.

## 5.6 UNITÀ E (LIMI ARGILLOSI ED ARGILLE LIMOSE PROFONDE)

Questa unità è costituita da un limo (60%) ed argilla (20%) in percentuali variabili a seconda della profondità e della posizione planimetrica; la frazione di fine complessiva è compresa tra 43% e 100% con media pari a 85%.

Il limite liquido è compreso tra 23 e 55 con media pari a 42, il limite plastico è compreso tra 18 e 30 con media pari a 25 e l'indice di plasticità è compreso tra 4 e 26 con media pari a 16.

Il contenuto d'acqua è compreso tra 20% e 46% e peso di volume compreso tra 17.6 kN/m<sup>3</sup> e 21.1 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 19.5 kN/m<sup>3</sup>).

L'unità, come sopra accennato, si presenta con percentuali granulometriche variabili a seconda della profondità e della posizione planimetrica. Nel settore di levante, il materiale appare normal consolidato e presenta una frazione di sabbia maggiore rispetto a quello del settore di ponente. A ponente, invece, esso si presenta con frazioni di argilla maggiori e una debole sovraconsolidazione. Anche per quanto riguarda le resistenze valutate in termini di coesione non drenata si hanno alcune differenze: a levante si registrano valori nell'ordine di 80÷120 kPa, mentre il materiale a ponente è caratterizzato da valori di coesione non drenata dell'ordine di 120÷180 kPa.

Nei profili geotecnici l'unità è stata distinta in due porzioni

Unità E           ⇒     limi argillosi (settore di ponente)

Unità E\*         ⇒     limi sabbiosi (settore di levante)

Tale suddivisione ha tuttavia influenza limitata ai fini del calcolo, che viene eseguito con riferimento ai parametri geotecnici più cautelativi, assegnati sia all'unità E, sia all'unità E\*.

5.6.1 Interpretazione prove SPT

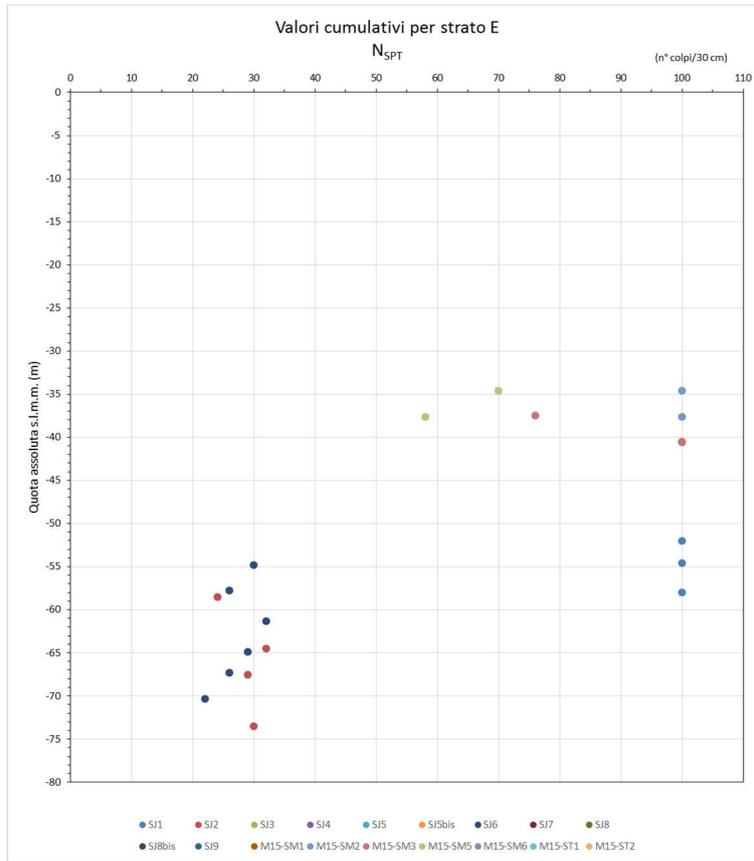


Figura 5-29: Valori indice SPT.

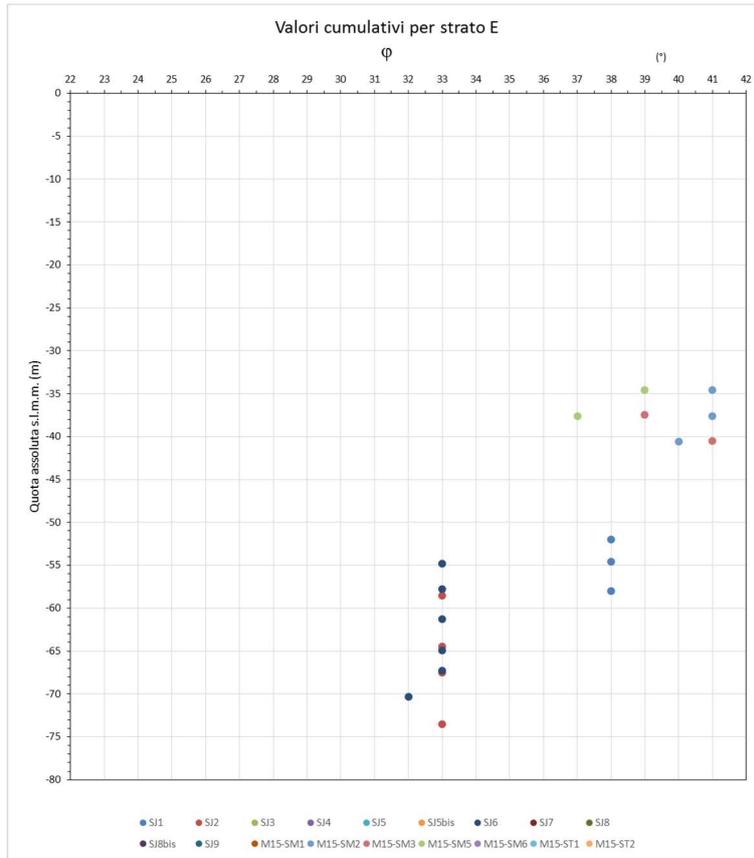


Figura 5-30: Valori dell'angolo di taglio.

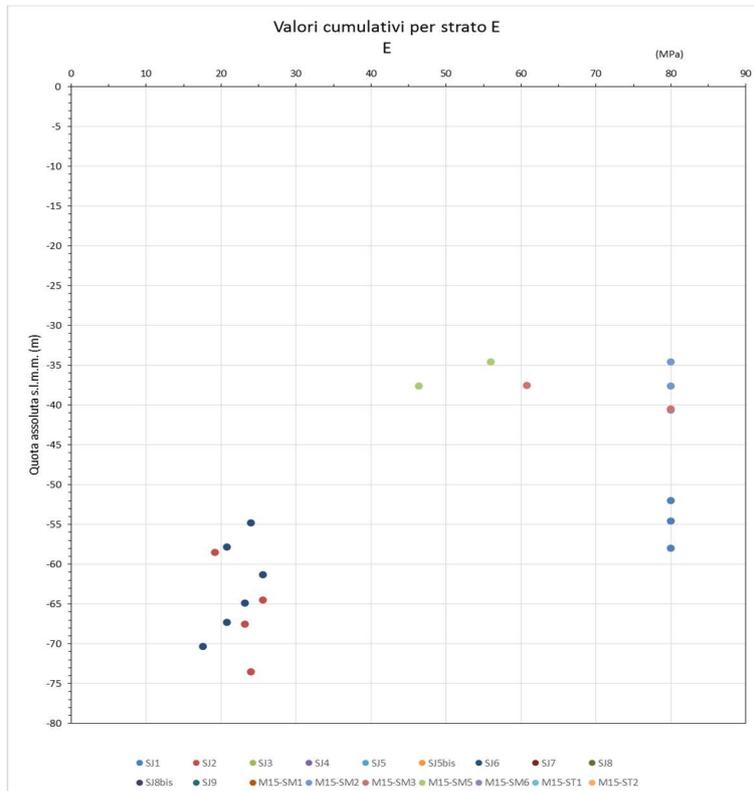


Figura 5-31: Valori del modulo di Young.

5.6.2 Interpretazione prove CPTU

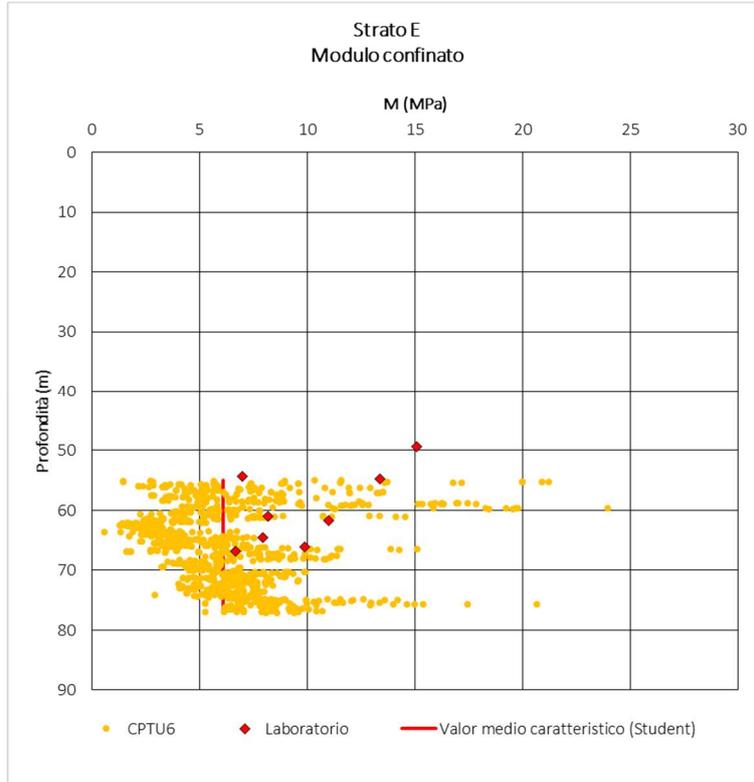


Figura 5-32: Valori modulo confinato.

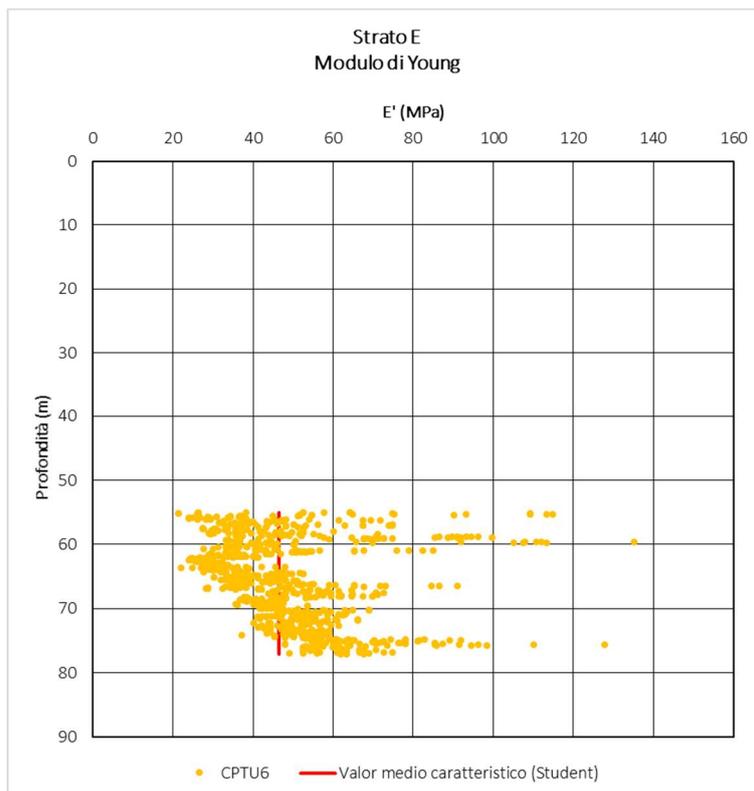


Figura 5-33: Valori del modulo di Young.

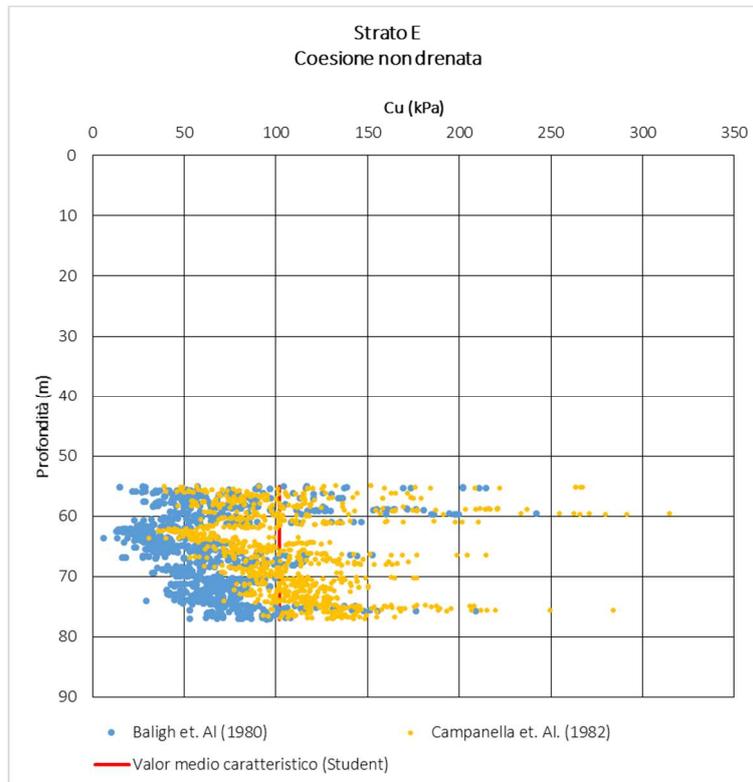


Figura 5-34: Valori della coesione non drenata.

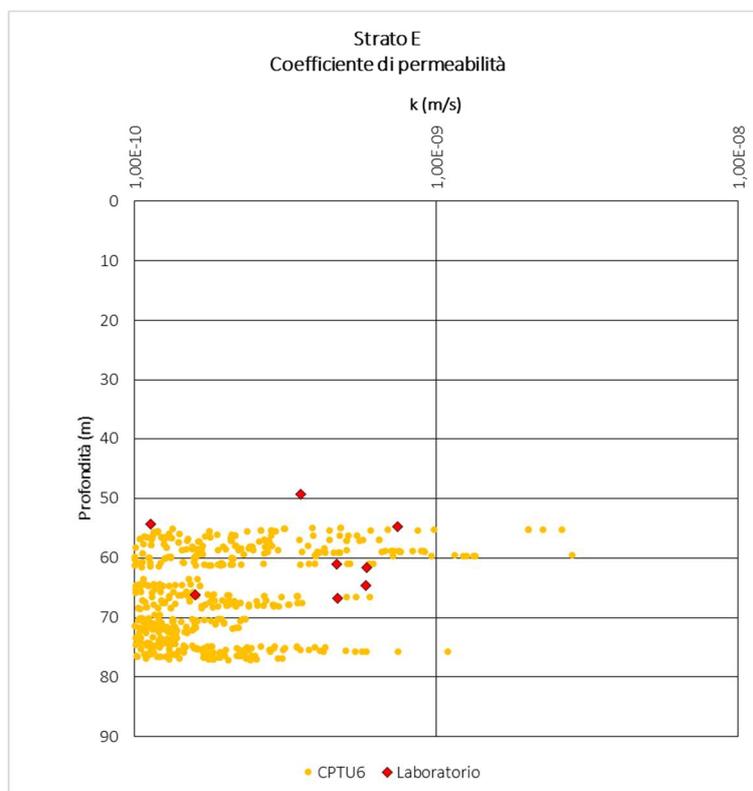


Figura 5-35: Valori del coefficiente di permeabilità.

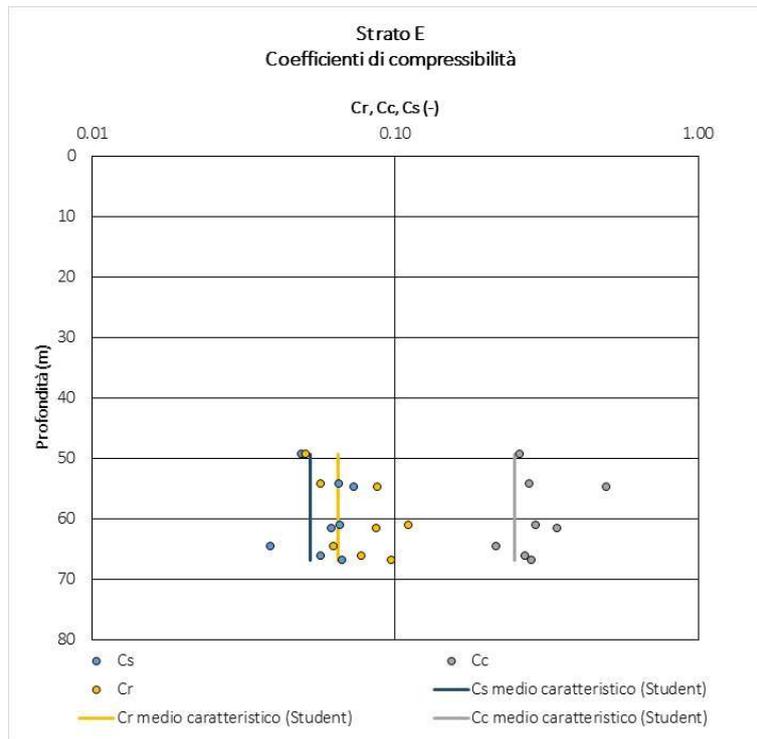


Figura 5-36: Valori dei coefficienti di compressibilità.

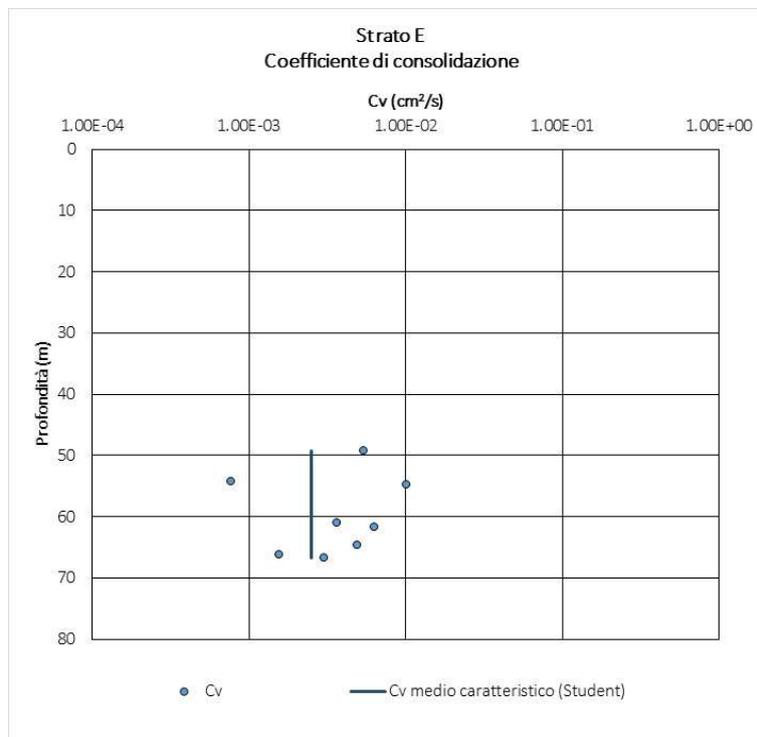


Figura 5-37: Valori del coefficiente di consolidazione.

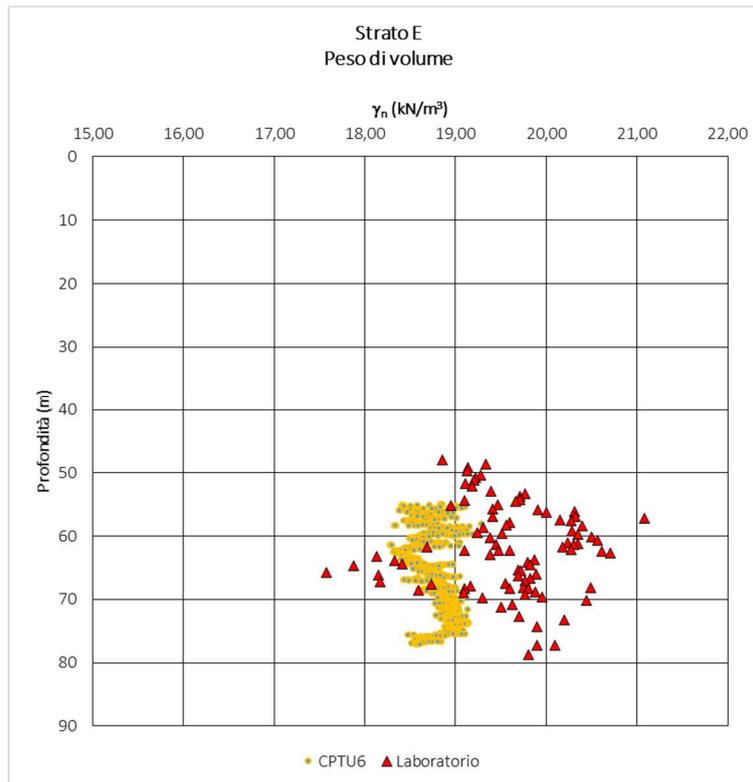


Figura 5-38: Valori del peso di volume.

## 5.7 UNITÀ F (METABASALTO)

Si tratta di metabasalti massivi e a pillow, con orizzonti di breccie basaltiche a tessitura fluidale, più raramente in filoni massicci a tessitura doleritica e con locali filoni decimetrico-metrici di metadioriti. I metabasalti si presentano poco deformati; un accenno di scistosità è più evidente dove si osserva lo stiramento dei pillow, che raramente è accentuato.

Il peso di volume è compreso tra  $22.5 \text{ kN/m}^3$  e  $24 \text{ kN/m}^3$  a seconda del grado di fratturazione presente.

Essi sono stati reperiti nelle indagini geotecniche solamente nel sondaggio S5 e S5 bis che ha individuato la zona di vertice del sistema roccioso basale.

Il tetto dell'Unità F è stato determinato mediante l'esecuzione di specifica indagine geofisica, confermando la presenza dei metabasalti a una profondità minima di -45/-50 m s.l.m. proprio in corrispondenza del sondaggio SJ5/SJ5 bis. In tutti gli altri casi l'unità F si riscontra oltre i -65/-70 m s.l.m..

## 5.8 UNITÀ G (LIMI SABBIOSO ARGILLOSI INTERMEDI)

Questa unità è costituita da un limo (65%) sabbioso (20%) con argilla (10%) in percentuali variabili a seconda della profondità e della posizione planimetrica; la frazione di fine complessiva è compresa tra 52% e 98% con media pari a 76%.

Il contenuto d'acqua è compreso tra 16% e 49% e peso di volume compreso tra 17.3 kN/m<sup>3</sup> e 19.6 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.3 kN/m<sup>3</sup>).

### 5.8.1 Interpretazione prove SPT

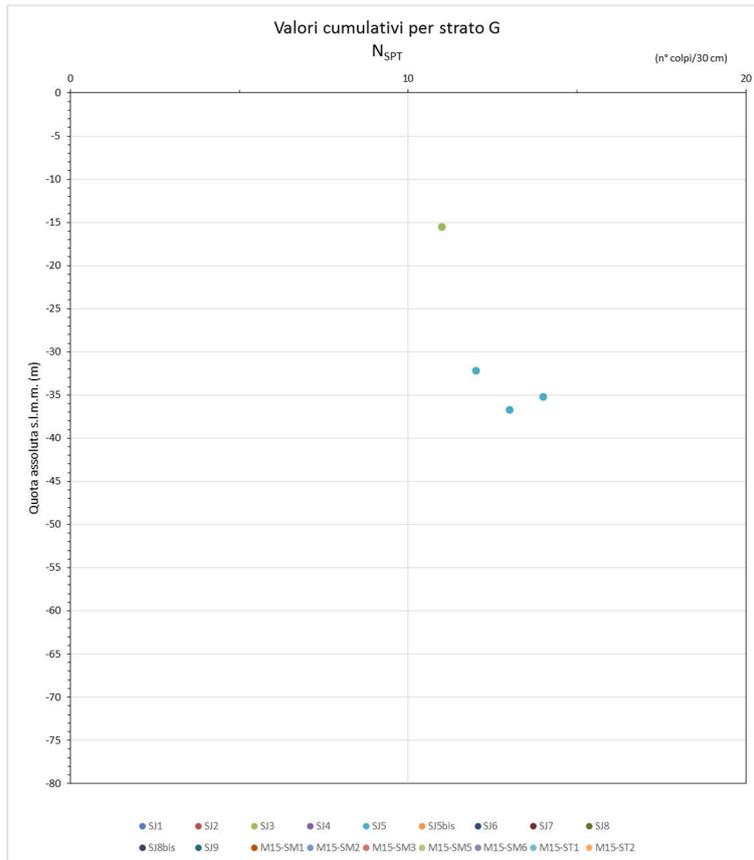


Figura 5-39: Valori indice SPT.

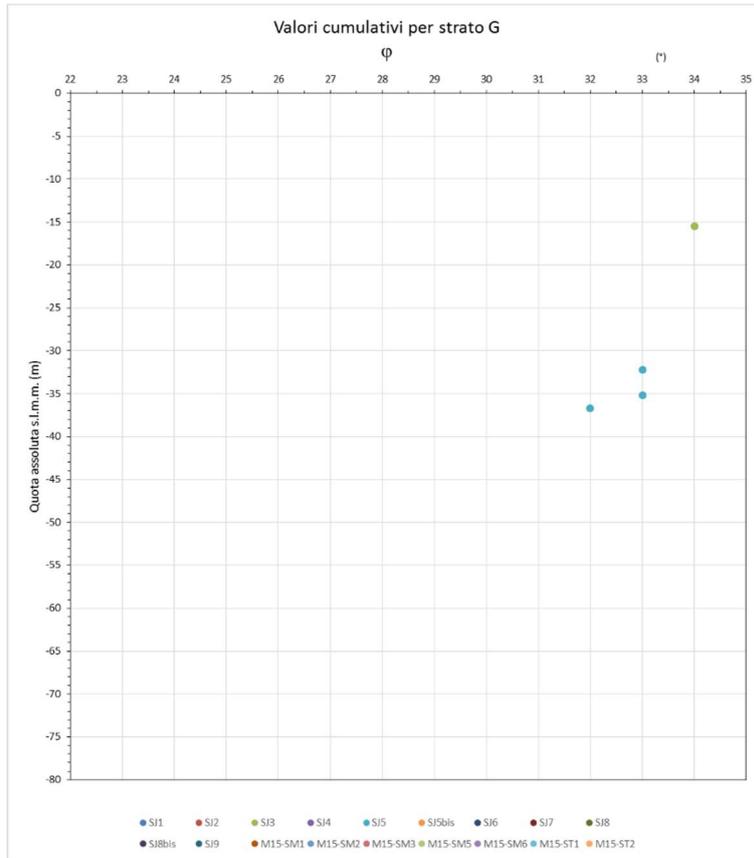


Figura 5-40: Valori dell'angolo di taglio.

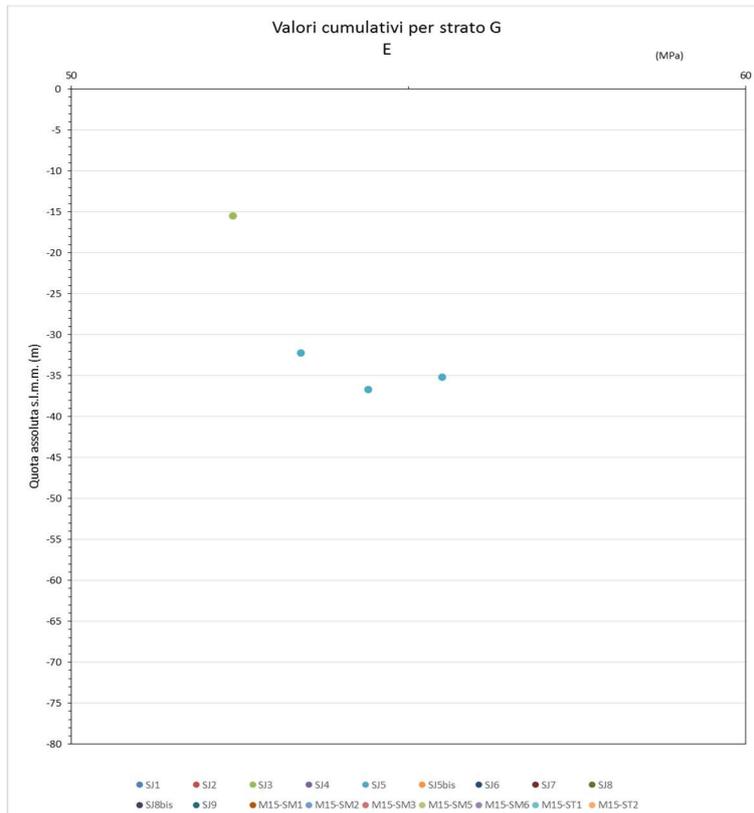


Figura 5-41: Valori del modulo di Young.

5.8.2 Interpretazione prove CPTU

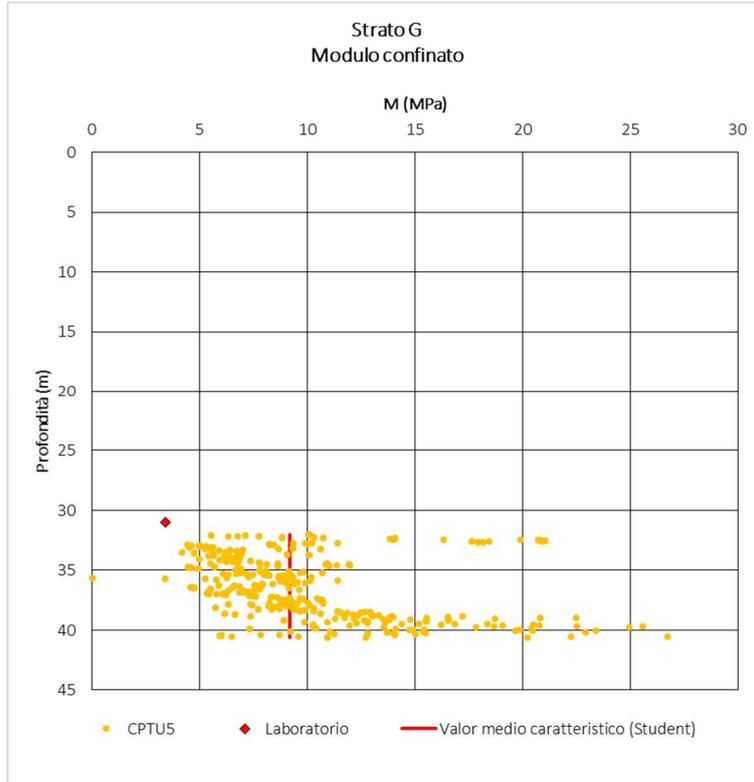


Figura 5-42: Valori modulo confinato.

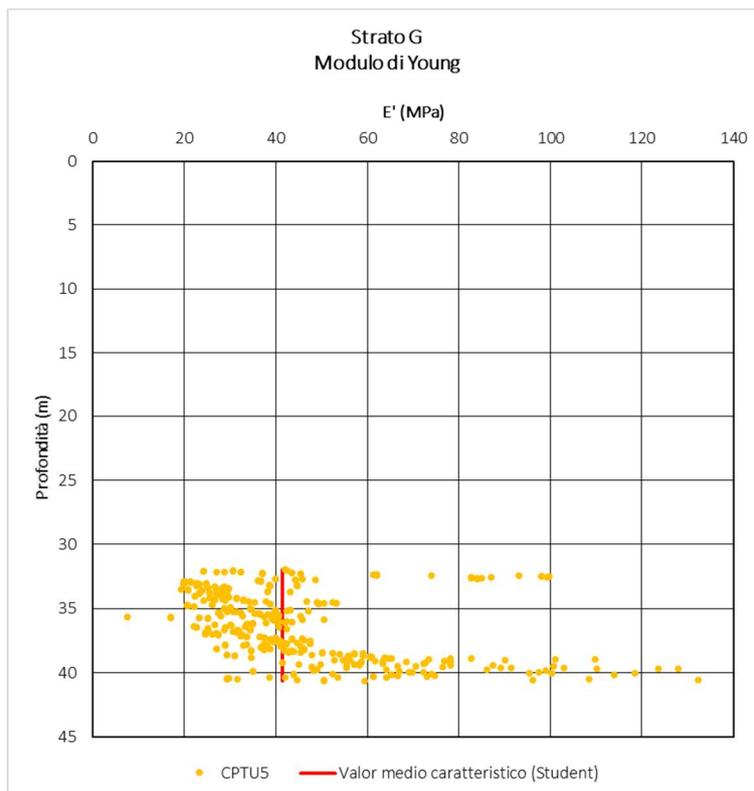


Figura 5-43: Valori del modulo di Young.

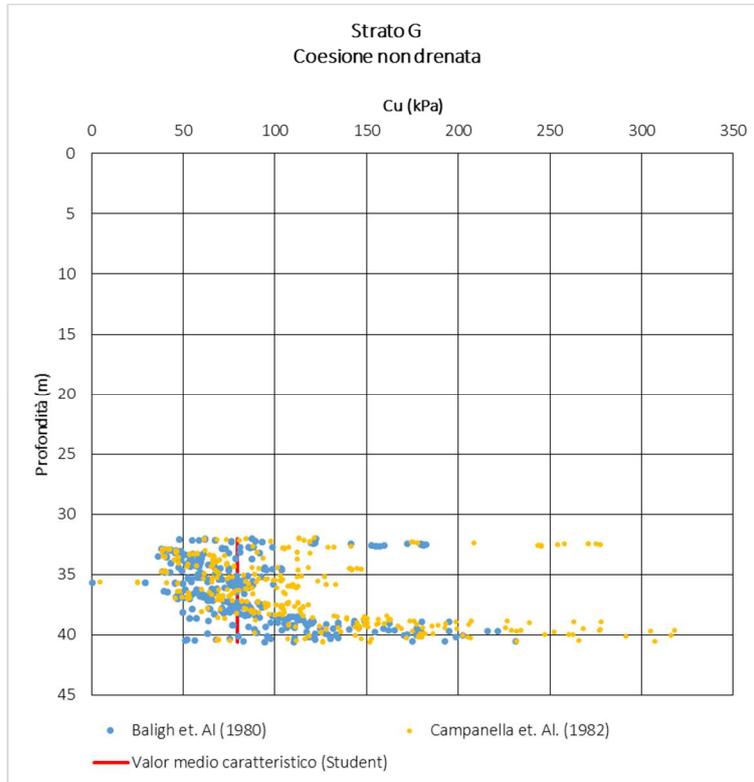


Figura 5-44: Valori della coesione non drenata.

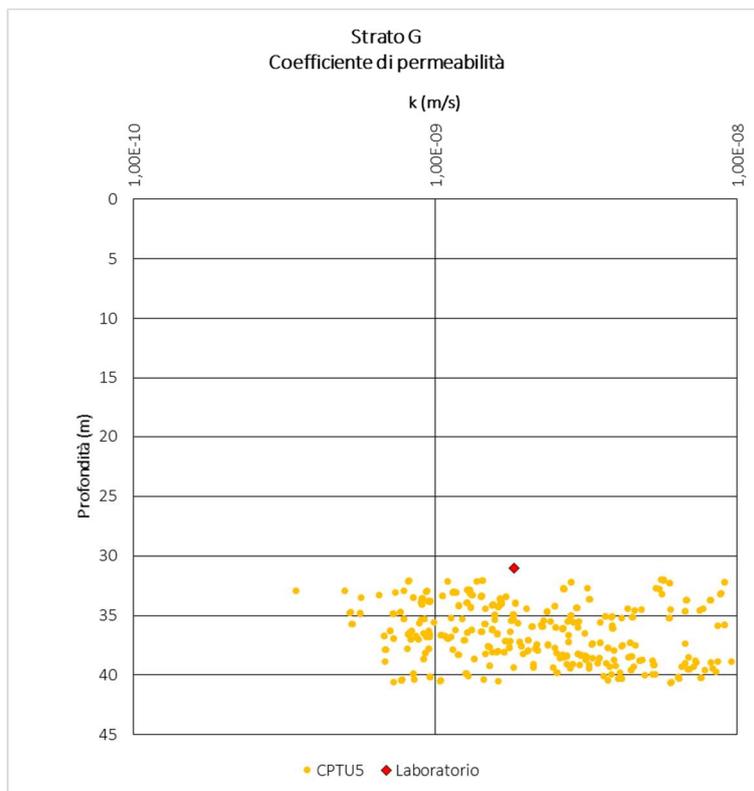


Figura 5-45: Valori del coefficiente di permeabilità.

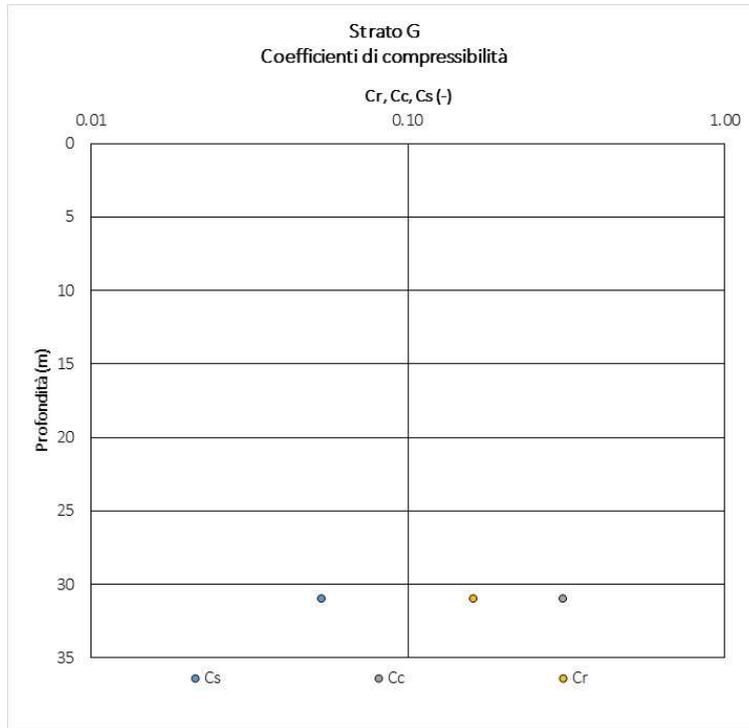


Figura 5-46: Valori dei coefficienti di compressibilità.

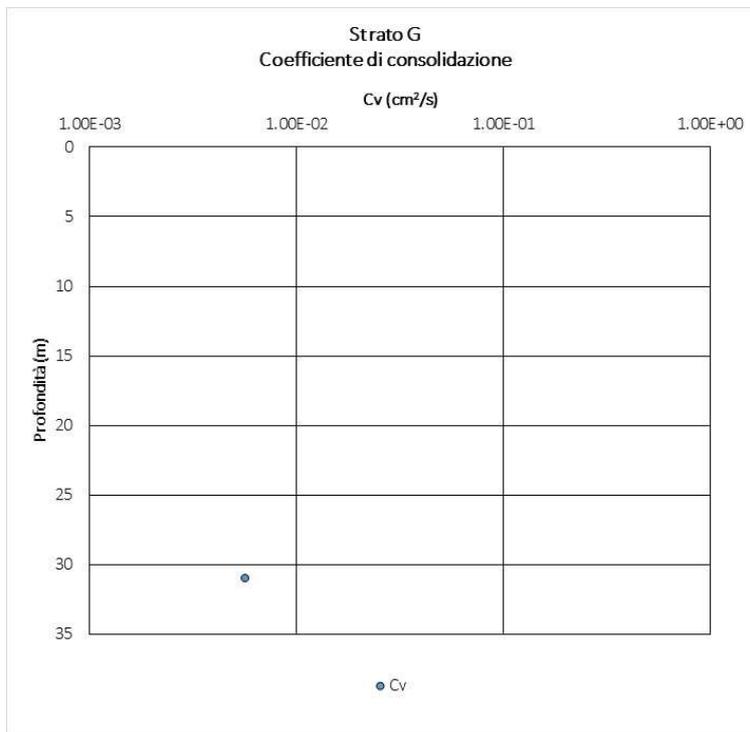


Figura 5-47: Valori del coefficiente di consolidazione.

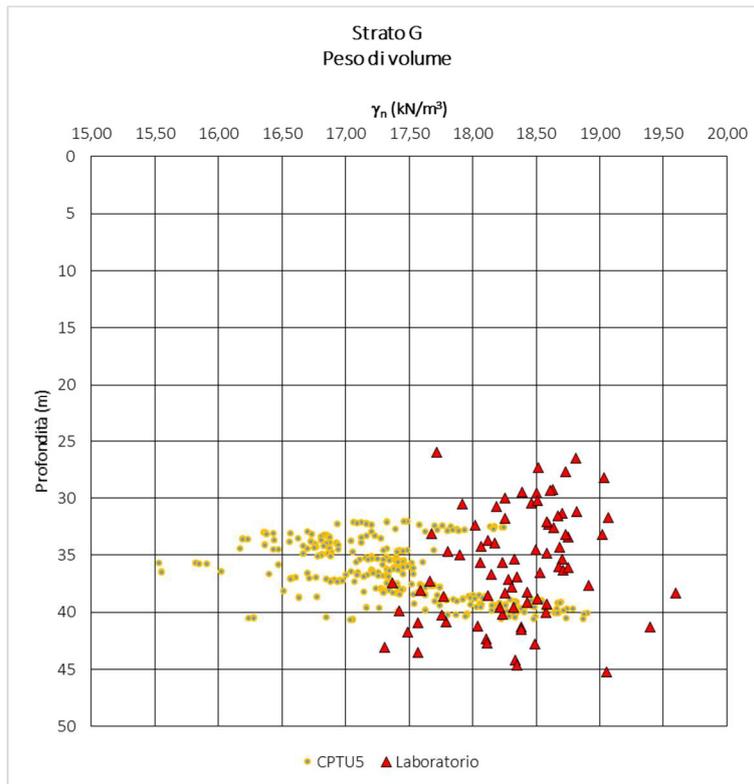


Figura 5-48: Valori del peso di volume.

## 5.9 SINTESI DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI PROGETTO

Si riepilogano di seguito le unità geotecniche individuate per i terreni presenti in sito:

- Unità A: Questa unità rappresenta il materiale di fondale; essa è costituita da sabbie (57% in media) limose (34% in media) a debole componente argillosa (6% in media) e ghiaiosa (2% in media) con contenuto d'acqua compreso tra 17% e 46% e peso di volume compreso tra 17.6 kN/m<sup>3</sup> e 19.9 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.8 kN/m<sup>3</sup>);
- Unità B: Questa unità è costituita da alternanze di sabbie fini limose e limi sabbiosi e si presenta mediamente addensata; l'alternanza è osservabile dall'analisi del contenuto di fine (120 risultati dalle prove di laboratorio) che presenta una variabilità compresa tra 6% e 89% senza particolare dipendenza dalla profondità. L'analisi descrittiva mostra che il valore più frequente del contenuto di fine si attesta intorno al 39%. Il contenuto d'acqua risulta compreso tra 4% e 74% mentre il peso di volume risulta compreso tra 17.3 kN/m<sup>3</sup> e 21.3 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.75 kN/m<sup>3</sup>);
- Unità C: Questa unità è costituita da una sabbia media con percentuale di fine compresa tra 4% e 57%; il valore più frequente di CF è 25% ed è prevalentemente costituito dalla frazione limosa. Il contenuto d'acqua è compreso tra 15% e 32% e peso di volume compreso tra 18.3 kN/m<sup>3</sup> e 21.9 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 19.4 kN/m<sup>3</sup>);
- Unità D: Questa unità è costituita da una ghiaia e sabbia con percentuale di fine compresa tra 5% ed il 10%; il valore medio di CF è 8%. Il contenuto d'acqua è compreso tra 9% e 37% e peso di volume compreso tra 18.4 kN/m<sup>3</sup> e 23.5 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 20 kN/m<sup>3</sup>);
- Unità E/E\*: Questa unità è costituita da un limo (60%) ed argilla (20%) in percentuali variabili a seconda della profondità e della posizione planimetrica; la frazione di fine complessiva è compresa tra 43% e 100% con media pari a 85%. Il limite liquido è compreso tra 23 e 55 con media pari a 42, il limite plastico è compreso tra 18 e 30 con media pari a 25 e l'indice di plasticità è compreso tra 4 e 26 con media pari a 16. Il contenuto d'acqua è compreso tra 20% e 46% e peso di volume compreso tra 17.6 kN/m<sup>3</sup> e 21.1 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 19.5 kN/m<sup>3</sup>);
- Unità F: L'unità è costituita da rocce meta basaltiche ed è stata rinvenuta solamente presso il sondaggio SJ5 lungo la sezione stratigrafica G-G. Tale unità è individuata a una profondità di circa 27 m dal fondale;
- Unità G: Questa unità è costituita da un limo (65%) sabbioso (20%) con argilla (10%) in percentuali variabili a seconda della profondità e della posizione planimetrica; la frazione di fine complessiva è compresa tra 52% e 98% con media pari a 76%. Il contenuto d'acqua è compreso tra 16% e 49% e peso di volume compreso tra 17.3 kN/m<sup>3</sup> e 19.6 kN/m<sup>3</sup> (con media pari a 18.3 kN/m<sup>3</sup>).

La seguente

---

Tabella 5-1 riporta la sintesi dei parametri ottenuti per la caratterizzazione dei terreni costituenti il Volume Significativo; essa riporta, suddivisi per tutte le unità individuate, i valori medio, caratteristico e la deviazione standard in accordo con quanto illustrato nel paragrafo 4.4.

*Tabella 5-1: Caratterizzazione delle unità stratigrafiche.*

Unità Stratigrafica		$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Materiale/frazione granulare				Materiale/frazione coesivo		
			$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	DR (%)	E (MPa)	$c_u$ (kPa)	M (MPa)	E (*) (MPa)
<b>A</b>	Valore medio	-	32	0	39	-	-	-	-
Sabbie limose di fondale	Deviazione standard	-	4	0	14	-	-	-	-
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>18.8</b>	<b>32</b>	<b>0</b>	<b>33</b>	-	-	-	-
<b>B</b>	Valore medio	-	35	12	49	45	116	16	12
Alternanze di sabbie fini limose e limi sabbiosi	Deviazione standard	-	2		15	27	64	7	5.2
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>18.7</b>	<b>34</b>	<b>11</b>	<b>46</b>	<b>42</b>	<b>109</b>	<b>15</b>	<b>11</b>
<b>C</b>	Valore medio	-	35	0	51	-	-	-	-
Sabbia media debolmente limosa	Deviazione standard	-	2	0	14	-	-	-	-
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>19.4</b>	<b>34</b>	<b>0</b>	<b>47</b>	-	-	-	-
<b>D</b>	Valore medio	-	38	0	58	48	-	-	-
Ghiaie e sabbie	Deviazione standard	-	3	0	24	16	-	-	-
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>20</b>	<b>35</b>	<b>0</b>	<b>48</b>	<b>47</b>	-	-	-
<b>E/E*</b>	Valore medio	-	36	0	58	48	106	6	4.4
Limi argillosi e argille profonde /limi sabbiosi	Deviazione standard	-	3	0	24	16	32	3	2
	<b>(**)</b>	<b>19.5</b>	<b>35</b>	<b>0</b>	<b>48</b>	<b>47</b>	<b>100</b>	<b>6</b>	<b>4</b>
<b>G</b>	Valore medio	-	33	10	33	41	83	10	7.4
Limo sabbioso-argilloso intermedio	Deviazione standard	-	1	8	1	21	37	4	3
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>18.3</b>	<b>32</b>	<b>8</b>	<b>31</b>	<b>41</b>	<b>80</b>	<b>9</b>	<b>6.7</b>
<b>R</b>	Valore medio		38		63	85	-	-	-
Riporto	Deviazione standard		4		29	33	-	-	-
	<b>Valore caratteristico</b>	<b>20</b>	<b>36</b>		<b>50</b>	<b>71</b>	-	-	-

(\*)  $E = M(1-2v^2)(1-v)$  con  $v = 0.3$

(\*\*) Valori desunti da interpretazione di prove SPT/CPTU; per la componente granulare dell'Unità E i valori sono ritenuti poco significativi e nella stima dei cedimenti si è fatto riferimento al comportamento dei materiali coesivi.

Con riferimento alla tabella sopra riportata, si nota che per le Unità B, E e G sono stati individuati parametri relativi sia alla frazione più granulare, sia alla frazione più fine.

Tale scelta progettuale è dovuta al fatto che le unità geotecniche più fini presenti in sito sono caratterizzate da una continua alternanza di sottostrati più fini e più grossolani. Tale condizione è in particolare ricorrente per le unità B e G, mentre l'unità E è caratterizzata da una prevalenza di materiali fini limosi e argillosi nel settore di ponente e limi sabbiosi in quello di levante. I moduli di elasticità M ed E sopra riportati fanno pertanto riferimento alle due differenti frazioni granulometriche presenti; in particolare, il modulo edometrico M è ricavato per i campioni a granulometria più fine, mentre il modulo di Young E è ricavato da campioni a granulometria più grossolana.

Per ciascuna unità geotecnica individuata il comportamento assegnato corrisponde al comportamento prevalente dei sottostrati che lo caratterizzano, avendo preventivamente appurato che, ad eccezione della sola Unità E, le frazioni coesive sono caratterizzate da modesti subspessori e pertanto il comportamento complessivo dello strato è da assumersi di tipo drenato. Questa successione, tipica dell'intera area costiera di Genova, è stata ampiamente riscontrata in tutti i sondaggi disponibili e ha permesso di individuare le Unità Geotecniche di riferimento attribuendo loro correttamente il comportamento.

Per l'unità B, caratterizzata da un'alternanza di livelli fini e granulari, in fase di calcolo è stata sviluppata un'analisi di sensitività, volta a identificare la scelta dei parametri deformativi cautelativi nei confronti dei cedimenti attesi delle opere. In particolare, l'approfondimento è stato eseguito in fase di calcolo con riferimento alle opere di conterminazione (si faccia riferimento al Capitolo 7 dell'elaborato APE0009), per cui sono stati considerati due differenti valori del modulo di Young: un valore di Lower Bound, pari a 15 MPa, ottenuto sottraendo al valor medio caratteristico la deviazione standard e corrispondente alla porzione più fine, e un valore di Progetto, pari a 42 MPa, ottenuto con riferimento al valor medio caratteristico; la condizione più gravosa per i cedimenti è quella caratterizzata da 15 MPa di modulo di Young e pertanto tale valore viene considerato, con approccio cautelativo, per la caratterizzazione dell'intera unità B in fase di calcolo.

L'Unità E/E\*, a comportamento marcatamente coesivo, è stata caratterizzata da parametri di resistenza a breve e a lungo termine e da modulo di deformazione a breve e a lungo termine. Le analisi svolte hanno tenuto in considerazione il comportamento non drenato e quello in fase di consolidazione, considerando i parametri più gravosi ( $M = 6 \text{ MPa}$ ).

Per quanto riguarda l'unità E/E\* si riportano di seguito i parametri di consolidazione desunti dall'analisi delle prove di laboratorio disponibili.

Tabella 5-2 Sintesi parametri di consolidazione

Unità	Cc	Cr	e <sub>0</sub>	cv
-	-	-	-	m <sup>2</sup> /s
E/E*	0.305	0.08	0.77	4.5E-07

Per quanto riguarda le resistenze valutate in termini di coesione non drenata si hanno alcune lievi differenze: a levante (unità E) si registrano valori nell'ordine di 80 ÷ 120kPa, caratteristico ( $c_{u,k}$ ) = 100 kPa, mentre il materiale a ponente (Unità E\*) è caratterizzato da valori di coesione non drenata dell'ordine di 120 ÷ 180 kPa caratteristico ( $c_{u,k}$ )= 150 kPa. Nella parametrizzazione di

Tabella 5-1 per la coesione drenata è stato assunto il valore caratteristico inferiore, ovvero  $(c_{u,k}) = 100\text{kPa}$ ,

Nei profili geotecnici l'unità è stata distinta in

Unità E  $\Rightarrow$  limi argillosi (settore di ponente)

Unità E\*  $\Rightarrow$  limi sabbiosi (settore di levante)

In merito al posizionamento dell'estradosso dell'unità F metabasaltica, esso è stato determinato sulla base delle indagini disponibili; si nota tuttavia che il substrato roccioso è in tutti i casi posizionato a profondità considerevoli e pertanto la variabilità della posizione di estradosso di questo strato ha poca rilevanza nella determinazione dei cedimenti, influenzando solamente l'aliquota di consolidazione del cedimento imputabile all'unità E, che tra l'altro incide per circa 10 cm, come descritto negli elaborati specialistici dedicati relativi ai Lotti 5 e 10B, ed è quindi compensabile in fase costruttiva dalla realizzazione dei massi di coronamento, che hanno peraltro la funzione di livellamento dell'estradosso dei cassoni.

## 6 CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE DA COSTRUZIONE DEL RIEMPIMENTO SOTTO FORMA DI FANGHI

### 6.1 ASPETTI GENERALI

Come previsto dal progetto definitivo, il materiale di smarino proveniente dallo scavo delle opere in sotterraneo, opportunamente ridotto in elementi con curva granulometrica inserita all'interno di un fuso ben specifico, sarà riversato all'interno della cassa di colmata attraverso la realizzazione di uno slurrydotto la cui funzione sarà quella di permetterne il trasporto sotto forma di fanghi fino al mare.

Raggiunto lo spazio a mare, attraverso tubi, sarà posato direttamente sul fondale mediante un dispersore appositamente progettato per lo scopo.

Esso, quindi, una volta posato in mare, subirà processo di sedimentazione, consolidazione primaria e secondaria, fino all'essiccazione.

In sostanza il materiale sarà refluito nella vasca di colmata sotto forma di un fango con alto rapporto tra volume di acqua e volume della parte solida; la conoscenza della legge che definisce la relazione tra indice dei vuoti e stato tensionale agente è importante al fine della determinazione del volume che occuperà il terreno una volta posato.

In linea generale quando un fango ad alto rapporto tra volume di acqua e volume della parte solida viene posato idraulicamente, subisce un processo in cui inizialmente la frazione argillosa tende a flocculare, successivamente sedimenta ed, infine, consolida.

Durante il processo di sedimentazione viene a crearsi la separazione tra la parte solida e la parte liquida e l'interfaccia di separazione tende ad abbassarsi al crescere dello spessore del terreno sedimentato; il processo di sedimentazione termina nel momento in cui la velocità di abbassamento dell'interfaccia tende a zero e restano presenti solamente il terreno sedimentato e l'acqua chiara.

La seguente Figura 6-1 mostra la rappresentazione del processo appena descritto.

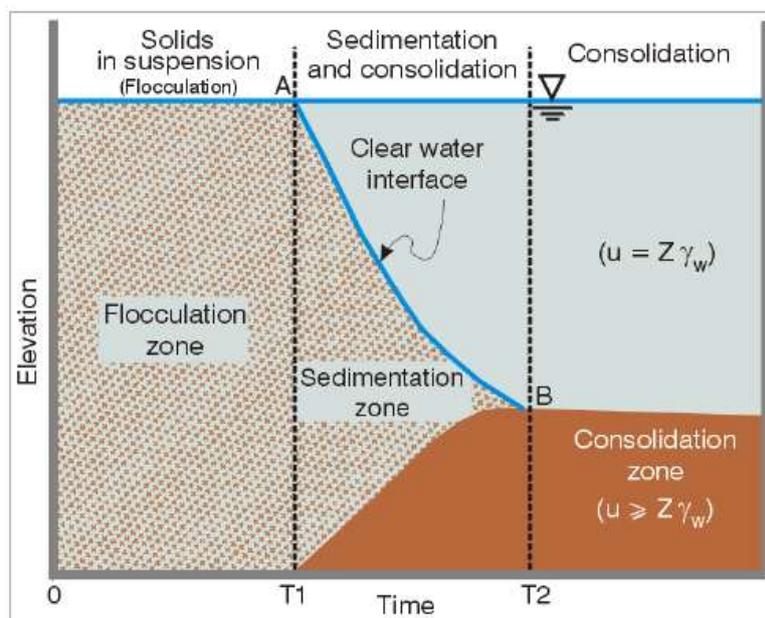


Figura 6-1 Processo di sedimentazione e consolidazione dei fanghi di dragaggio.

Stark (2005) ha studiato questi processi ed è pervenuto ad una formulazione che è stata adottata con successo dall'US Army Corps of Engineers (2015).

Lo scopo della formulazione di Stark è quello di capire se e quali sono i benefici derivati dalla posa in casse di colmata di materiali di dragaggio e se è possibile determinare l'incremento di capacità della cassa di colmata dovuto alla riduzione di altezza del riempimento a causa dei processi di sedimentazione, consolidazione primaria e secondaria ed essiccazione (per la parte fuori acqua).

È stato osservato che i tre processi naturali che condizionano il comportamento a lungo termine del materiale dragato sono la consolidazione primaria, secondaria e l'essiccazione; il processo di sedimentazione è, di contro, molto rapido mobilitandosi in poco tempo dopo la fase di deposizione.

Considerando che il materiale di smarino subisce un processo di trattamento tale da presentarsi sotto forma di fanghi a granulometria controllata, si ritiene plausibile attribuirgli un comportamento appartenente alla categoria dei materiali di dragaggio, in accordo alla formulazione di Stark (2005).

## 6.2 DATI DISPONIBILI SUL MATERIALE DI SMARINO

I dati disponibili per la caratterizzazione del materiale di smarino sono:

1. Granulometria ottenibile da scavi con macchinari fresanti simili a quelli adottati per il progetto della Gronda, SPEA 2017;
2. Calcoli preliminari dello slurrydotto, SPEA 2017;
3. Determinazioni sperimentali per la redazione di un disciplinare tecnico per la gestione delle terre e rocce derivanti dallo scavo di gallerie, Politecnico di Torino 2010.

### 6.2.1 Granulometria

SPEA (2017) ha fornito un fuso granulometrico di riferimento per il materiale di smarino che si attende per lo scavo delle gallerie che caratterizzano la Gronda Genovese.

Questo fuso è stato determinato sulla base delle esperienze direttamente avute da SPEA durante lo scavo di varie opere in sotterraneo, scavo eseguito mediante l'impiego di TBM simili a quelle che saranno utilizzate nel lavoro della gronda.

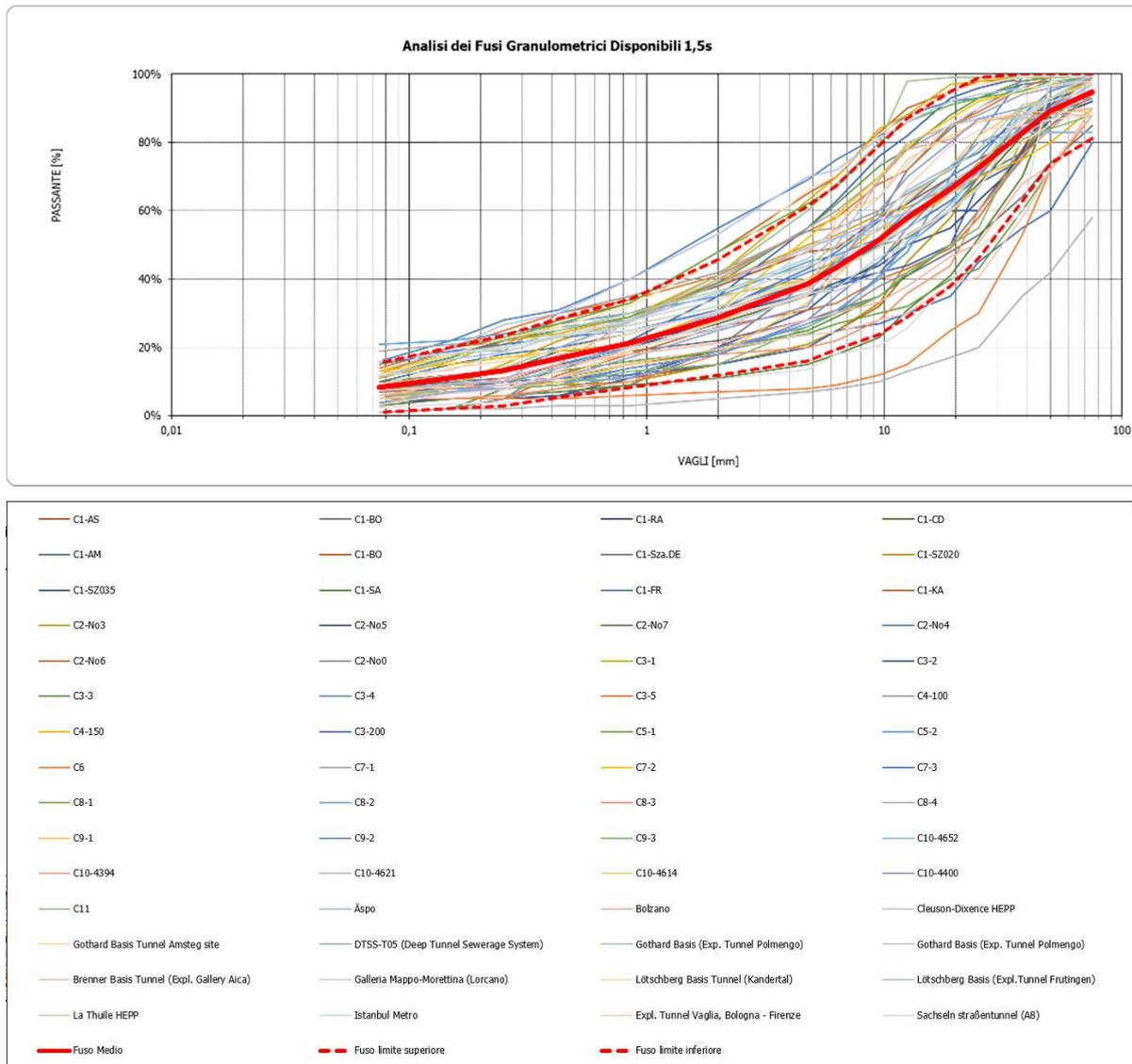


Figura 6-2: Fuso granulometrico di progetto.

La Figura 6-2 mostra che il materiale di riferimento appartiene alla categoria delle sabbie con ghiaie a bassa componente di fine; il passante al 200 può oscillare tra 1% (lower bound) e 15% (upper bound) con una media dell'8%.

### 6.2.2 Calcoli preliminari dello slurrydotto

SPEA (2017) ha determinato la valutazione preliminare delle caratteristiche delle pompe che alimentano lo slurrydotto previsto dal progetto; sulla base di questa valutazione sono stati definiti i seguenti parametri:

1. Peso di volume naturale dei fanghi,  $\gamma_{n, fanghi}$  pari a 13,5 kN/m<sup>2</sup>;
2. Rapporto di diluizione (mistura/parte solida), pari a 3,4 volte<sup>1</sup>

Con riferimento al rapporto di diluizione si osserva come il materiale che si prevede di far scorrere all'interno dello slurrydotto sia molto fluido.

<sup>1</sup> Il rapporto di diluizione è stato calcolato sulla base del tasso orario di mistura e di parte solida,  $Q_{mixture}$  e  $Q_{solid\ matter}$  stimati da SPEA rispettivamente in 2662,2 t/h e 783 t/h.

### 6.2.3 Determinazioni del Politecnico di Torino

Seppur con altri scopi (finalizzati, principalmente, alla determinazione degli additivi per evitare il clogging alla testa della macchina e della migliore tecnica di stabilizzazione del materiale di smarino al fine della costruzione di rilevati), il lavoro del Politecnico di Torino è stato utile per la comprensione delle condizioni del materiale al momento dell'ingresso nell'impianto che costituisce lo slurrydotto.

In particolare si osserva la seguente relazione tra lo slump ed il limite liquido, LL.

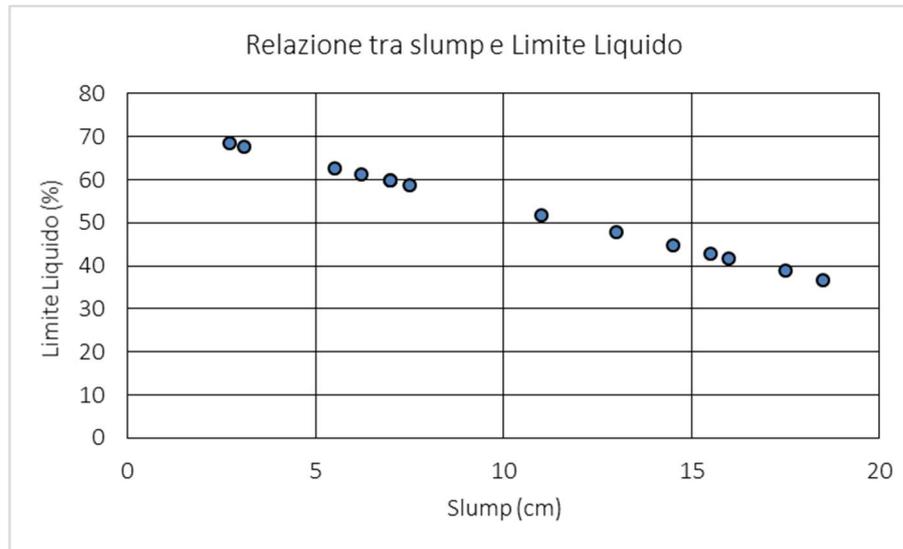


Figura 6-3: Relazione tra slump e Limite Liquido.

## 6.3 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DI RESISTENZA E DEFORMABILITÀ

Nelle condizioni di materiale depositato in condizioni di deposizione in acqua, dove i parametri fondamentali che governano il fenomeno sono la consolidazione a bassi stati tensionali (sedimentazione) e l'elevato contenuto d'acqua, la determinazione dei parametri di resistenza e deformabilità gioca un ruolo importante per la conoscenza dei cedimenti del riempimento e del regime di spinta sulle opere di conterminazione.

### 6.3.1 Caratteristiche di resistenza del materiale a tempo zero

Il materiale di smarino adottato per il riempimento in oggetto, presenta un fuso granulometrico appartenente alla categoria dei terreni granulari con poco contenuto di fine; come si osserva dal fuso granulometrico del materiale, lo stesso si attesta sul campo delle sabbie con ghiaie a bassa componente fine (compresa tra il 1% ed il 15%).

La caratteristica di resistenza principale è pertanto l'angolo di taglio.

Con riferimento alla determinazione dell'angolo di taglio, si fa riferimento al lavoro di Stark et. Al. (2005) che hanno determinato relazioni per la determinazione del valore dell'angolo di taglio residuo al variare del limite di liquidità, LL, e del contenuto di fine, CF.

Il ricorso al valore dell'angolo di taglio in condizioni residue si ritiene appropriato in quanto:

1. Il materiale di riempimento è completamente destrutturato;
2. La saturazione è massima a seguito della permanenza del materiale nello slurrydotto
3. La posa avviene per bassi livelli di tensione verticale.

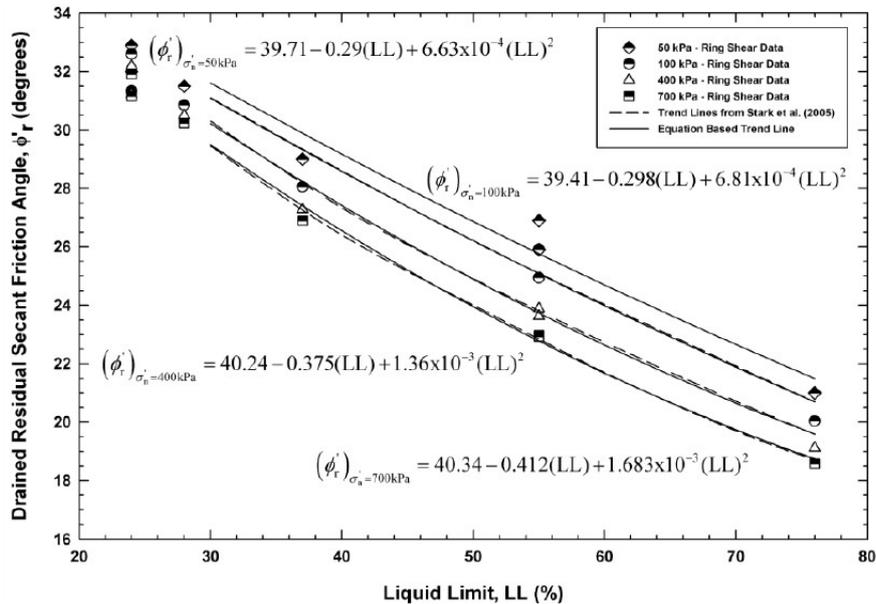


Figura 6-4: Angolo di taglio residuo, per materiali con CF < 20% secondo Stark et. Al. (2005).

Con riferimento a quanto indicato, la seguente Figura 6-5 mostra la variazione dell'angolo di taglio per CF pari al 15% e LL pari a 80% che risulta compreso tra 19° e 21°; si considera il valore  $\phi_{res} = 20^\circ$

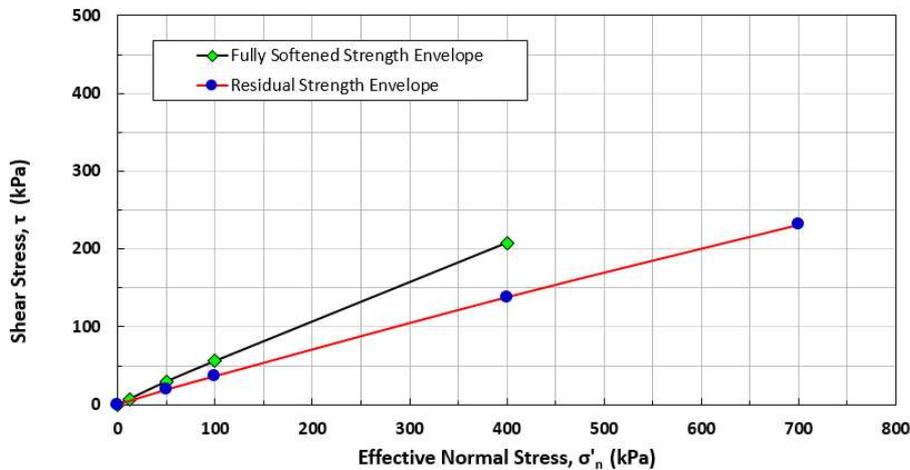


Figura 6-5: Angolo di taglio residuo per il materiale di smarino, secondo Stark et. Al. (2005).

### 6.3.2 Caratteristiche di resistenza del materiale a tempo infinito

In accordo con il processo di sedimentazione individuato da Stark et. Al. (2005), una volta terminata la fase di consolidazione, il materiale di riempimento si è addensato pervenendo, quindi, al raggiungimento delle sue caratteristiche di resistenza finali.

Con riferimento alla determinazione delle caratteristiche di resistenza finali, la Letteratura non da indicazioni chiare in materia e pertanto si è ricercato il valore dell'angolo di taglio di progetto mediante le indicazioni di Bolton (1986) sommando al valore dell'angolo di taglio residuo (confondendolo con l'angolo di taglio a volume costante), il contributo della dilatanza che, per il livello di pressione assume i valori indicati nella seguente figura

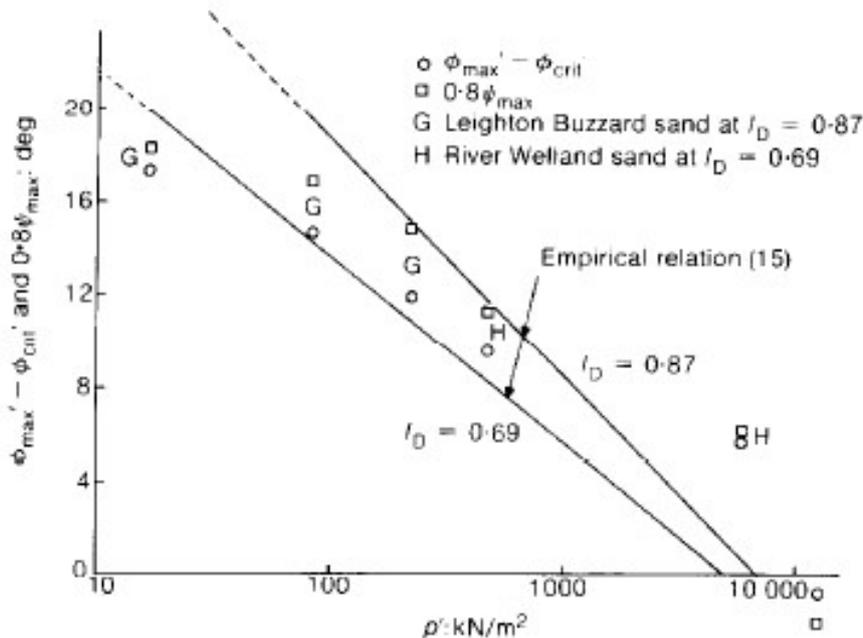


Figura 6-6: Determinazione della dilatanza.

Si osserva che nel range di pressione di riferimento (100 ÷ 300 kPa) il valore della dilatanza  $\psi$  risulta compreso tra 8° e 12°.

Cautelativamente si considera un valore di dilatanza  $\psi = 8^\circ$ .

Il valore dell'angolo di taglio a lungo termine, ossia a riempimento maturato, risulta quindi pari a:

$$\varphi = \varphi_{res} + \psi = 20^\circ + 8^\circ = 28^\circ$$

### 6.3.3 Caratteristiche di deformabilità

Le caratteristiche di deformabilità del materiale sono espresse in termini di variazione di indice dei vuoti,  $e$ , nonché dell'indice di compressione,  $C_c$  e del modulo confinato,  $M$ .

La determinazione dell'indice dei vuoti per terreni rimaneggiati soggetti a bassissimi livelli tensionali, quali i fanghi di dragaggio, e quindi anche il materiale che caratterizza lo smarino in oggetto, fa riferimento al lavoro di Liu e Znidardic (1991) ripreso da Morris et. Al. (2003).

Con riferimento al lavoro di Liu e Znidardic (1991), l'indice dei vuoti è correlato alla tensione verticale efficace agente attraverso la seguente relazione (1).

$$e = A \cdot (\sigma' + Z)^B \tag{1}$$

Dove:

- A e B sono dei coefficienti empirici;
- $\sigma'$  rappresenta il livello tensionale agente.

Con riferimento alle indicazioni di Morris (2003) la (1) si trasforma nella seguente relazione impiegata per la caratterizzazione dell'indice dei vuoti dello smarino.

$$e = e_{SL} \cdot [2,478 \cdot (\sigma')^{-0,112} - 0,802] \tag{2}$$

Dove:

- $e_{SL}$  rappresenta l'indice dei vuoti al limite di saturazione;
- $\sigma'$  rappresenta il livello tensionale agente.

L'indice dei vuoti al limite di saturazione è esprimibile attraverso la (3).

$$e_{SL} = \frac{LL \cdot GS}{100} \quad (3)$$

Dove:

- LL rappresenta il limite liquido in percento, assunto pari a 80;
- GS rappresenta peso dei grani, posto pari a 2,65;

La seguente Figura 6-7 mostra la variazione dell'indice dei vuoti al variare dello stato tensionale agente per il materiale di smarino, calcolata in accordo alla (2) ed alla (3).

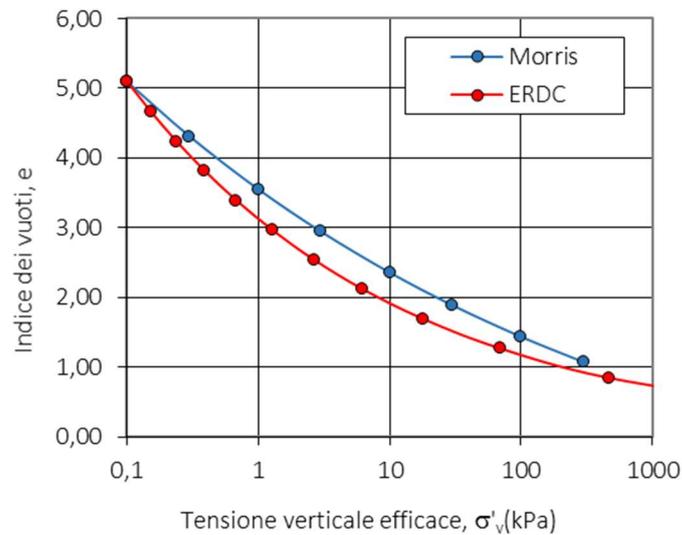


Figura 6-7: Indice dei vuoti per il materiale di smarino, secondo Morris et. Al. (2003).

La determinazione dell'indice di compressione è effettuata in accordo alla teoria della consolidazione monodimensionale mediante la (4).

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log \frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}} \quad (4)$$

Dove:

- $e_1$  e  $\sigma'_1$  rappresentano, rispettivamente, l'indice dei vuoti e la pressione efficace nel generico punto 1;
- $e_2$  e  $\sigma'_2$  rappresentano, rispettivamente, l'indice dei vuoti e la pressione efficace nel generico punto 2;
- lo stato di tensione del generico punto 2 è maggiore dello stato di tensione del generico punto 1.

I valori dell'indice dei vuoti sono stati determinati in accordo alla (2) ed alla (3).

La seguente Figura 6-8 mostra la variazione dell'indice di compressione al variare dello stato tensionale agente per il materiale di smarino, calcolata in accordo alla (4).

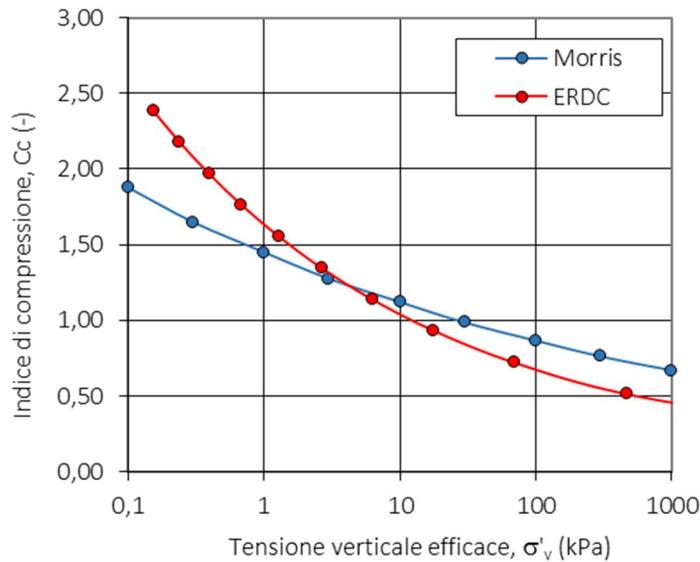


Figura 6-8: Indice di compressione per il materiale di smarino.

### 6.3.4 Determinazione del peso di volume

La determinazione del peso di volume è effettuata a partire dal valore dell'indice dei vuoti, in accordo con le relazioni base della meccanica dei terreni mediante la (5).

$$\gamma_n = \frac{G_s + e}{1 + e} \quad (6)$$

Dove:

- $G_s$  rappresenta peso dei grani, posto pari a 2,65;
- $e$  rappresenta l'indice dei vuoti, per un assegnato livello di pressione verticale efficace,  $\sigma'$ , determinato in accordo alla (2) ed alla (3).

La seguente Figura 6-9 mostra la variazione del peso di volume al variare dello stato tensionale agente per il materiale di smarino, calcolata in accordo alla (6).

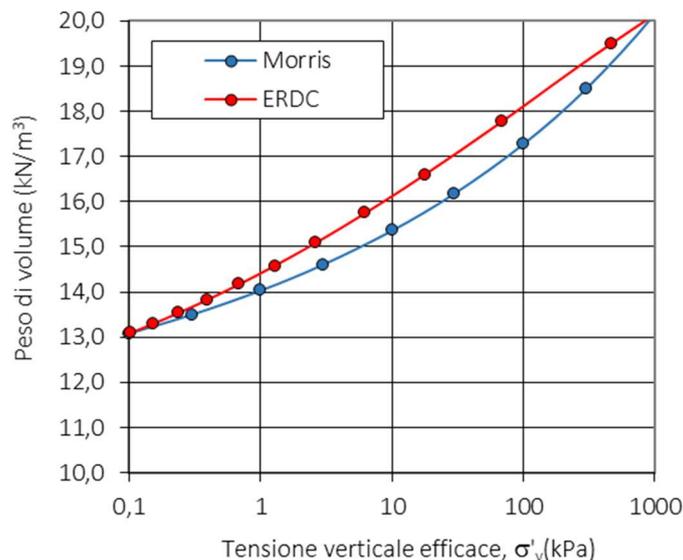


Figura 6-9: Variazione del peso di volume per il materiale di smarino.

A valle della fase di sedimentazione, che è molto rapida, il materiale subisce un processo di consolidazione che lo porta a modificare le sue caratteristiche in accordo con le leggi di comportamento precedentemente illustrate.

Con riferimento alla determinazione del peso di volume si è osservato che esso è dipendente sia dallo stato di tensione agente, sia dal tempo di consolidazione.

Al fine di determinare la legge che lega la modifica del peso di volume con il tempo di consolidazione, si sono sfruttate le formulazioni di Morris (2003) e Stark (2005) applicando le leggi (1), .... (6) in momenti differenti del processo di consolidazione.

Si è introdotta una variabile, il tempo di consolidazione, che ha due estremi:

- 0 all'istante iniziale, dopo la sedimentazione;
- 1 al termine della consolidazione.

La seguente Figura 6-10 mostra la variazione del peso di volume e dell'indice dei vuoti al variare dell'altezza di riempimento e del processo di consolidazione, calcolata in tre stadi della consolidazione del riempimento (10%, 50% e 100%) ed in due configurazioni successive alla sua creazione: la prima è riferita al termine della fase di creazione del capping mentre la seconda al termine della costruzione della duna.

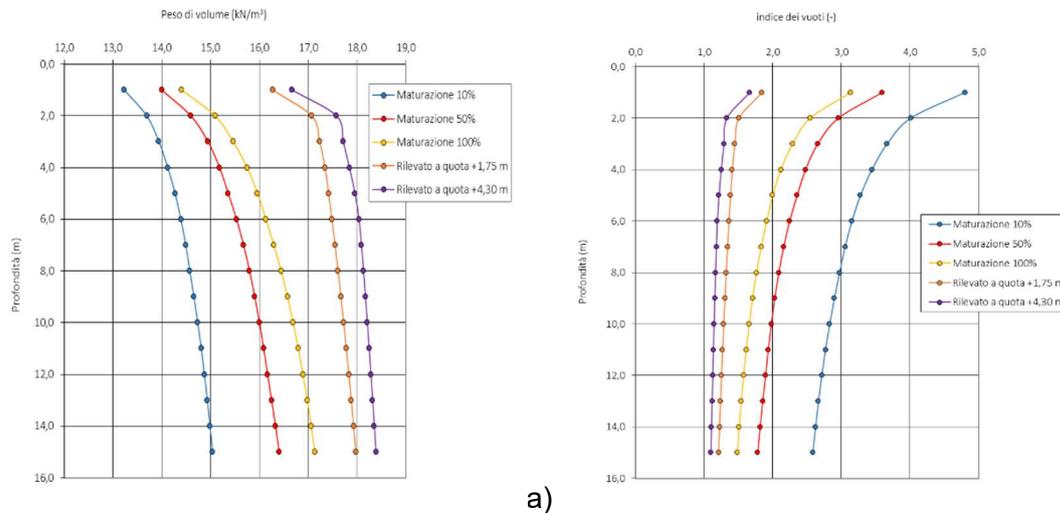


Figura 6-10: Variazione del peso di volume (a) e dell'indice dei vuoti (b) per il materiale di smarino in funzione dell'altezza di riempimento.

### 6.3.5 Stima del tempo di maturazione

Il tempo nel quale si esaurisce il processo di sedimentazione e maturazione si esaurisce in un tempo ( $t_2$ ) strettamente dipendente dalle modalità di posa e dalla granulometria del terreno costituente il fango.

Nello specifico entrambi i parametri controllano il coefficiente di permeabilità che, per deposizione idraulica, può essere determinato in accordo con Somogy (1979):

$$k = C \cdot e^D \tag{7}$$

Dove:

- C, D rappresentano dei coefficienti da determinare sperimentalmente attraverso l'interpretazione di prove di sedimentazione;
- e rappresenta l'indice dei vuoti.

Con riferimento alla determinazione dei coefficienti C e D, in mancanza di prove di sedimentazione, si può far riferimento al lavoro di Dolinar (2009) che li ha messi in relazione sia alla superficie specifica che all'indice di plasticità.

Il coefficiente di permeabilità assume, quindi, la seguente struttura:

$$k = 4.08 \cdot 10^{-6} \cdot A_{Se} \cdot e^{2.30 \cdot A_{Se}^{0.234}} \quad (8)$$

Dove:

- $A_{Se}$  rappresenta la superficie specifica che, per i diametri dei grani indicati nel fuso granulometrico di riferimento fornito da SPEA, è compresa tra  $2.57 \text{ m}^2/\text{g}$  e  $8 \text{ m}^2/\text{g}$  con un valor medio di  $4.85 \text{ m}^2/\text{g}$ ;
- e rappresenta l'indice dei vuoti.

Con riferimento alla (8) il valore del coefficiente di permeabilità risulta compreso tra  $4.57 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  (riferita ad  $A_{Se} = 2.57 \text{ m}^2/\text{g}$ ),  $5.46 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  (riferita ad  $A_{Se} = 8 \text{ m}^2/\text{g}$ ) con valor medio pari a  $1.32 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  (riferita ad  $A_{Se} = 4.85 \text{ m}^2/\text{g}$ ).

Sempre Dolinar (2009) ha riscritto la relazione (8) in termini di indice di plasticità per il quale il coefficiente di permeabilità assume, quindi, la seguente struttura:

$$k = \frac{6.31 \cdot 10^{-7}}{(PI - 8.74)^{3.03}} \cdot e^{2.66 \cdot (PI - 8.74)^{0.234}} \quad (9)$$

- PI rappresenta l'indice di plasticità che è stimabile tra 10 e 12;
- e rappresenta l'indice dei vuoti.

Con riferimento alla (9) il valore del coefficiente di permeabilità risulta compreso tra  $5.92 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$  (riferita a  $PI = 12$ ),  $5.24 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  (riferita  $PI = 10$ ) con valor medio pari a  $1.35 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$  (riferita  $PI = 11$ ).

La seguente Figura 6-11 mostra la stima dei tempi di maturazione ricavati sulla base delle relazioni precedentemente riportate; per completezza si è riportata anche la stima dei tempi di maturazione ricavata mediante l'impiego della nota relazione di Hazen (1911) riscontrando risultati aderenti.

I tempi di maturazione, quindi, risulterebbero dell'ordine dei 30 giorni, considerando una altezza di colonna soggetta a maturazione pari a 12.8 m, pari all'intera altezza della colonna.

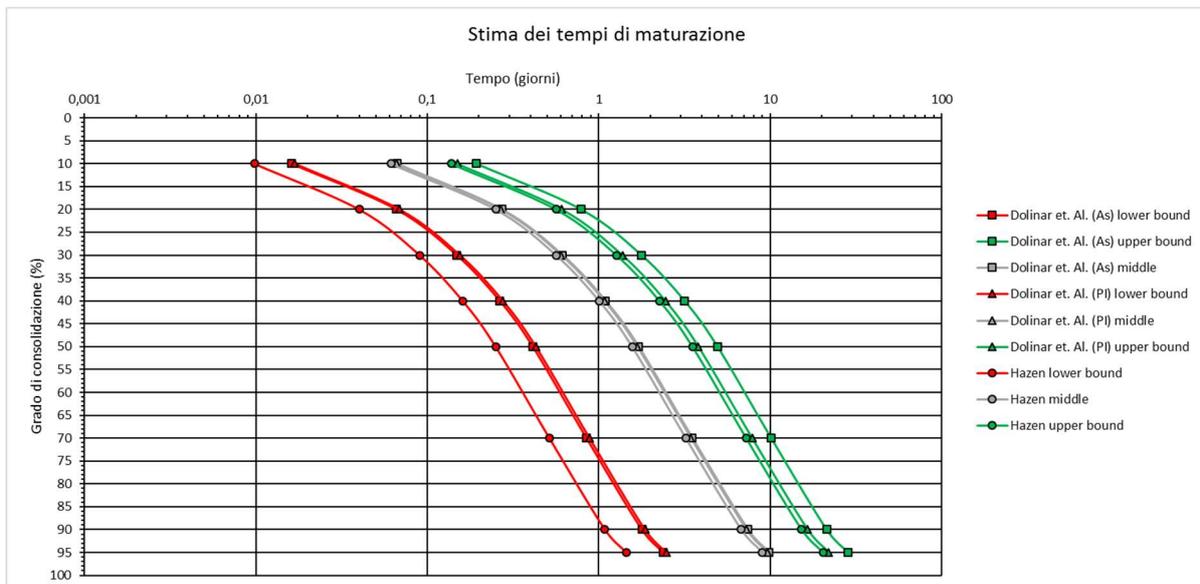


Figura 6-11: Stima dei tempi di maturazione.

## 6.4 SINTESI DEI PARAMETRI

La seguente Tabella 6-1 riporta la sintesi dei parametri ottenuti per la caratterizzazione del materiale di smarino. Per il materiale sotto forma di fanghi l'espressione "a breve termine" corrisponde alla fase immediatamente successiva alla sedimentazione dei fanghi stessi, dovuta al solo peso proprio dei fanghi. Il riempimento in più fasi della colmata, i trattamenti di vibroflottazione e l'esecuzione del capping soprastante inducono un incremento delle pressioni sul materiale sedimentato, che gradualmente comporterà una riduzione dell'indice dei vuoti, un maggiore addensamento e peso e un maggiore angolo di attrito. La condizione "a lungo termine" corrisponde proprio alla condizione dei fanghi utilizzata per le verifiche in condizione definitiva, mentre la condizione a "breve termine" viene utilizzata per le verifiche in condizioni provvisorie, per le fasi precedenti alla posa del capping (si vedano gli elaborati di calcolo per maggiori dettagli).

Tabella 6-1: Caratterizzazione del materiale di smarino.

Parametro	Valore
Peso di volume a breve termine	13.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume dopo la sedimentazione	14 kN/m <sup>3</sup>
Peso di volume a lungo termine	18 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di taglio a breve termine	20°
Angolo di taglio a lungo termine	28°
Indice dei vuoti a breve termine	3.62
Indice dei vuoti a lungo termine	1.91

## 7 CARATTERIZZAZIONE DEI TERRENI NEL PIANO DI BURLAND

In generale, per materiali argillosi, lo stato iniziale può essere descritto attraverso la relazione tensione verticale efficace – indice dei vuoti relativo ( $I_v$ ) che è meglio nota come curva di compressione intrinseca o ICL (Burland, 1990).

Questa curva, insieme alla curva di compressione per sedimentazione, o SCL, descrivono completamente lo stato iniziale dei terreni a prevalente componente fine.

In particolare:

- La curva di compressione per sedimentazione, SCL, descrive lo stato dei depositi argillosi normalmente consolidati dalle tensioni litostatiche;
- La curva di compressione intrinseca, ICL, permette di evidenziare addensamento e struttura del terreno nel suo stato naturale in quanto costruita su un ampio range di valori di contenuto d'acqua.

Il diagramma di stato nel piano di Burland, quindi, è rappresentato dalla seguente Figura 7-1.

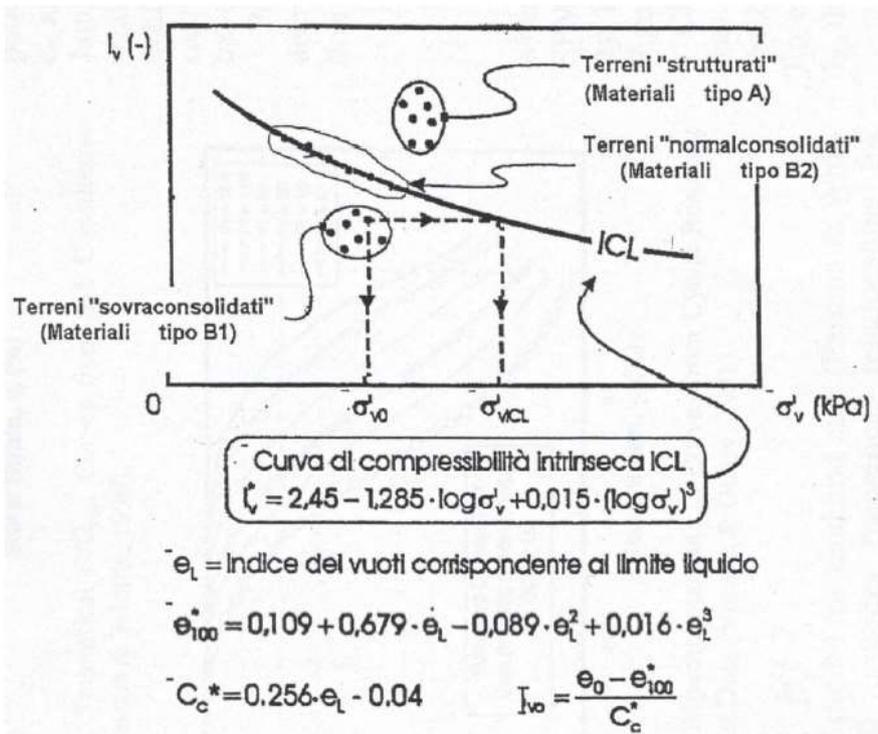


Figura 7-1: Diagramma di stato nel piano di Burland (1990).

Con riferimento al lavoro di Nagaraj e Miura (2001) in funzione della posizione dei punti riferiti al loro stato iniziale rispetto alla linea ICL o SCL si avrà:

1. Terreni di tipo A: sono caratterizzati da stati iniziali ( $I_v$ ;  $\sigma'_{v0}$ ) posti a destra della linea ICL sono da considerarsi generalmente sottoconsolidati e possono avere un comportamento di tipo fragile e la propensione allo sviluppo di deformazioni volumetriche irreversibili;
2. Terreno di tipo B1: sono caratterizzati da stati iniziali ( $I_v$ ;  $\sigma'_{v0}$ ) posti a sinistra della linea ICL sono da considerarsi sovraconsolidati meccanicamente ed, eventualmente, cementati. Il comportamento è fragile;
3. Terreno di tipo B2: sono caratterizzati da stati iniziali ( $I_v$ ;  $\sigma'_{v0}$ ) posti sulla linea ICL sono da considerarsi generalmente normalconsolidati e possono essere anche cementati. In assenza di cementazione il comportamento è duttile o moderatamente fragile.

La determinazione della linea di compressibilità intrinseca, ICLV, è effettuata attraverso la (10)

$$I_v = 2.45 - 1.285 \cdot \log \sigma'_v + 0.015 \cdot (\log \sigma'_v)^3 \quad (10)$$

Dove:

- $\sigma'_v$  la pressione litostatica verticale efficace;

l'indice dei vuoti relativo normalizzato, riferito allo stato in sito, è determinato attraverso la (8)

$$I_{vo} = \frac{e_o - e_{100}^*}{e_{100}^* - e_{1000}^*} \quad (11)$$

Dove:

- $e_o$  rappresenta l'indice dei vuoti in sito alla pressione verticale litostatica  $\sigma'_{vo}$ ;
- $e_{100}^*$  rappresenta l'indice dei vuoti alla pressione verticale  $\sigma'_v = 100$  kPa;
- $e_{1000}^*$  rappresenta l'indice dei vuoti alla pressione verticale  $\sigma'_v = 1000$  kPa;

Si ottiene, quindi, una coppia di valori ( $\sigma'_{vo}$ ;  $I_{vo}$ ) che può essere rappresentata nel piano di Burland, definito dalla (10) con i significati precedentemente spiegati.

La seguente Figura 7-2 mostra la posizione dei materiali dotati anche di matrice fine nel piano di Burland; si osserva che, a parte per bassi livelli tensionali (che caratterizzano i primi metri di fanghi al di sotto della quota di -1 m s.l.m.m) tutti i terreni tendono ad avere un comportamento normalconsolidato.

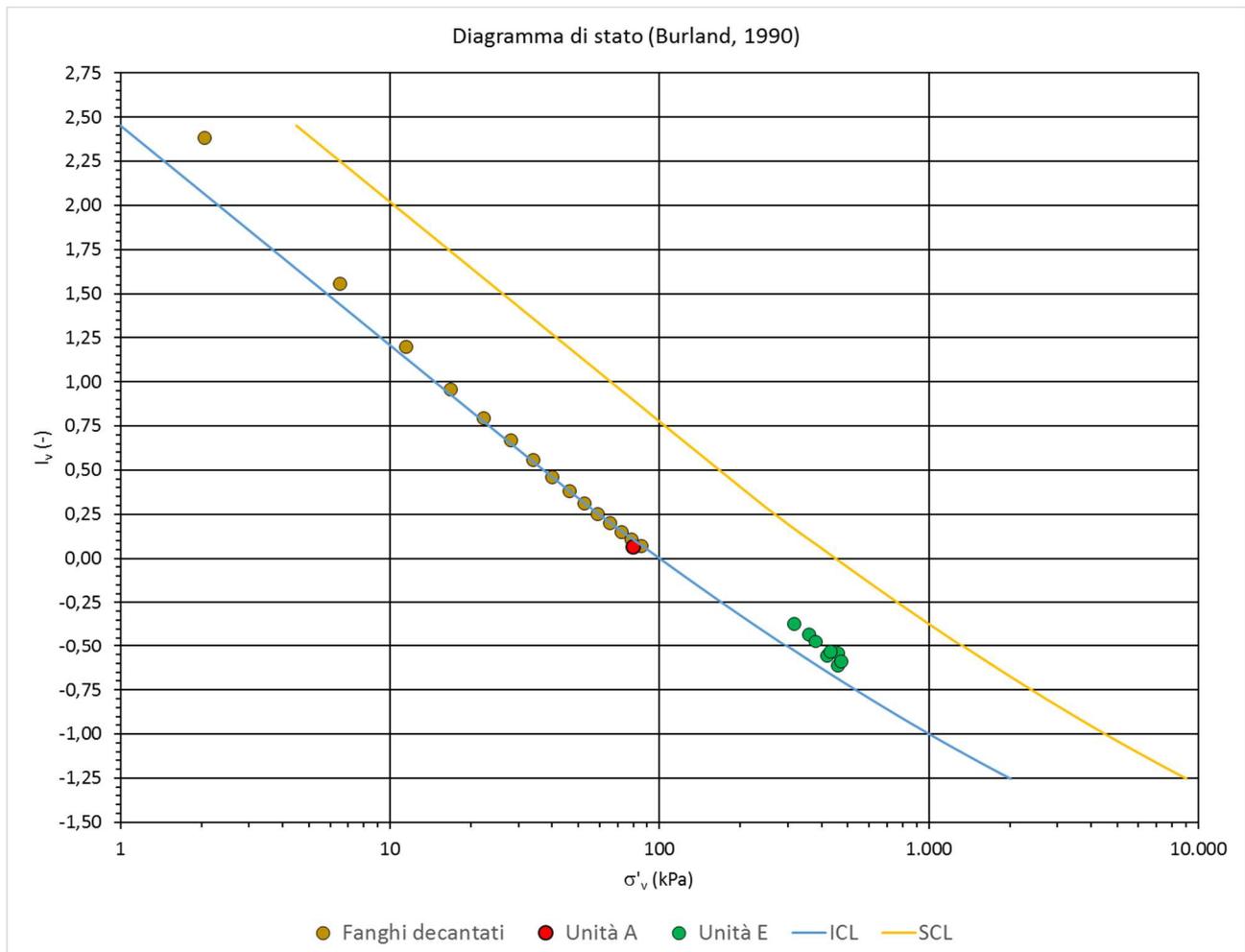


Figura 7-2: Posizione delle Unità A, E e dei fanghi nel piano di Burland.

Discorso a parte merita l'Unità E in quanto le prove di laboratorio eseguite e riportate nel piano di Burland mostrerebbero una tendenza del materiale ad essere sottoconsolidato, tendenza che è in parte riconosciuta anche dall'interpretazione delle prove CPTU riportate in allegato.

Occorre dire, però, che il numero di campioni indisturbati è decisamente esiguo per definire tutto il materiale caratterizzante l'Unità E come sottoconsolidato, se messo in relazione ai valori di OCR definiti dalle CPT.

Se ne conclude, quindi, che la tendenza di comportamento dell'Unità E è assimilabile, nel suo complesso, ad un terreno normalconsolidato.

## 8 CARATTERIZZAZIONE DEL MATERIALE DA COSTRUZIONE DEL RIEMPIMENTO NON SOTTO FORMA DI FANGHI

### 8.1 CAPPING E RINFIANCO

A tergo dei cassoni ed al di sopra del riempimento, in quest'ultimo caso a partire dalla quota assoluta di -1.00 m, sarà disposto materiale selezionato anch'esso proveniente dal materiale di escavo delle gallerie.

Il materiale in oggetto è classificabile come un materiale granulare, puramente attritivo, dalle seguenti proprietà minime.

- $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  (cautelativamente per le verifiche si considera  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$  laddove risulti più gravoso)
- $\phi' = 38^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $E = 40 \text{ MPa}$

Dal punto di vista granulometrico si riportano di seguito i limiti di accettabilità dei fusi granulometrici da considerare per il materiale di riempimento e per il rinfianco.

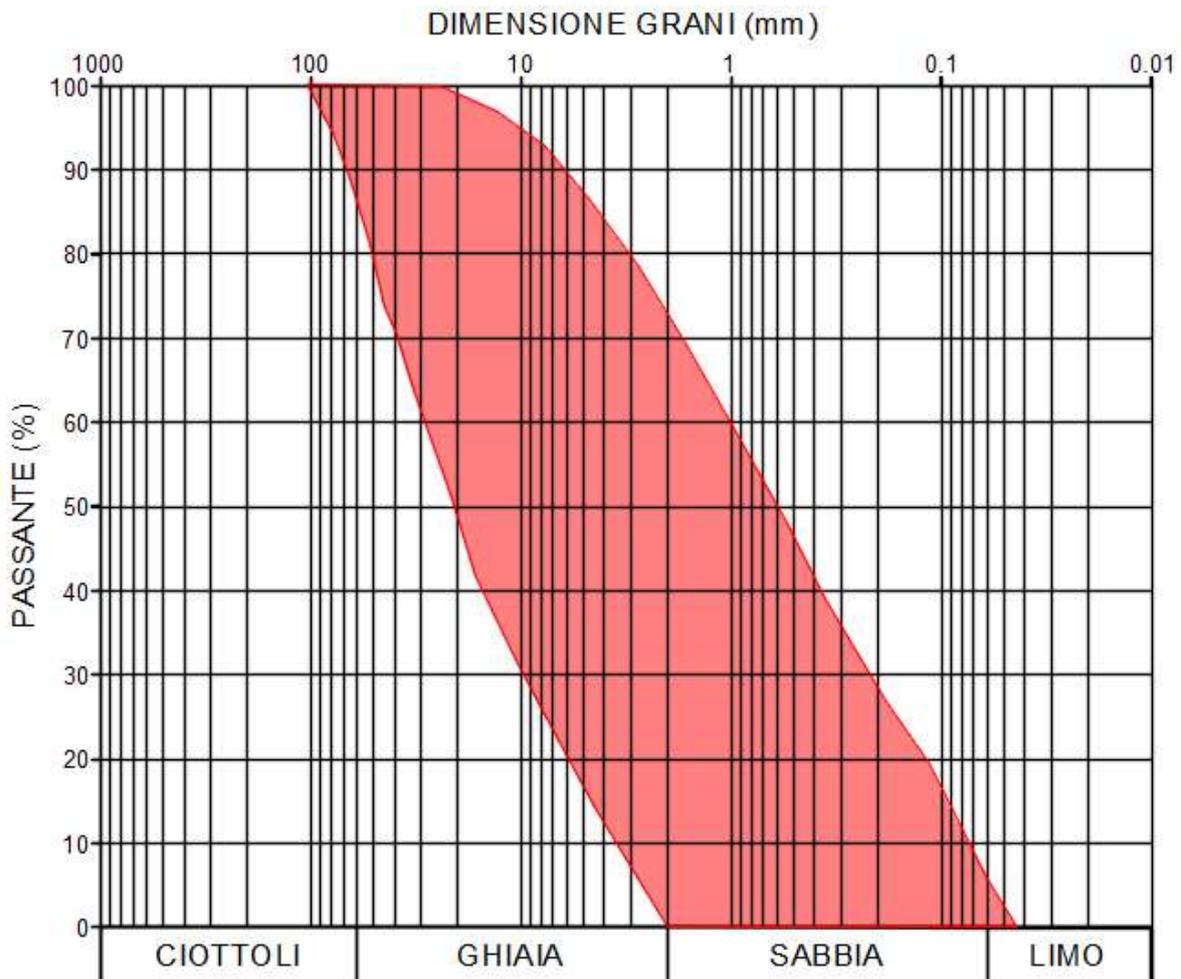


Figura 8-1. Limiti di accettabilità dei fusi granulometrici del materiale di riempimento

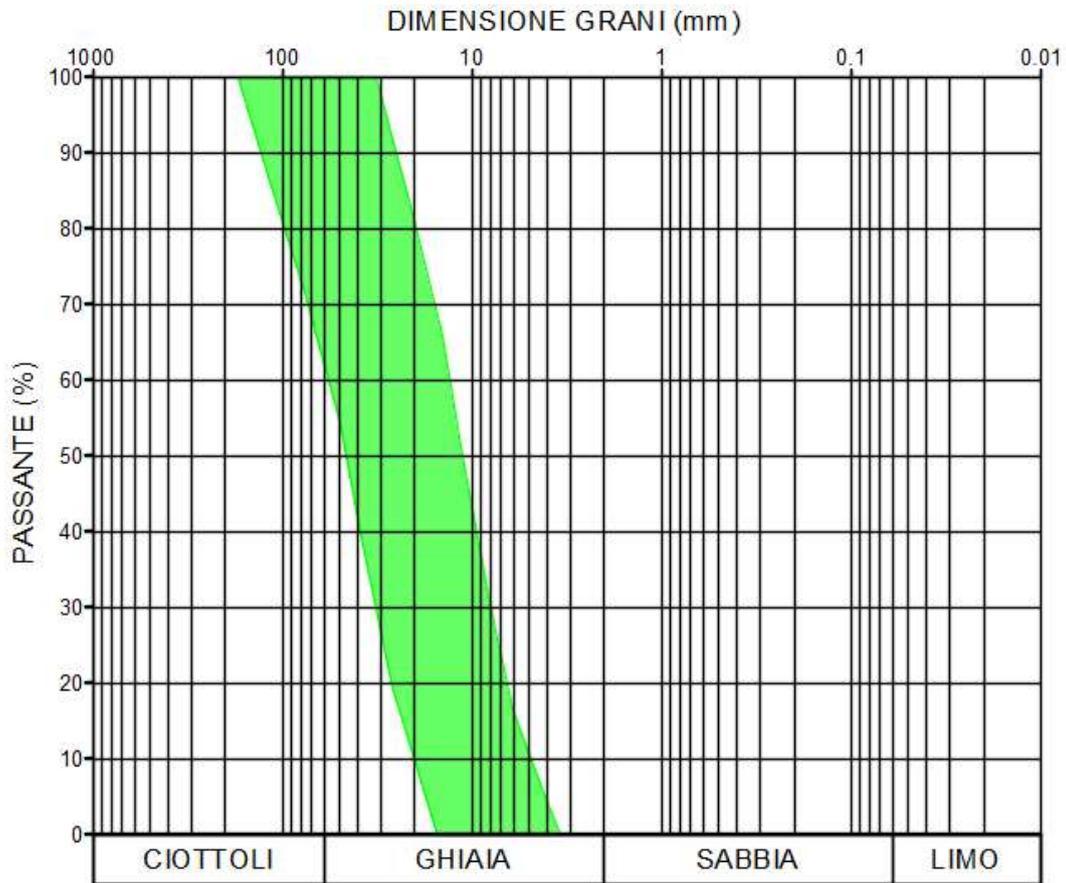


Figura 8-2. Limiti di accettabilità dei fusi granulometrici del materiale di rifianco

## 8.2 TERRENI CONSOLIDATI

Il sistema di consolidamento prescelto per le opere in oggetto della presente relazione relativa al Lotto 5 è contraddistinto dall'applicazione di due tecnologie:

- Il consolidamento del fondale sotto i cassoni e i massi di serraglia mediante l'esecuzione sistematica di un trattamento di vibroflottazione a mare, per la sola Unità A;
- Il consolidamento del fondale, mediante l'esecuzione sistematica di un trattamento di deep soil mixing, per le Unità A e B, in sostituzione del precedente, nell'area dove è prevista l'installazione dell'impianto di trattamento dello smarino.

L'introduzione del consolidamento del fondale tramite colonne ottenute con la tecnica di rimescolamento profondo del terreno (deep soil mix) è necessaria per ridurre ai minimi termini gli effetti derivati dall'applicazione degli alti carichi trasmessi dall'impianto di trattamento dello smarino (circa 100 kPa uniformemente distribuiti sul piano di assise) e dai restrittivi vincoli di cedimento differenziale richiesti per il corretto funzionamento dell'impianto, carriponte compresi, nel suo complesso.

Scopo del trattamento di rimescolamento profondo del terreno tramite DSM è quello di creare delle inclusioni rigide che conferiscano i seguenti effetti (non conferibili da un trattamento di vibroflottazione):

1. Incremento della rigidezza del terreno di assise;
2. Incremento della resistenza a compressione (capacità portante);
3. Incremento della resistenza a taglio.

Il raggiungimento contemporaneo di questi tre obiettivi è condizione necessaria per la corretta garanzia di comportamento dell'opera, nei confronti degli impianti posti sul piano di campagna e dei limiti comportamentali richiesti.

### 8.2.1 Terreno consolidato tramite vibroflottazione

Il sistema di consolidamento del terreno di fondale prescelto consiste nella vibroflottazione con apporto di materiale secondo il metodo wet-top feed o Blanket Method. Il materiale di apporto utilizzato è caratterizzato da granulometria 30-100 mm e fa riferimento al fuso granulometrico di seguito riportato.

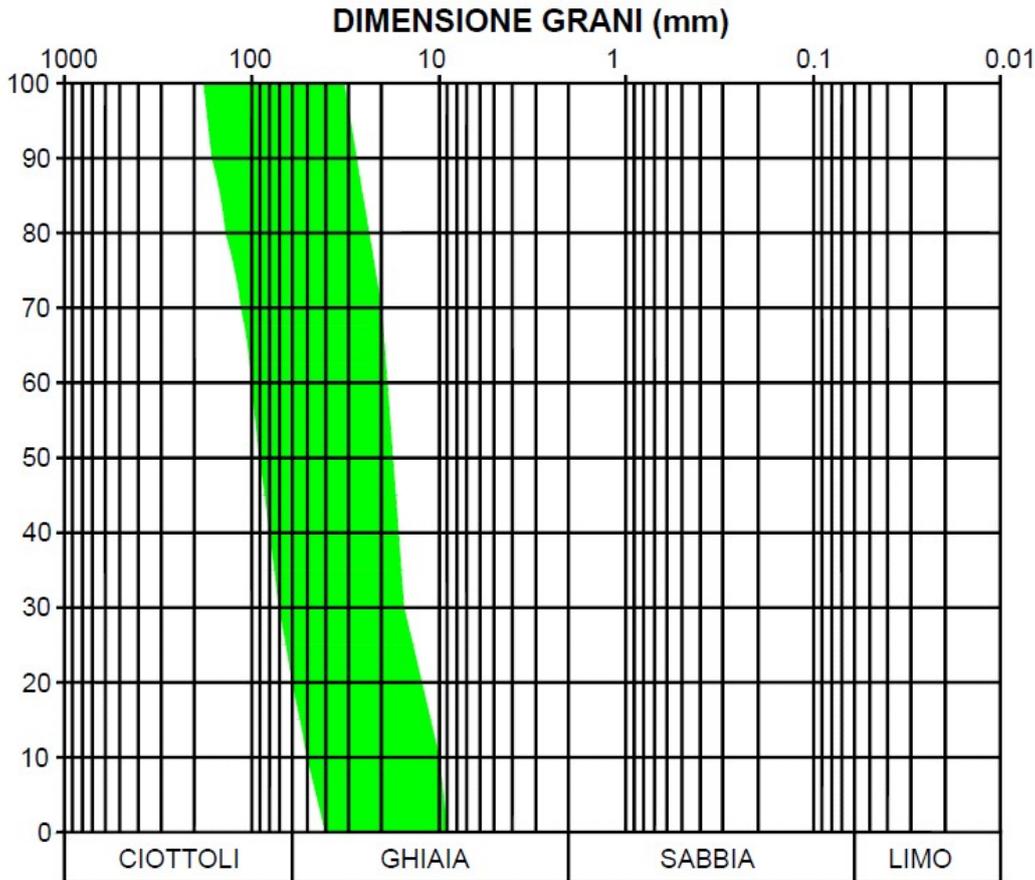


Figura 8-3. Limiti di accettabilità dei fusi granulometrici del materiale di apporto vibroflottazione

In linea generale la vibroflottazione consiste nell'immissione di energia, sotto forma di onde vibrazionali generate da un utensile (Vibro), all'interno del terreno al fine di superare le forze intergranulari e "riordinare" i grani in uno stato finale maggiormente addensato.

In questo caso, il raggiungimento del nuovo stato è coadiuvato non solo dall'azione vibratoria del vibroflot ma anche dall'apporto di materiale selezionato preventivamente steso sul fondale.

Thorburn (1975) analizza estesamente il probabile meccanismo che si ha nei terreni granulari in presenza delle vibrazioni indotte dalla torpedine (ago vibrante) e dell'acqua che fuoriesce dagli ugelli.

Egli evidenzia che le masse eccentriche rotanti entro il vibratore impartiscono al corpo del vibratore stesso un movimento giratorio su un piano orizzontale.

Quando un vibro-flot è introdotto in un terreno non coesivo, o debolmente coesivo, le particelle vengono agitate dalle vibrazioni orizzontali prodotte dalla sonda vibrante.

La frequenza delle vibrazioni del terreno è la stessa del vibratore che equivale alla velocità del motore che fa ruotare le masse eccentriche.

La massima ampiezza è ottenuta quando il vibratore è liberamente sospeso in aria. L'ampiezza delle vibrazioni del terreno dipende dalla potenza del vibratore e dalle condizioni del terreno, se durante il processo di penetrazione può essere mantenuta la massima ampiezza del vibratore, significa che la potenza è adeguata al trattamento specifico.

Quando il vibroflot penetra in un terreno non coesivo, il getto d'acqua porta a saturazione il terreno mentre le vibrazioni annullano temporaneamente le forze agenti tra le particelle di terreno, pertanto, nelle immediate vicinanze del vibro-flot, avviene la completa liquefazione del terreno.

Tale zona di completa liquefazione del terreno, varia mediamente dai 30 ai 55 centimetri dalla faccia esterna del vibro-flot, oltre queste distanze la liquefazione è incompleta a causa degli effetti di smorzamento (dissipazione dell'energia).

Una volta raggiunto questo stato di liquefazione le particelle di sabbia e ghiaia possono risistemarsi sotto l'effetto delle forze gravitazionali assumendo una configurazione più addensata. Evidenza di questo maggiore addensamento è la subsidenza della superficie del terreno

Il raggiungimento di queste condizioni si basa non solo sull'energia immessa nel terreno per effetto dell'azione del vibratore, ma anche sulla tipologia (forma e dimensioni) della maglia di trattamento che può essere rettangolare o a quinconce.

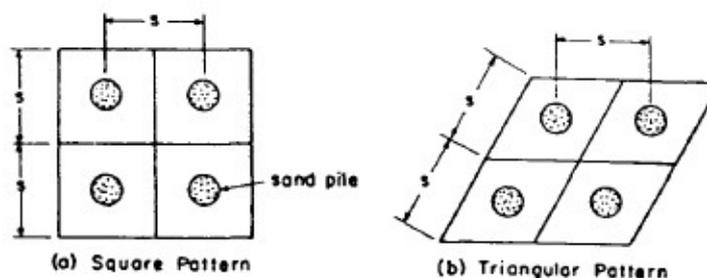


Figura 8-4: Tipologie di maglie

Date le particolari soggezioni del cantiere (esecuzione del trattamento da pontone, necessità di impiego di due maglie sfalsate per raffittire adeguatamente i punti di trattamento), la maglia prescelta è di tipo quadrato in quanto conferisce la possibilità di avere più punti di trattamento per singola attrezzatura.

### Dimensionamento dell'intervento di vibroflottazione

Il dimensionamento dell'intervento di vibroflottazione trova la sua base di partenza tramite il lavoro di D'Appolonia et. Al. (1953, 1955) e di Mitchell (1981).

Le esperienze condotte da D'Appolonia hanno mostrato che l'efficacia del trattamento decresce con la distanza dal punto di applicazione in maniera non lineare, per esaurirsi a distanze superiori a 1.80 m (D'Appolonia et. Al. 1953).

Sotto queste ipotesi, la dimensione massima del lato della maglia quadrata è determinabile attraverso la (x).

$$s = d \cdot \sqrt{\frac{\pi \cdot (1 + e_0)}{e_0 - e}}$$

Dove:

- d rappresenta il diametro dell'utensile, solitamente pari a 80 cm;
- $e_0$  rappresenta l'indice dei vuoti iniziale;
- e rappresenta l'indice dei vuoti finale (indice dei vuoti obiettivo) che, come primo tentativo, si fissa pari a 0.8.

Contemporaneamente, D'Appolonia, ha determinato degli abachi che permettono di stimare lo stato di addensamento finale partendo dalla distanza dall'utensile.

Questi abachi consentono di determinare il coefficiente d'influenza legato all'efficacia del singolo vibratore posto ad una generica distanza dal punto considerato (A); nel caso di una maglia con più punti il metodo proposto da D'Appolonia consente di sovrapporre gli effetti sommando, semplicemente, i vari coefficienti d'influenza.

Il valore finale è utilizzato come dato d'ingresso per determinare lo stato di addensamento,  $D_r$ , atteso dopo il trattamento di vibroflottazione.

Dallo stato di addensamento è possibile determinare il valore dell'indice dei vuoti  $e$ , di conseguenza, verificare se è confrontabile con l'indice dei vuoti obiettivo; se sono confrontabili il dimensionamento della maglia è corretto, viceversa occorre modificare o il lato della maglia o il valore di indice dei vuoti obiettivo fino a convergenza.

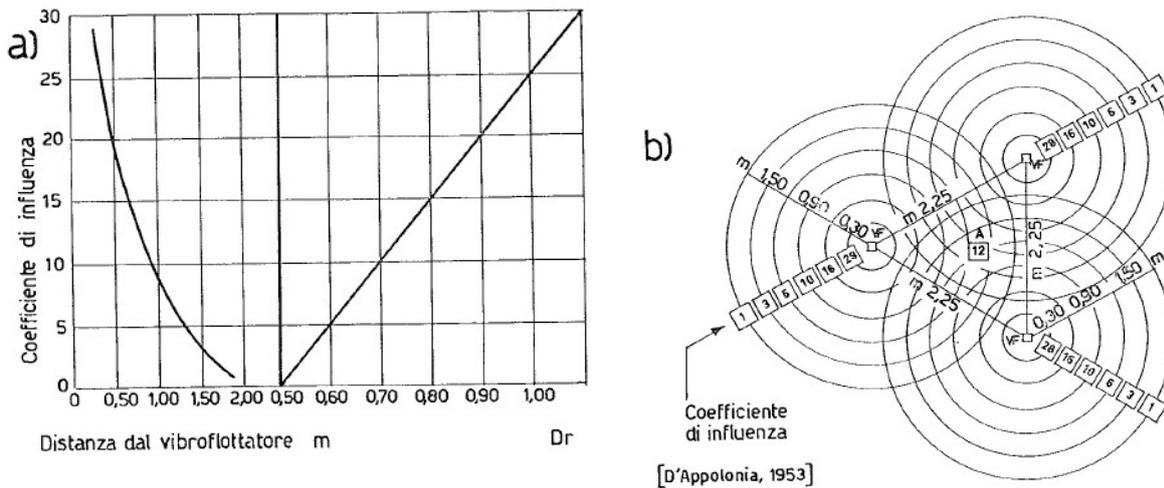


Figura 8-5: Abaco di D'Appolonia (1953) per il dimensionamento della maglia di vibroflottazione.

### Stima dei parametri di miglioramento attesi

Con riferimento alla metodologia precedentemente descritta si ottengono i seguenti valori:

- lato maglia quadrata = 2.00 m;
- coefficiente d'influenza complessivo = 16;
- densità relativa post trattamento = 82%;
- indice dei vuoti obiettivo = 0.55;
- indice dei vuoti medio post trattamento = 0.48
- lato maglia (Mitchell, 1981) = 2.05 m.

Si osserva che il lato della maglia determinato con la relazione di Mitchell, così come lo stato di addensamento medio finale determinato con D'Appolonia sono sostanzialmente coincidenti con i valori di partenza (rispettivamente pari a 2.00 m e 0.55) e ciò consente di ritenere correttamente dimensionato il trattamento di vibroflottazione.

Le figure seguenti mostrano, nel dettaglio, il dimensionamento dell'intervento di vibroflottazione, i cui risultati sono stati sinteticamente esposti.

Predimensionamento vibroflottazione (D'Appolonia, 1953 - 1955)

Distanza	Coefficiente influenza	DR	Coefficiente influenza
0.3	28	0.5	0
0.6	16	0.6	5
0.9	10	0.7	10
1.2	6	0.8	15
1.5	3	0.9	20
1.8	1	1	25
		1.1	30

Tipologia Maglia	QUA	
Lato maglia	2.00	m
Distanza di calcolo	1.41	m
Numero punti vibro	4	
Coeff. Influenza. Tot	16	

1.4	3.86
1.4	0.0
0.0	3.86
1.4	3.86
2.0	16
0	16
16	0.82
16	0.5
16	0.82
0.82	0
0.82	16

Coefficiente influenza del singolo vibro	3.86
Coefficiente influenza minimo della maglia	16
Densità relativa stimata dal trattamento	82%

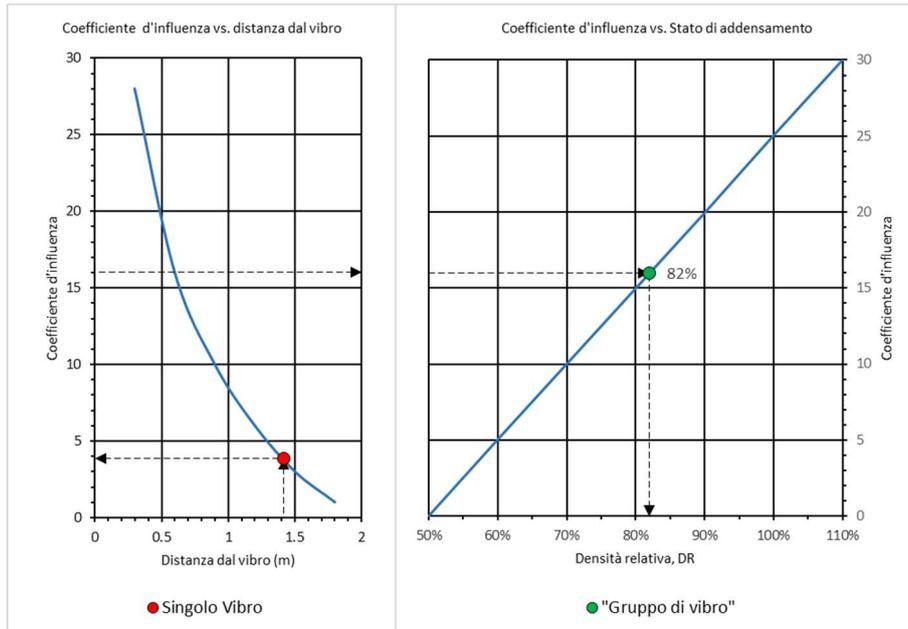


Figura 8-6: Impiego del metodo di D'Appolonia per l'Unità A.

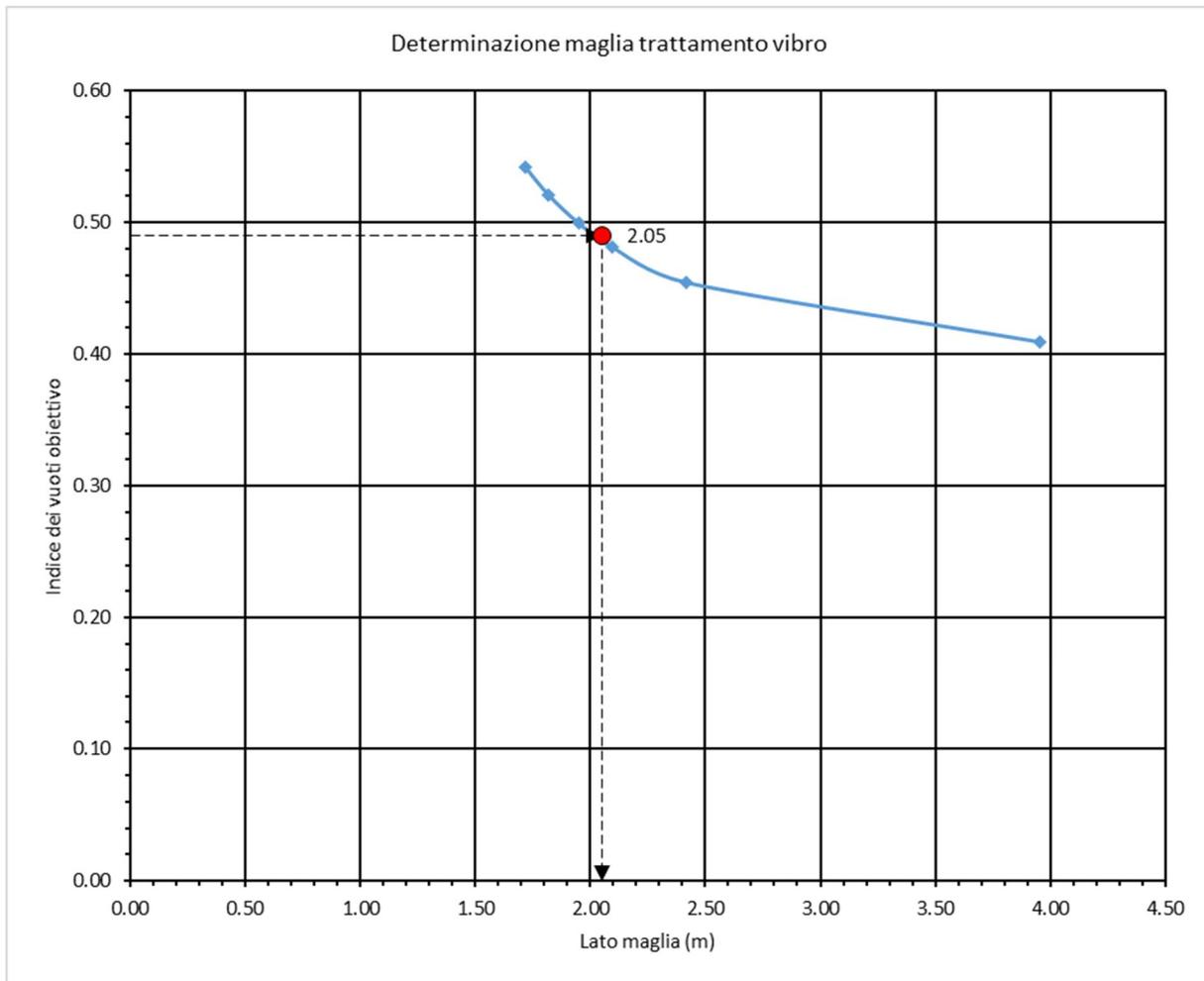


Figura 8-7: Impiego del metodo di Mitchell per l'Unità A.

La determinazione delle caratteristiche attese per l'Unità A è eseguita con riferimento a due metodologie: la prima, che rappresenta l'estremo inferiore, applica la c.d. "regola delle miscele", la seconda, che rappresenta l'estremo superiore, parte dallo stato di addensamento stimato dopo il trattamento per determinarne i relativi parametri di resistenza e deformabilità del terreno migliorato.

#### Caratteristiche del materiale di apporto

Le caratteristiche del materiale di apporto sono determinate con riferimento al lavoro di Castro (2017) dal quale è possibile far riferimento ai seguenti valori medi:

- Angolo di taglio della colonna,  $\varphi = 40^\circ$ ;
- Modulo di deformabilità,  $E = 60 \text{ MPa}$ .

#### Impiego della regola delle miscele

La determinazione delle caratteristiche meccaniche (resistenza e deformabilità) del terreno migliorato, è eseguita in accordo con le indicazioni di Voigt (1889) e Reuss (1929) attraverso l'applicazione della c.d. "regola delle miscele".

Con riferimento alle citate indicazioni, le relazioni impiegate sono le seguenti.

$$\varphi_{eq} = \text{tg}^{-1} [\alpha \cdot \text{tg} \varphi_{col} + (1-\alpha) \cdot \text{tg} \varphi_{terreno}]$$

$$E_{eq} = \alpha \cdot E_{col} + (1 - \alpha) \cdot E_{terreno}$$

dove:

$\varphi_{\text{terreno}}$ ,  $E_{\text{terreno}}$  = angolo di attrito e modulo di Young del terreno;

$\varphi_{\text{col}}$ ,  $E_{\text{col}}$  = angolo di attrito e modulo di Young del materiale di apporto;

$\alpha = A_{\text{col}} / (A_{\text{cell}})$  = rapporto di sostituzione,

$A_{\text{col}}$  = Area del materiale di apporto (area del Vibroflot, nel caso della vibroflottazione);

$A_{\text{cell}}$  = area della maglia di vibroflottazione.

Con riferimento alle relazioni sopra indicate ed ai parametri di resistenza e deformabilità dell'Unità A, nonché a quelli del materiale di apporto, si ottengono i seguenti valori.

Unità	h	Eterreno	$\varphi_{\text{terreno}}$
A	4	5	32

$E_{\text{col}}$	60	Mpa
$\varphi_{\text{col}}$	40	°

Diametro	0.8
passo	2.00

$A_{\text{col}}$	0.502655
$A_{\text{cell}}$	4

$\alpha$	0.125663706
----------	-------------

	A
$E_{\text{eq}}$ (Mpa)	12
$\varphi_{\text{eq}}$ (°)	33

### Impiego delle correlazioni a partire dallo stato di addensamento atteso

Poiché, nell'ambito del dimensionamento dell'intervento di vibroflottazione è possibile determinare lo stato di addensamento atteso, la ricerca dei parametri che caratterizzano il terreno migliorato è fattibile attraverso l'impiego delle correlazioni che fissano modulo di deformazione ed angolo di taglio in funzione dello stato di addensamento ovvero dell'indice SPT ad esso associato.

In altre parole, stimato l'indice dei vuoti dopo il trattamento, si determina lo stato di addensamento ad esso associato, il valore dell'indice SPT (per inversione della correlazione) e da questo l'angolo di taglio ed il modulo di deformazione operativo secondo le indicazioni di Jamiolkowsky (1988).

I valori ottenuti sono di seguito riportati.

$e_{\text{max}}$	1.07	$\gamma_{\text{max,w}}$	10.3	kN/m <sup>3</sup>	profondità fondale	12	m
$e_{\text{min}}$	0.3	$\gamma_{\text{max,n}}$	19	kN/m <sup>3</sup>			

STRATO A - MAGLIA BASE									
profondità (m)	e (after vibro)	DR (%)	sigma.tot (kPa)	u (kPa)	sigma' (kPa)	NSPT	phi (Peck, 1953)	Eop (MPa) (Jamiolkowsky)	Strato
2	0.55	68	161.6	144.2	17.4	20	26	16.13	A
3	0.55	68	180.6	154.5	26.1	21	26	16.78	
4	0.55	68	199.6	164.8	34.8	21	26	17.43	

## 8.2.2 Terreno di riempimento consolidato tramite Deep Soil Mixing

Il Deep Soil Mixing è una tecnologia di miglioramento e consolidamento del terreno che sfrutta la miscelazione meccanica del terreno stesso con leganti a base cementizia o calce. E' una tecnologia sempre più utilizzata per il rinforzo di terreni a bassa capacità portante ma anche per la riduzione della permeabilità.

La strumentazione si avvale di uno o più alberi cavi rotanti, connessi a speciali utensili di taglio, introdotti nel terreno per mezzo di teste rotanti guidate idraulicamente od elettricamente.

L'albero sopra l'utensile può essere ulteriormente equipaggiato con elementi discontinui ad elica o con pale mescolatrici.

Il legante, iniettato attraverso l'albero cavo, per mezzo di ugelli localizzati vicino all'utensile, si mescola con il terreno formando elementi colonnari consolidati.

Il trattamento, di solito, viene portato a termine in due fasi: nella prima fase l'utensile viene fatto avanzare nel suolo fino ad arrivare alla profondità richiesta miscelando il terreno; nella seconda fase, invertendo la rotazione, si preleva lo strumento miscelatore.

L'iniezione della malta, può avvenire durante la prima fase, la seconda o in entrambe, seguita dalla miscelazione della stessa con il terreno.

Il diametro di trattamento può variare da un minimo di 40 cm fino a raggiungere anche i 240 cm, in funzione delle applicazioni e della natura del terreno da trattare. Possono essere realizzati elementi isolati o secanti utilizzati per il rinforzo dei terreni (aumento della capacità portante), come paratie di sostegno degli scavi in caso di limitate profondità o come paratie di impermeabilizzazione.

Esistono due tipologie di miscelazione profonda del terreno:

- per via secca "Dry Deep Mixing": il legante (granulare o in polvere) è introdotto miscelato con aria;
- per via umida "Wet Deep Mixing": il legante (in genere cemento) è introdotto miscelato con acqua.

Nello specifico del lavoro in oggetto, la tecnologia prescelta è quella del Wet Deep Mixing; questa tecnica consiste nella miscelazione in sito del terreno con una miscela di acqua e legante che può essere introdotta nel terreno in varie fasi del trattamento.

Un approccio comune è quello di iniettare una parte della miscela durante la fase di penetrazione nel suolo.

Quando lo strumento di miscelazione penetra provoca una disgregazione meccanica del terreno e allo stesso tempo lo smuove leggermente per facilitare l'incorporazione del legante. Il resto del legante è iniettato nella fase di risalita dello strumento.

I valori tipici dei parametri operativi utilizzati per la realizzazione di interventi di deep mixing con il metodo wet in Europa e in Giappone sono riportati nella seguente Figura 8-8 (Massarsch e Topolnicki, 2005).

### Metodo Wet – Parametri operativi

Valori tipici dei parametri operativi utilizzati per la realizzazione di interventi di Deep Mixing con il metodo Wet in Europa e in Giappone

Parametro	Europa	Giappone	Giappone (mare)
Velocità di penetrazione (m/min)	0.5 ÷ 1.5	1.0	1.0
Velocità di recupero (m/min)	3.0 ÷ 5.0	0.7 ÷ 1.0	1.0
Velocità di rotazione delle lame (riv/min)	25 ÷ 50	20 ÷ 40	20 ÷ 60
Quantità di legante iniettato (kg/m <sup>3</sup> )	80 ÷ 450	70 ÷ 300	70 ÷ 300
Fase di iniezione	Penetrazione e/o recupero	Penetrazione e/o recupero	Penetrazione e/o recupero

Massarsch and Topolnicki, 2005

Figura 8-8: Parametri operativi del DSM.

Le prestazioni del terreno trattato con DSM dipendono da vari fattori; i fattori principali sono i seguenti:

- rapporto acqua cemento, A/C;
- quantità di cemento iniettata, C

In generale, per le opere affini a quelle oggetto della presente relazione, i parametri maggiormente significativi del terreno trattato sono:

- resistenza a compressione monoassiale della colonna di terreno trattato,  $q_u$ ;
- modulo di elasticità della colonna di terreno trattato,  $E$ .

Con riferimento alla resistenza a compressione monoassiale, Taki e Young (1991) hanno condotto una vasta sperimentazione sia su terreni coesivi che granulari, verificando che la resistenza alla compressione monoassiale cresce al crescere del contenuto in cemento fino a valori asintotici dipendenti dalla natura del terreno; la seguente Figura 8-9 mostra quanto descritto.

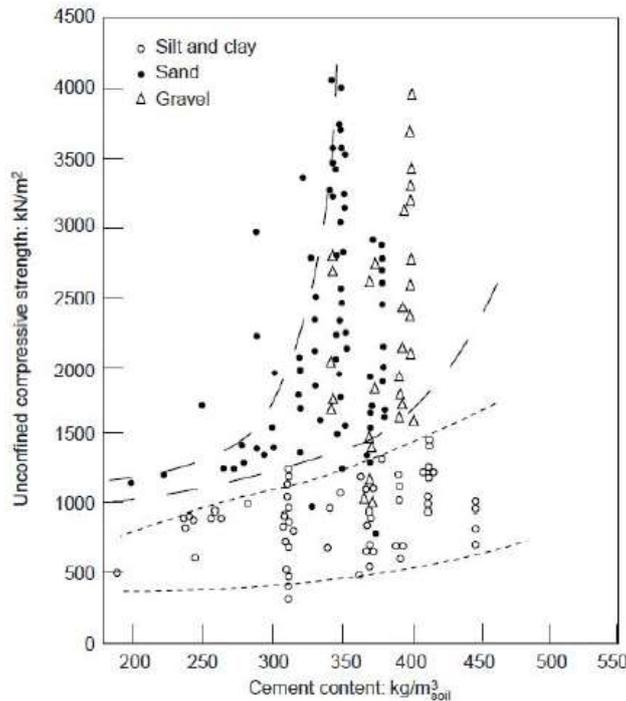


Figura 8-9: Effetto del contenuto in cemento sulla resistenza a compressione monoassiale per vari terreni trattati.

Con riferimento al modulo di deformabilità, molti Autori (cfr. Kawasaki et. Al, 1984, Tatsuoka e Shibuya, 1991, Yin e Lai, 1998, Topolniki, 2004, Caira et Al., 2013) hanno messo in relazione il modulo di elasticità al 50% con la resistenza a compressione monoassiale.

Il range di variazione è molto ampio come si può notare dalla seguente estratta dal lavoro di Grzyb-Fadul (2014), riportato nella seguente Figura 8-10, nel quale sono riportate le principali correlazioni di Letteratura.

Reference	Relationship
Saitoh et al. (Saitoh, et al., 1980)	$350 q_u < E_{30} < 1000 q_u$
Kawasaki et al. (Kawasaki, et al., 1984)	$350 q_u < E_{30} < 1000 q_u$
Tatsuoka and Shibuya (Tatsuoka & Shibuya, 1991)	$750 q_u < E_{30} < 1000 q_u$
Futaki, et al. (Futaki, et al., 1996)	$100 q_u < E_{30} < 250 q_u$
Asano et al. (Asano, et al., 1996)	$140 q_u < E_{30} < 500 q_u$
GeoTesting Express (GeoTesting Express, 1996)	$50 q_u < E_{30} < 150 q_u$
Yin and Lai (Yin & Lai, 1998)	$35 q_u < E_{30} < 180 q_u$
Goh et al. (Goh, et al., 1999)	$150 q_u < E_{30} < 400 q_u$
Fang et al. (Fang, et al., 2001)	$30 q_u < E_{30} < 300 q_u$
Tan, et al. (Tan, et al., 2002)	$350 q_u < E_{30} < 800 q_u$
Topolnicki (Topolnicki, 2004)	$50 q_u < E_{30} < 300 q_u$ for $q_u < 2$ MPa $300 q_u < E_{30} < 1000 q_u$ for $q_u > 2$ MPa
Lorenzo (Lorenzo, 2005)	$114 q_u < E_{30} < 170 q_u$
Axtell and Stark (Axtell & Stark, 2008)	$120 q_u < E_{30} < 230 q_u$
Guimond-Barrett et al. (Guimond-Barrett, et al., 2011)	$55 q_u < E_{30} < 160 q_u$
Melentijevic, et al. (Melentijevic, et al., 2013)	$50 q_u < E_{30} < 500 q_u$
Cuira et al. (Cuira, et al., 2013)	$E_{30} = 1280 q_u$

Figura 8-10: Correlazione tra il modulo di deformazione e la resistenza a compressione monoassiale per le colonne di terreno consolidato con tecnica DSM.

In merito alla linearità di comportamento, si segnala che Denies et. Al. (2012) hanno proposto delle correlazioni non lineari, tese a meglio fittare la dispersione di dati specie per bassi valori di resistenza a compressione monoassiale.

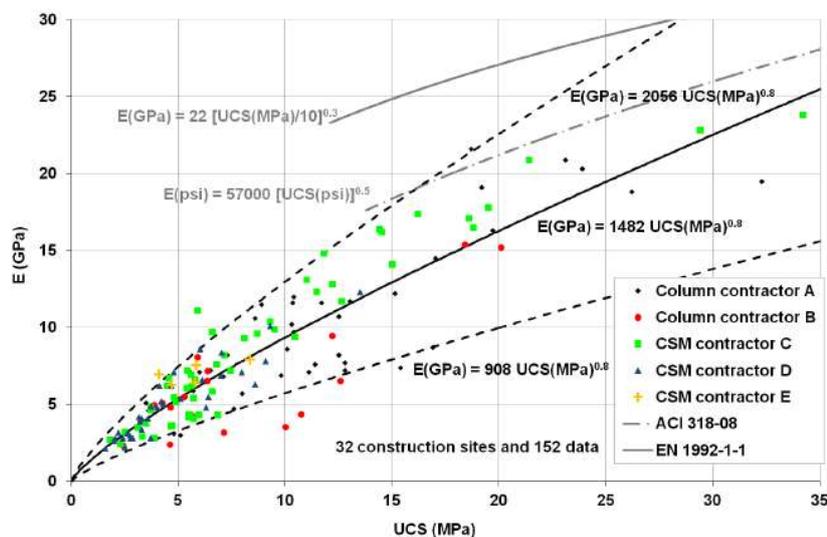


Figura 8-11: Variazione del modulo di deformazione al variare della resistenza a compressione monoassiale.

Per lo scopo del presente lavoro si adotteranno le indicazioni di Topolniki (2004) per la determinazione del modulo di deformazione del terreno trattato.

### Stima dei parametri di miglioramento attesi

Con riferimento alla determinazione dei parametri di miglioramento attesi, si pone l'attenzione al fatto che essi dipendono sia dalle caratteristiche della singola colonna, che dalle caratteristiche geometriche della maglia adottata.

### Stima della resistenza della singola colonna

La determinazione della resistenza di progetto della singola colonna è fatta con riferimento alle indicazioni di Topolniki (2012) di seguito riportate.

Con riferimento a quanto precedentemente indicato, considerando un contenuto di cemento, C, pari a mediamente 300 kg/m<sup>3</sup>, le indicazioni in Figura 8-9 consentono di stimare una resistenza a compressione monoassiale pari a  $q_u = 1.5 \text{ MPa}$ .

L'angolo di taglio del terreno consolidato è posto pari a zero.

La coesione del terreno consolidato è posta pari a  $0.5q_u = 750 \text{ kPa}$

### Stima del modulo di deformazione della singola colonna

La determinazione del modulo di deformazione della singola colonna è fatta con riferimento alle indicazioni di Topolniki (2012) di seguito riportate.

Si considera una relazione lineare  $E_{50} = 100q_u$  intermedia alla relazione suggerita da Topolniki (2012) per resistenze a compressione monoassiale inferiori a 2 MPa; con riferimento ad essa, ed al valore di resistenza a compressione monoassiale precedentemente ricavato, il modulo di deformabilità è pari a  $E_{50} = 150 \text{ MPa}$ .

### Stima dei parametri di resistenza e deformabilità del terreno trattato

La determinazione delle caratteristiche attese per il materiale del fondale trattato (appartenente alle lavorazioni del Lotto 5, diversamente dal trattamento con deep soil mixing del terreno del riempimento, che appartiene al Lotto 10B), entro le quali è previsto il miglioramento del terreno con la tecnica del DSM, è eseguita con riferimento alla c.d. "regola delle miscele".

Essa è controllata, essenzialmente, dal rapporto di sostituzione secondo la seguente formulazione.

$\alpha = A_{col} / (A_{cell}) =$  rapporto di sostituzione,

$A_{col}$  = Area della colonna di terreno consolidato;

$A_{cell}$  = area del trattamento.

Le caratteristiche di resistenza da ricercare sono: angolo di taglio, coesione e modulo di deformabilità.

Con riferimento all'applicazione della regola delle miscele, in accordo con Voigt (1889) e Reuss (1929), si impiegano le seguenti relazioni.

$$\varphi_{eq} = \text{tg}^{-1} [\alpha \cdot \text{tg} \varphi_{col} + (1-\alpha) \cdot \text{tg} \varphi_{terreno}]$$

$$c_{eq} = [0.5 \cdot \alpha \cdot \text{tg} c_{col} + (1-\alpha) \cdot \text{tg} c_{terreno}]$$

$$E_{eq} = \alpha \cdot E_{col} + (1 - \alpha) \cdot E_{terreno}$$

dove:

$c_{terreno}, \varphi_{terreno}, E_{terreno}$  = coesione, angolo di attrito e modulo di Young del terreno;

$c_{col}, \varphi_{col}, E_{col}$  = angolo di attrito e modulo di Young del materiale di apporto;

con riferimento a quanto indicato nei punti precedenti, la seguente Tabella 8-1 mostra i valori delle proprietà ricercate per il fondale, che variano a seconda dell'Unità di appartenenza (Unità A o Unità B) e della maglia progettuale (2x2 o 4x4 con i punti medi dei lati).

Tabella 8-1. Parametri dei terreni consolidati con DSM

Unità stratigrafica	Lato maglia	$\alpha$	$\varphi_{eq}$	$c_{eq}$	$E_{eq}$
	(m)	(-)	(°)	(kPa)	(MPa)
A	2	0.2	26**	154*	34
	4	0.15	28**	117*	27
B	2	0.2	28**	154*	40
	4	0.15	29**	117*	35

\*Nota: poiché il contributo della coesione è molto importante ai fini dell'equilibrio del sistema, esso sarà cautelativamente limitato a 60 kPa.

\*\*Nota: cautelativamente si è considerato nei calcoli un angolo di taglio del terreno composito pari a 10°, in accordo alle Raccomandazioni DIN4093:2012.

Il legame costitutivo considerato è di tipo elasto-plastico lineare alla Mohr-Coulomb e legge di flusso non associata.

### 8.3 IMBASAMENTO

Lo scanno di imbasamento viene eseguito direttamente sul fondale marino senza preventiva bonifica del fondale e, conseguentemente, rendendo possibile l'eventuale compenetrazione dei materiali riportati all'interno dei primissimi metri di fondale.

Questo materiale sarà costituito da scapolame selezionato, composto in prevalenza da ciottoli e pietrame.

Il materiale in oggetto è classificabile come un materiale granulare, puramente attritivo, dalle seguenti proprietà minime.

- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi' = 40^\circ$
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $E = 60 \text{ MPa}$

Il materiale è caratterizzato da peso compreso tra 5 kg e 50 kg. Dal punto di vista granulometrico si riportano di seguito i limiti di accettabilità dei fusi granulometrici da considerare per il materiale di riempimento.



ulteriormente estesa per una estensione di circa 4 m). L'intervento, previsto sotto tutti i cassoni, appartenenti alla conterminazione e alle vasche interne, consiste nella vibroflottazione con apporto di materiale dei primi 4 m di fondale. La maglia di trattamento prevista è pari a 2.0 m x 2.0 m, con diametro delle colonne minime a termine trattamento di 800 mm.

Si riporta di seguito la sezione tipo interessata dal trattamento.

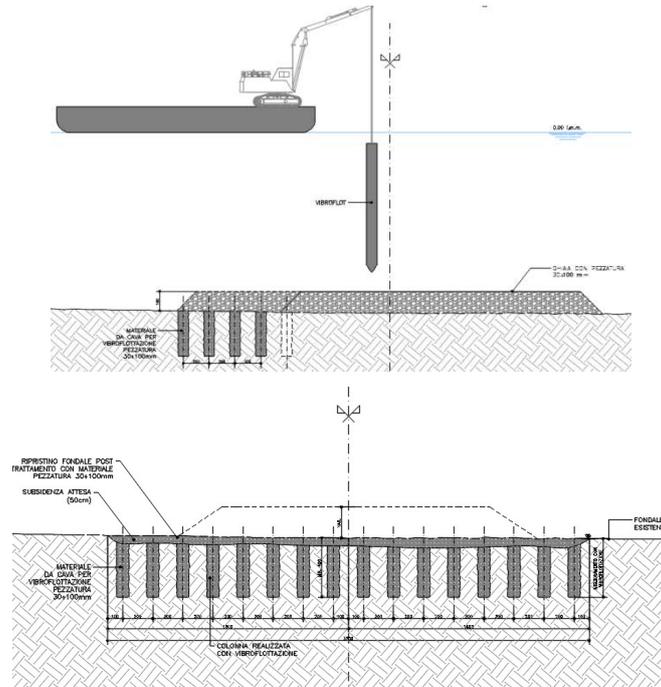


Figura 8-13. Sezione trattamento vibroflottazione del fondale

Al termine del trattamento si prevedono possibili fenomeni di subsidenza del fondale, per uno spessore di circa 50 cm. Per questa ragione si prevede la messa in opera, a seguito dell'intervento di vibroflottazione, di uno strato di 50 cm di materiale analogo a quello impiegato per la vibroflottazione, con pezzatura compresa tra 30 mm e 100 mm, al fine di ripristinare la quota del fondale naturale.

A monte dell'esecuzione della vibroflottazione dovranno essere eseguiti quattro campi prova lungo lo sviluppo della perimetrazione, al fine di tarare opportunamente le caratteristiche dell'intervento e valutare l'effettiva efficacia del trattamento. L'effettivo raggiungimento della profondità di trattamento desiderata viene convalidato mediante analisi geofisica (Sub bottom profiler), da eseguire lungo tutta l'area trattata lungo tre allineamenti, prima e dopo il trattamento in campo prova. L'effettivo miglioramento dei parametri di resistenza del terreno trattato viene eseguito mediante prove CPT di lunghezza 4 m, da eseguire negli spazi compresi tra una colonna e l'altra di trattamento, prima e dopo di trattamento. Il campo prova ha dimensioni 20 m x 20 m ed è costituito da 10 x 10 colonne. Le fasi di ciascun campo prova sono pertanto di seguito riepilogate:

- Esecuzione prove CPT prima della vibroflottazione;
- Esecuzione campo prova;
- Esecuzione prove CPT dopo la vibroflottazione.

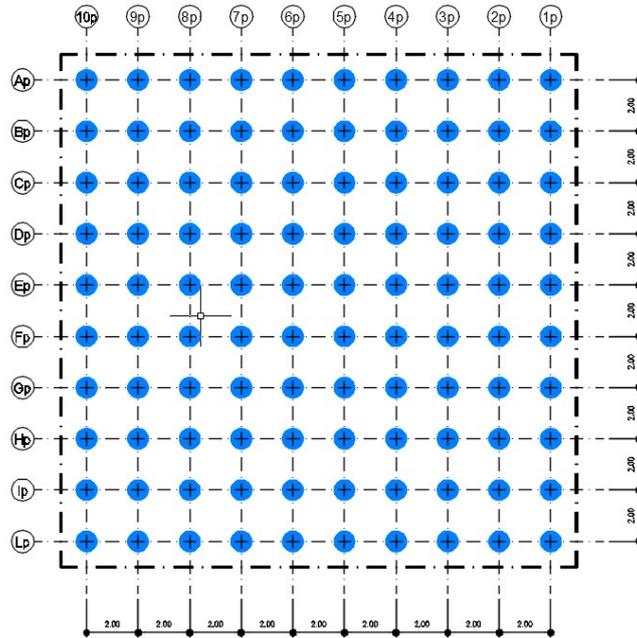


Figura 8-14. Layout maglia di trattamento vibroflottazione del fondale

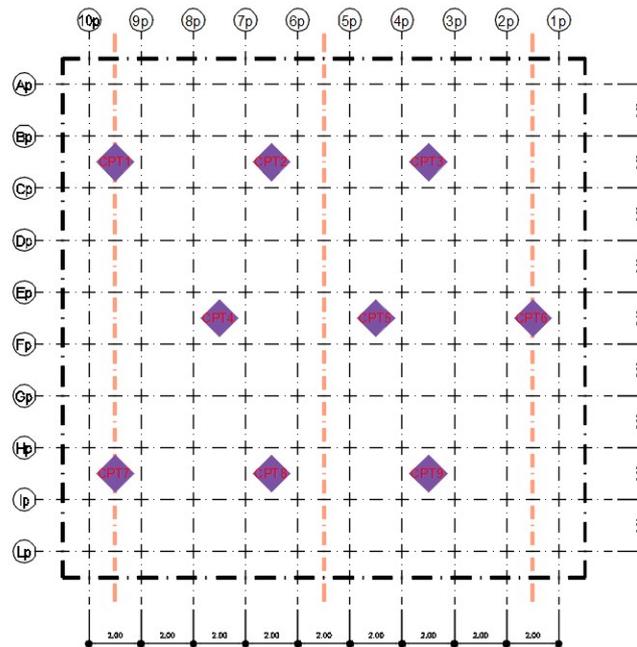


Figura 8-15. Layout prove CPT di controllo (ante e post trattamento)

## 9 RIFERIMENTI

### 9.1 DOCUMENTI DI PROGETTO

- APE0003: Relazione di sintesi sulle indagini geotecniche;
- APE0004: Planimetria di ubicazione indagini;
- APE0005: Sezioni stratigrafiche geotecniche Tavola 1;
- APE0006: Sezioni stratigrafiche geotecniche Tavola 2;
- APE0007: Sezioni stratigrafiche geotecniche Tavola 3;
- APE0009: Relazione di calcolo geotecnica Opere di conterminazione;
- APE0066: Relazione di calcolo geotecnica Vasca W1;
- APE0074: Relazione di calcolo geotecnica Vasca W2;
- APE0082: Relazione di calcolo geotecnica Opere di completamento;
- IDR0007: Relazione di calcolo idraulica delle opere di conterminazione
- STR0001: Relazione di calcolo strutturale delle opere di conterminazione

### 9.2 RIFERIMENTI NORMATIVI

- D.M. 14 gennaio 2008, Nuova Norme Tecniche per le Costruzioni;
- Circolare Ministero Infrastrutture e Trasporti n. 617 del 02/02/2009;
- UNI EN 1990, Eurocodice 0: Criteri generali di progettazione strutturale, versione italiana del gennaio 2014.
- UNI EN 1997-1, Eurocodice 7: Progettazione Geotecnica – Parte 1: Regole Generali, versione italiana del maggio 2009.

### 9.3 RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI

- Associazione Geotecnica Italiana, 2005, Aspetti geotecnici della progettazione in zone sismiche, Patron Editore;
- Berligen S. A. et. Al, 2006, compression and permeability relationships in high water content clays, Applied Clay Science 249-261;
- C.W.W. Ng and B. Menzies, 2007, Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering, Taylor & Francis;
- Das B. M., 2008, Advanced Soil Mechanics, 3rd edition, Taylor & Francis;
- J. C. Delleur, 1999, The handbook of groundwater engineering, School of Civil Engineering Purdue University, Indiana;
- D'Appolonia D. J., D'Appolonia E. D., and Brissette R. F., 1970, Closure: Settlement of Spread Footings on Sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, pp 754-762. Available from American Society of Civil Engineers, 345 East 47th Street, New York, NY10017;
- Dolinar, B., 2009, Predicting the hydraulic conductivity of saturated clays using plasticity value correlations. Applied. clay science 45, 1/2, 90-94. doi: 10.1016/j.clay.2009.04.001
- Fang H., Daniels J., 2006, Introductory Geotechnical Engineering: An Environmental Perspective, Taylor & Francis, New York;
- Frank R. et. Al., 2004, Designer's guide to EN 1997-1, Eurocode 7: Geotechnical Design – General Rules;
- Gamez J.A. and Stark T., 2014, Fully softened shear strength at low stresses for levee and embankment design, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Asce;
- Gardner G.H.F., and Harris M.H., 1968, Velocity and attenuation of elastic waves in sands: 9th Annual SPWLA Log Symposium, Transitions, M1–M19;
- Gonzalez de Vallejo L.I., 2005, Geoingegneria, Pearson Education Italia;

- Lunne, T., Robertson, P.K., and Powell, J.J.M., 1997. Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic, EF Spon/Routledge Publ., New York, 1997, 312 pp.
- Mayne, P. W., and G. J. Rix, 1995, "Correlations between Shear Wave Velocity and Cone Tip Resistance in Natural Clays", Soils and Foundations, Vol. 35, No. 2, pp. 107-110;
- Mayne P.W., 2001, Stress-strain-strength-flow parameters from seismic cone tests. Proceedings, Intl. Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia: 27-48;
- Mayne P.W., 2007, In-situ test calibrations for evaluating soil parameters. Characterization & Engineering Properties of Natural Soils, Vol. 3, Taylor & Francis Group, London: 1602-1652;
- Mayne P.W., 2001, Stress-strain-strength-flow parameters from seismic cone tests. Proceedings, Intl. Conf. on In-Situ Measurement of Soil Properties & Case Histories, Bali, Indonesia: 27-48;
- Meletti C., Valensise G, 2004, Zonazione Sismogenetica ZS9 – App.2 al Rapporto Conclusivo, Gruppo di Lavoro per la redazione della mappa di pericolosità sismica (Ordinanza P.C.M. 20.03.2003 n. 3274), Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia;
- Pedroni L. et. Al, 2006, properties of treatment sludge during sedimentation and consolidation tests, 7<sup>th</sup> international conference on acid rock drainage, American society of mining reclamation;
- Robertson, P. K., 2009, "Interpretation of Cone Penetration Tests – a Unified Approach", Canadian Geotechnical Journal, Vol. 46, No. 11, pp. 1337-1355.
- Robertson, P. K. and K. L. Cabal, 2010, "Estimating soil unit weight from CPT", Proceeding of the 2<sup>nd</sup> International Symposium on Cone Penetration Testing, Huntington Beach, California, USA, 9-11 March 2010;
- Rovida, R. Camassi, P. Gasperini e M. Stucchi (a cura di), 2011, CPTI11, la versione 2011 del Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani. Milano, Bologna, <http://emidius.mi.ingv.it/CPTI>, DOI: 10.6092/INGV.IT-CPTI11;
- Somogyi, F., 1979. Analysis and prediction of phosphatic clay consolidation: implementation package. Technical report, Florida Phosphatic Clay Research Project, Lakeland, FL;
- Stark T. et. Al, 2005, Settlements of dredged and contaminated material placement. Area I, Theory and use of primary consolidation, secondary compression, and dessication of dredged fill, Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering, Asce;
- Stark T. et. Al, 2005, Settlements of dredged and contaminated material placement. Area II, Primary consolidation, secondary compression, and dessication of dredged fill input parameters, Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering, Asce;
- Stark T. and Hussain M., 2012, Empirical correlations – drained shear strength for slope stability analyses, Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering, Asce;
- Stark T. and Choi H., 2005, program documentation and user guide: psddf primary consolidation, secondary compression and desiccation of dredged fill, USACE;
- Watkins J. S., Walters L. A. & Godson R. H., 1972, Dependence of in-situ compressional wave velocity on porosity, Geophysics 37 ,pag. 29-35;

---

## **Allegato A**

### **Figure delle proprietà dei terreni**

Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale

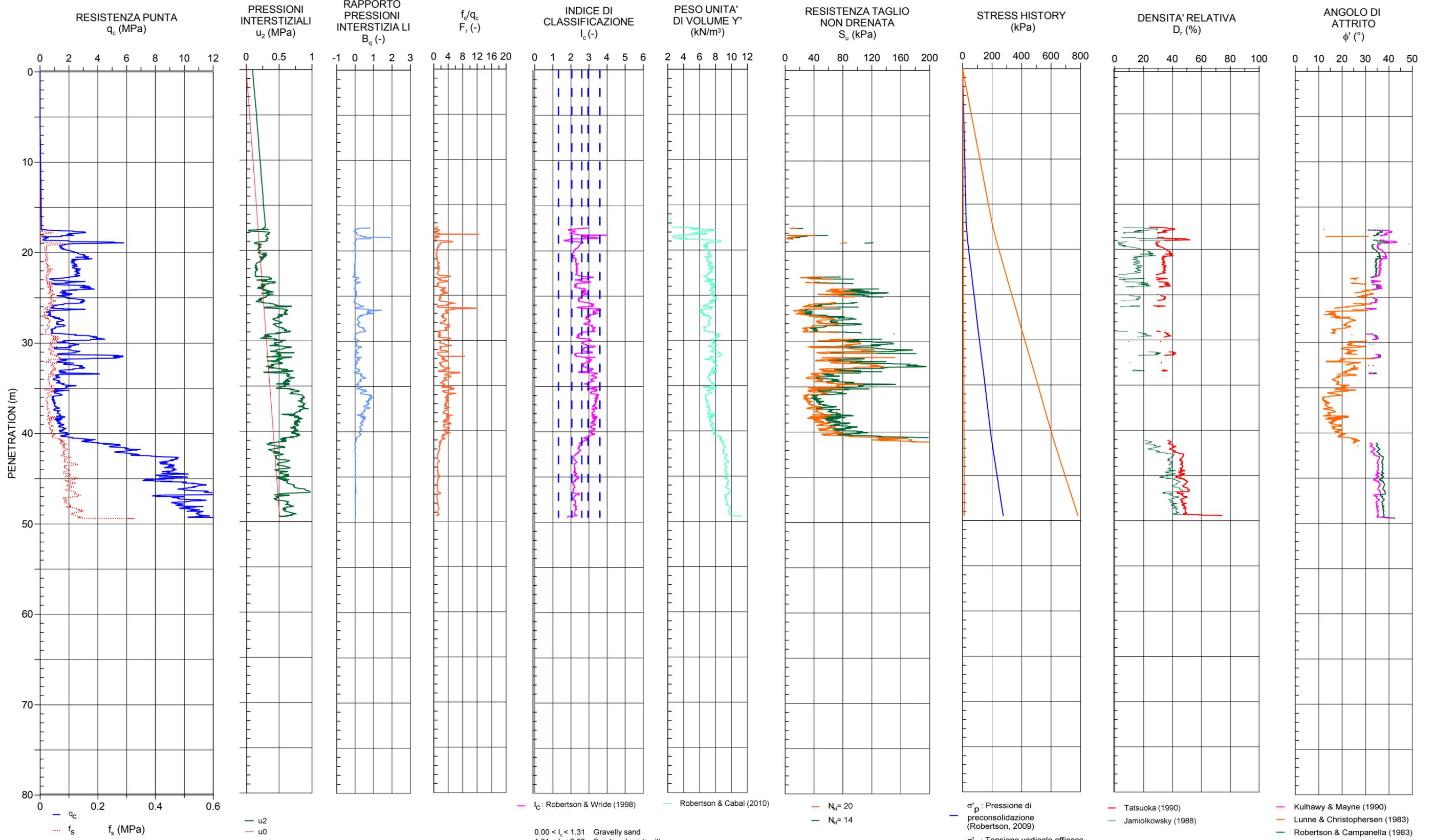
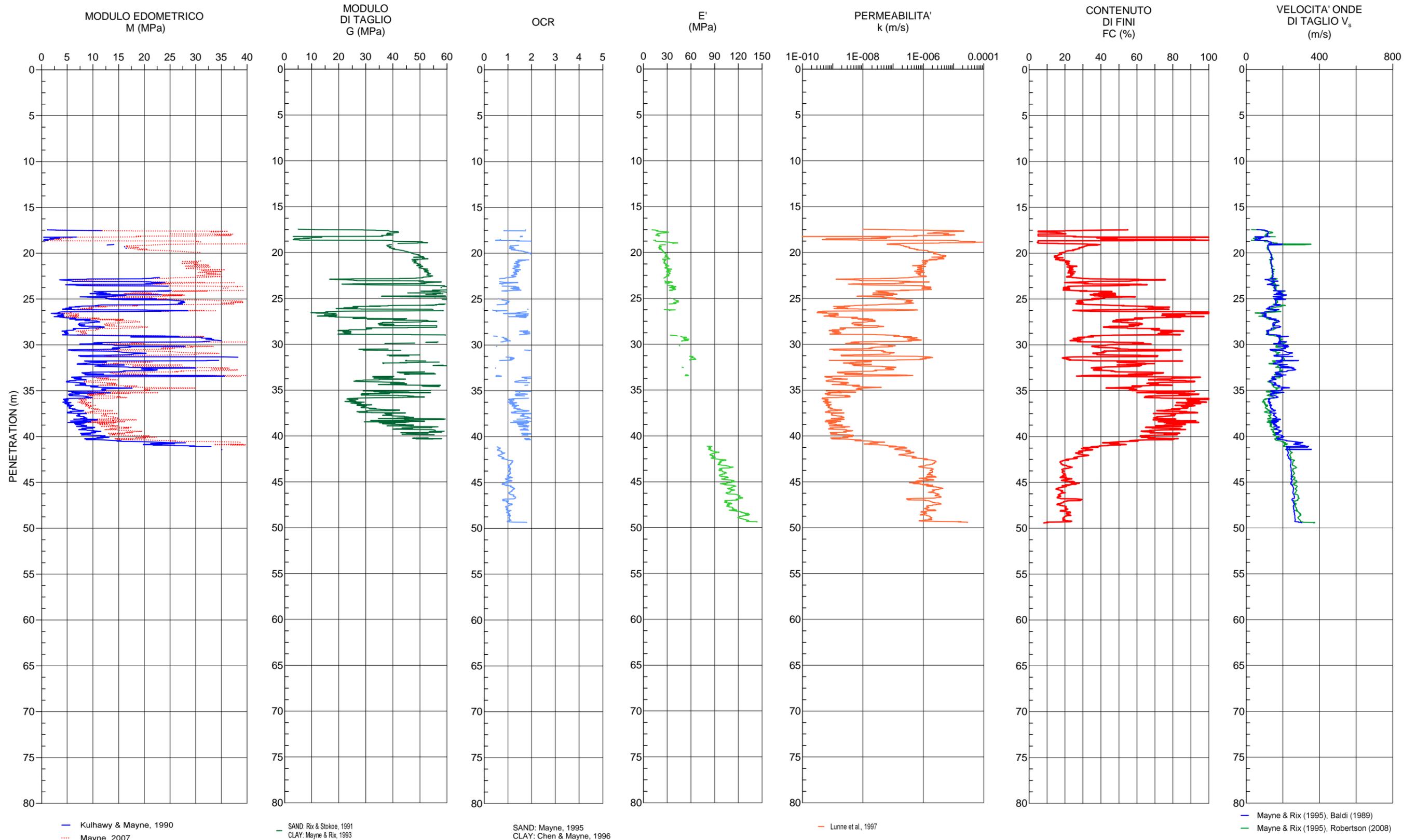


FIGURA 1

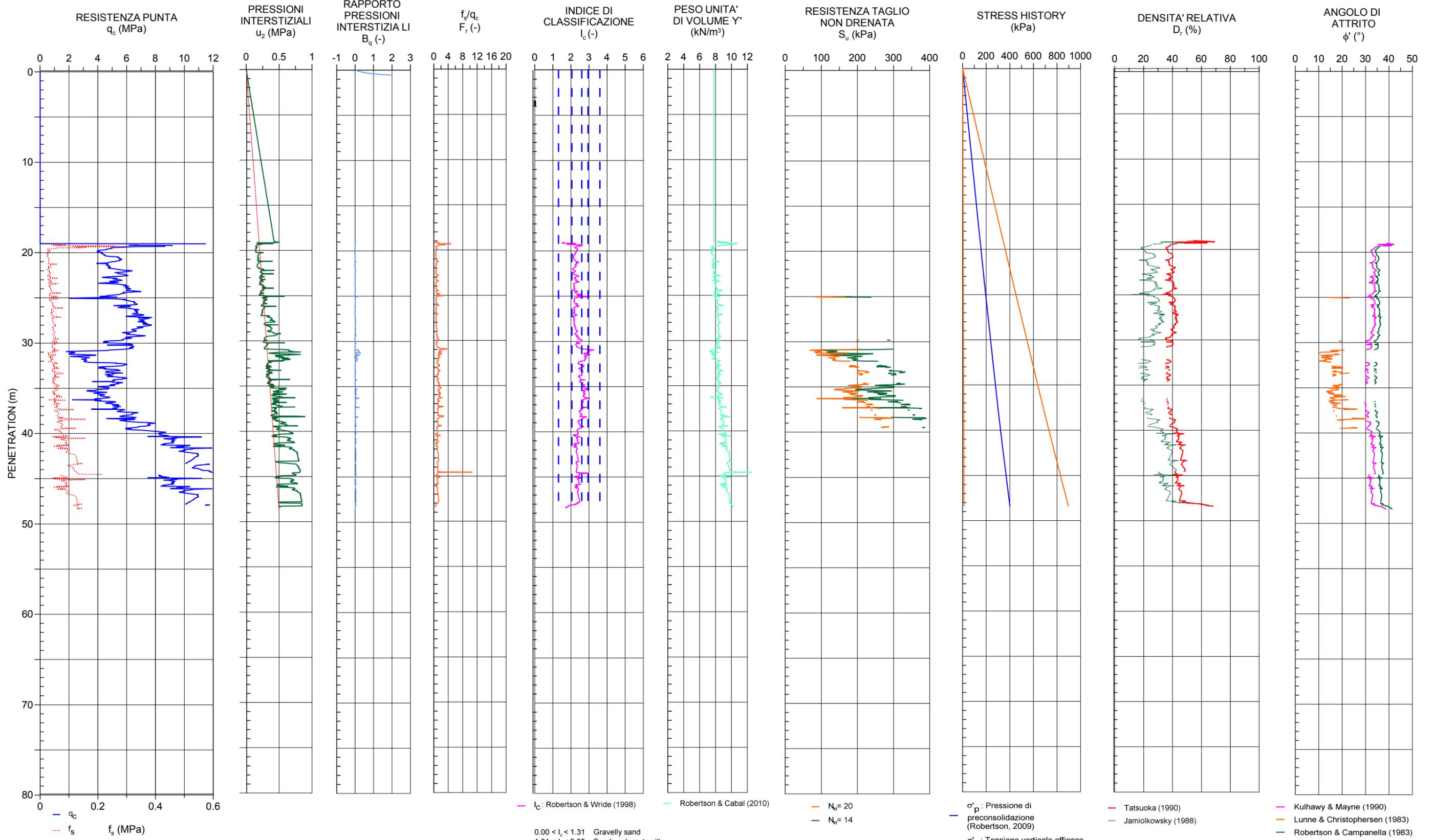
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 4.5 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 49.44 m

FIGURA 2

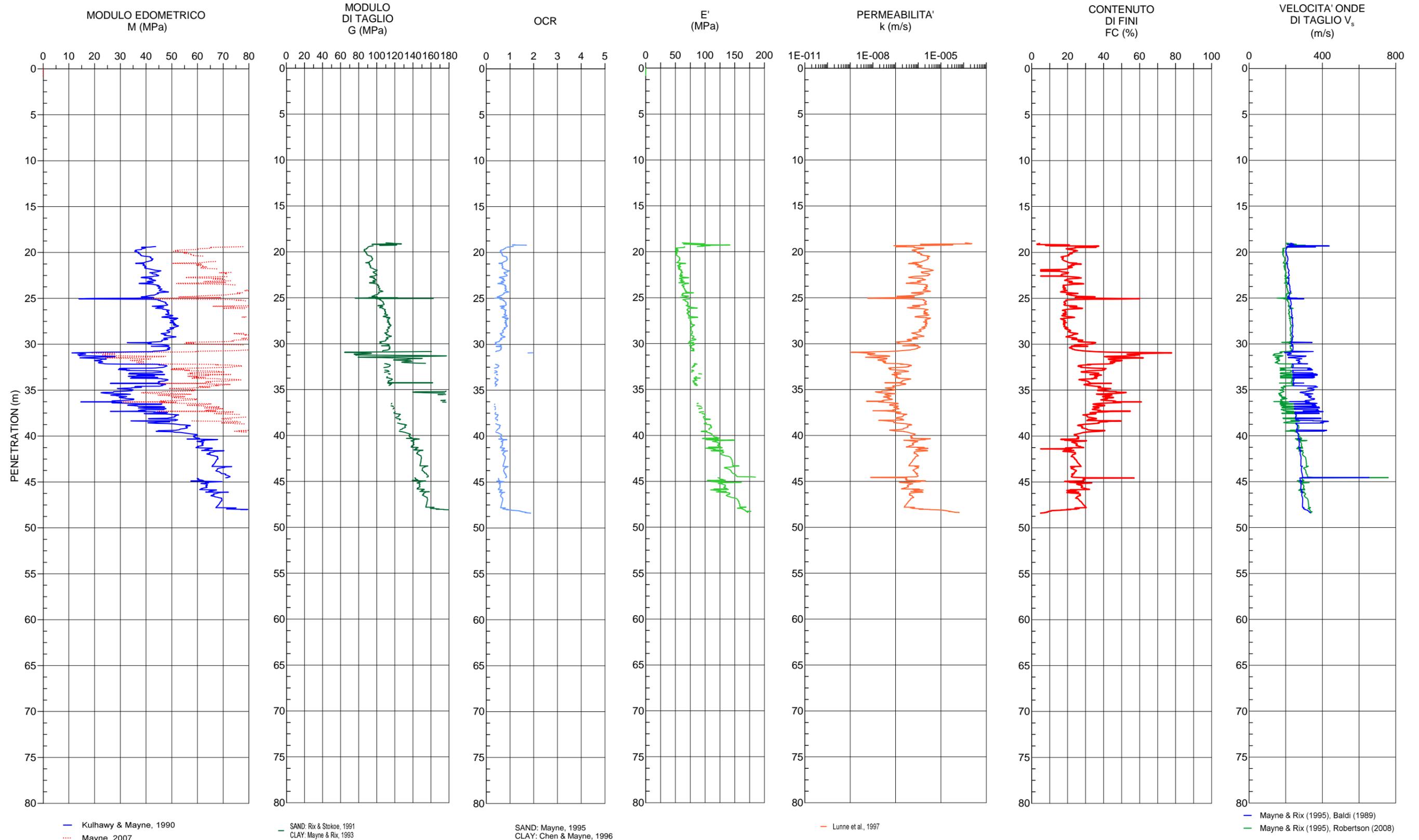
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



FALDA : 2.0 m  
PREFORO: 19.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 48.4 m

FIGURA 3

Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



FALDA : 2.0 m  
 PREFORO: 19.0 m  
 LUNGHEZZA TOTALE: 48.4 m

FIGURA 4  
 INTERPRETAZIONE CPTU-J4  
 PARTE 2 DI 2

Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale

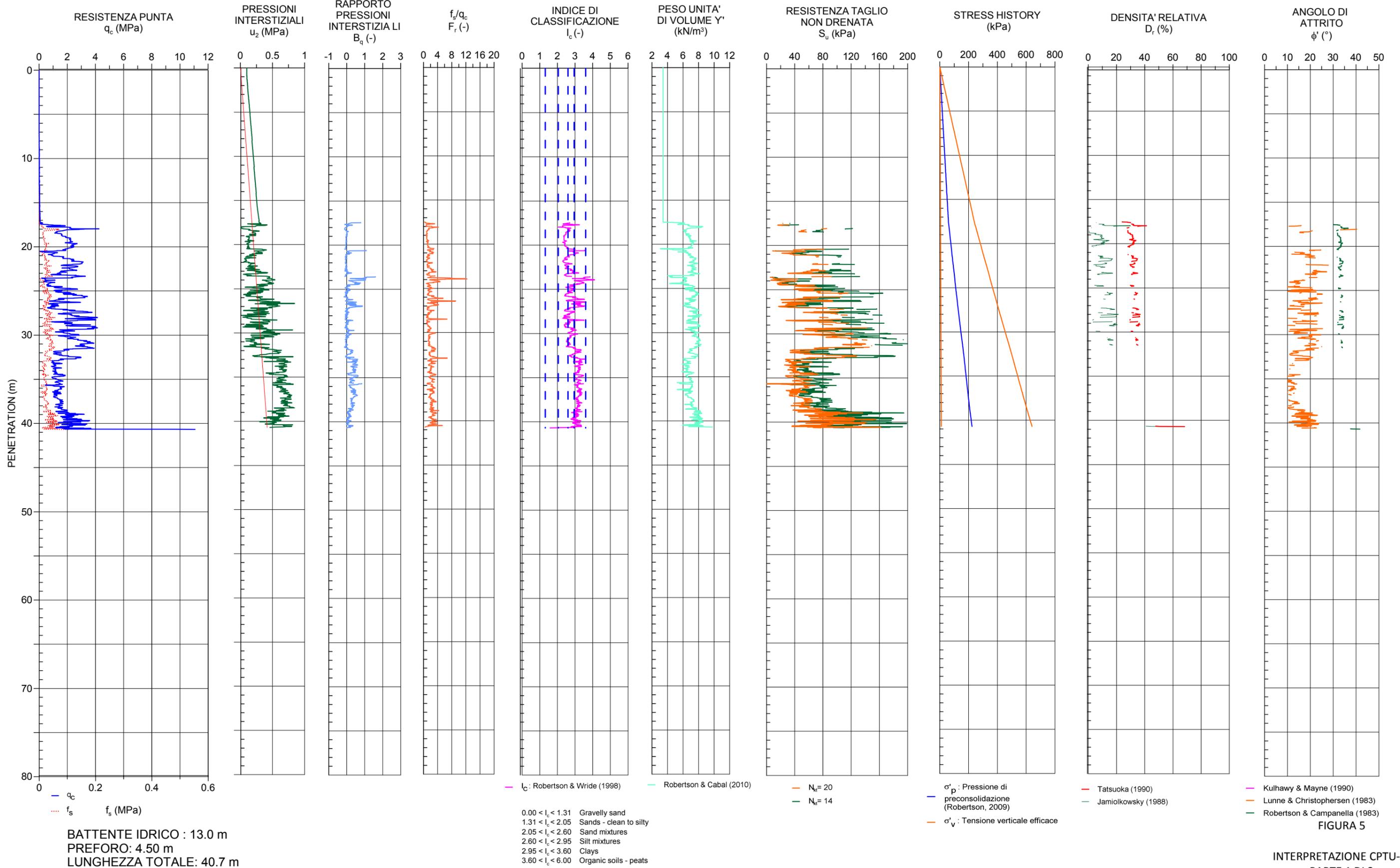
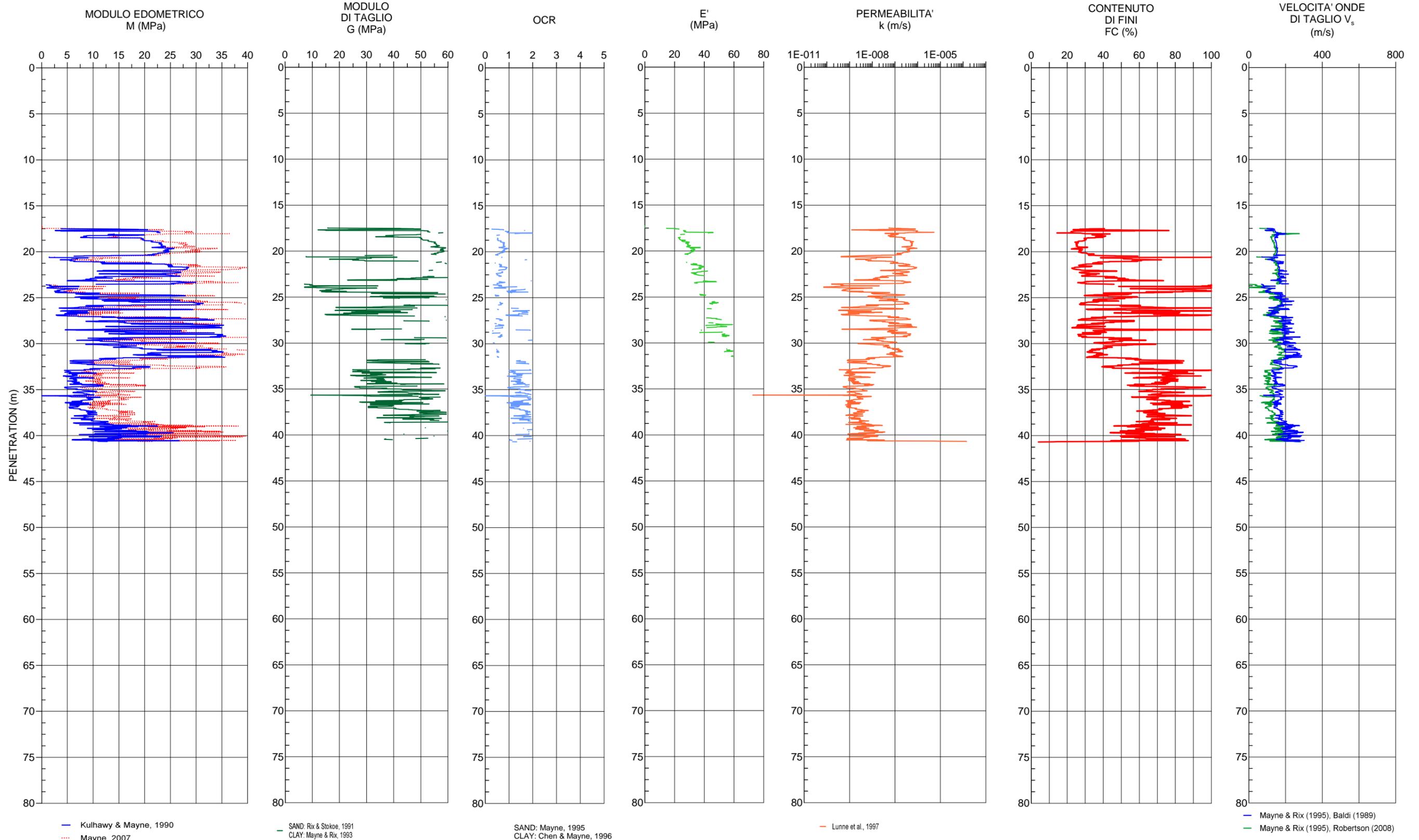


FIGURA 5

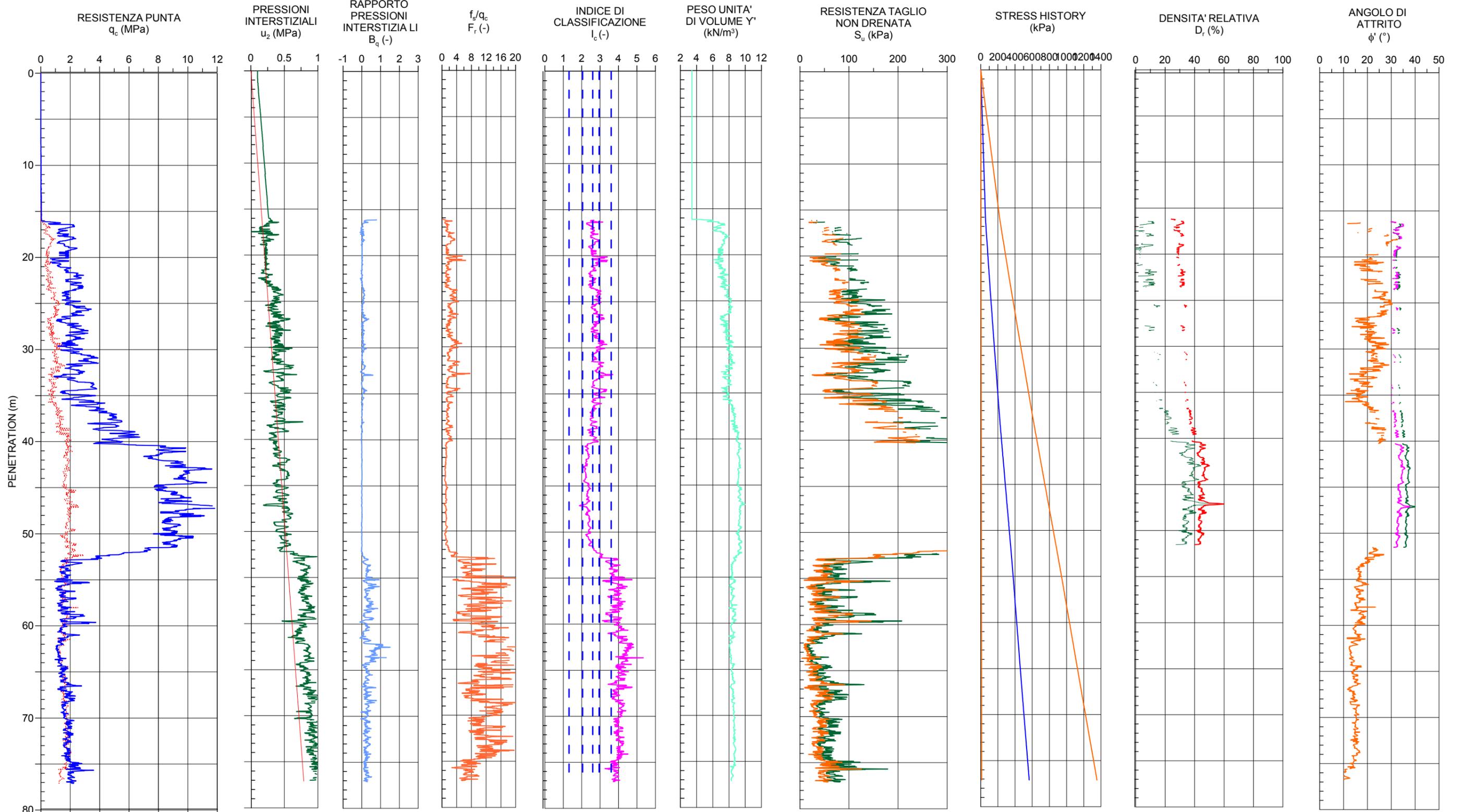
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 4.5 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 40.7 m

FIGURA 6

Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



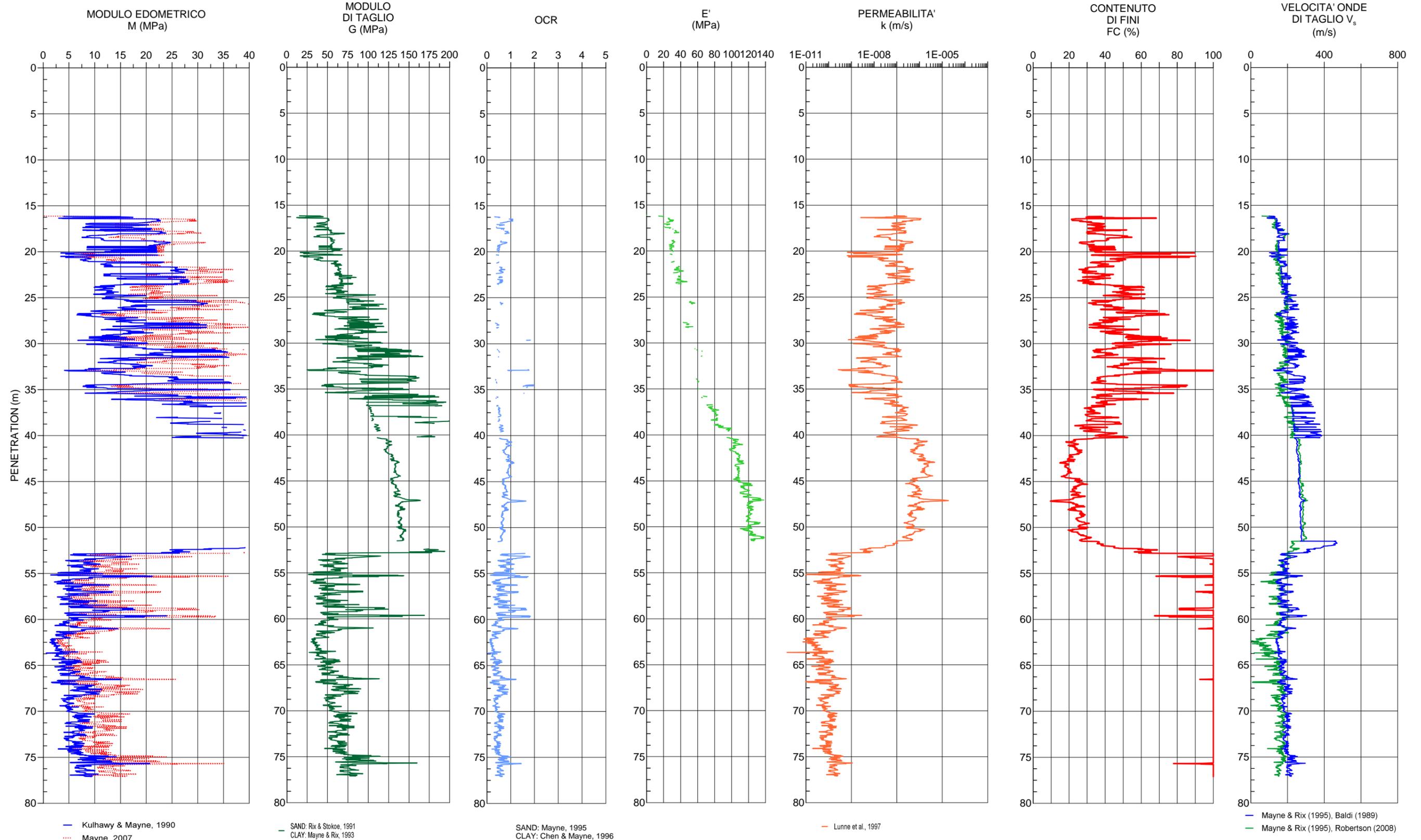
BATTENTE IDRICO: 13.0 m  
PREFORO: 3.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 77.1 m

0.00 <  $I_c$  < 1.31 Gravelly sand  
1.31 <  $I_c$  < 2.05 Sands - clean to silty  
2.05 <  $I_c$  < 2.60 Sand mixtures  
2.60 <  $I_c$  < 2.95 Silt mixtures  
2.95 <  $I_c$  < 3.60 Clays  
3.60 <  $I_c$  < 6.00 Organic soils - peats

—  $I_c$ : Robertson & Wride (1998)  
— Robertson & Cabal (2010)  
—  $N_{cr} = 20$   
—  $N_{cr} = 14$   
—  $\sigma'_p$ : Pressione di preconsolidazione (Robertson, 2009)  
—  $\sigma'_v$ : Tensione verticale efficace  
— Tatsuoka (1990)  
— Jamiolkowsky (1988)  
— Kulhawy & Mayne (1990)  
— Lunne & Christophersen (1983)  
— Robertson & Campanella (1983)

FIGURA 7

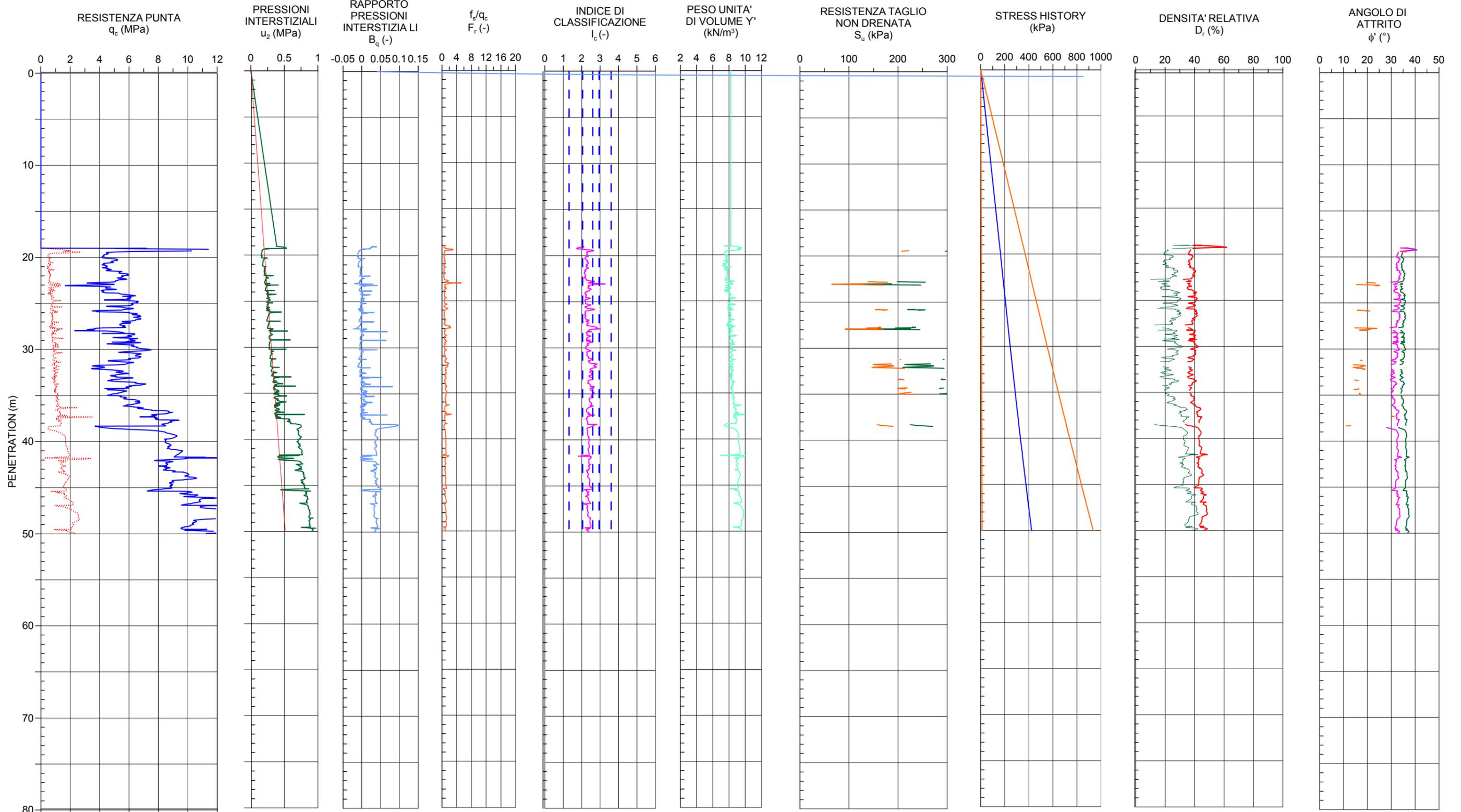
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 3.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 77.1 m

FIGURA 8

Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



FALDA : 2.0 m  
PREFORO: 19.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 50.0 m

$I_c$ : Robertson & Wride (1998)  
Robertson & Cabal (2010)

0.00 < $I_c$ < 1.31	Gravelly sand
1.31 < $I_c$ < 2.05	Sands - clean to silty
2.05 < $I_c$ < 2.60	Sand mixtures
2.60 < $I_c$ < 2.95	Silt mixtures
2.95 < $I_c$ < 3.60	Clays
3.60 < $I_c$ < 6.00	Organic soils - peats

$N_{60}$  = 20  
 $N_{60}$  = 14

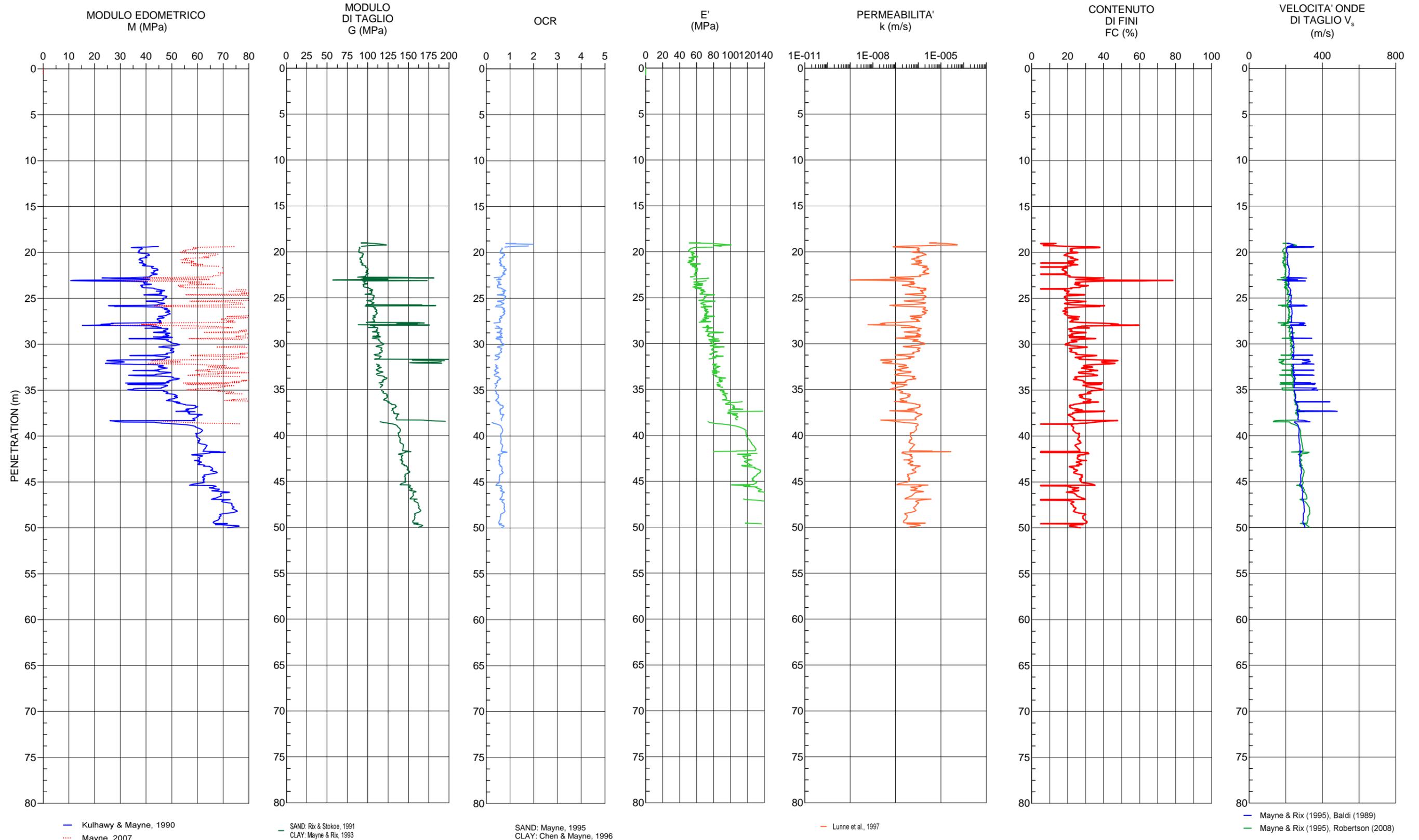
$\sigma'_p$ : Pressione di preconsolidazione (Robertson, 2009)  
 $\sigma'_v$ : Tensione verticale efficace

Tatsuoka (1990)  
Jamiolkowsky (1988)

Kulhawy & Mayne (1990)  
Lunne & Christophersen (1983)  
Robertson & Campanella (1983)

FIGURA 9

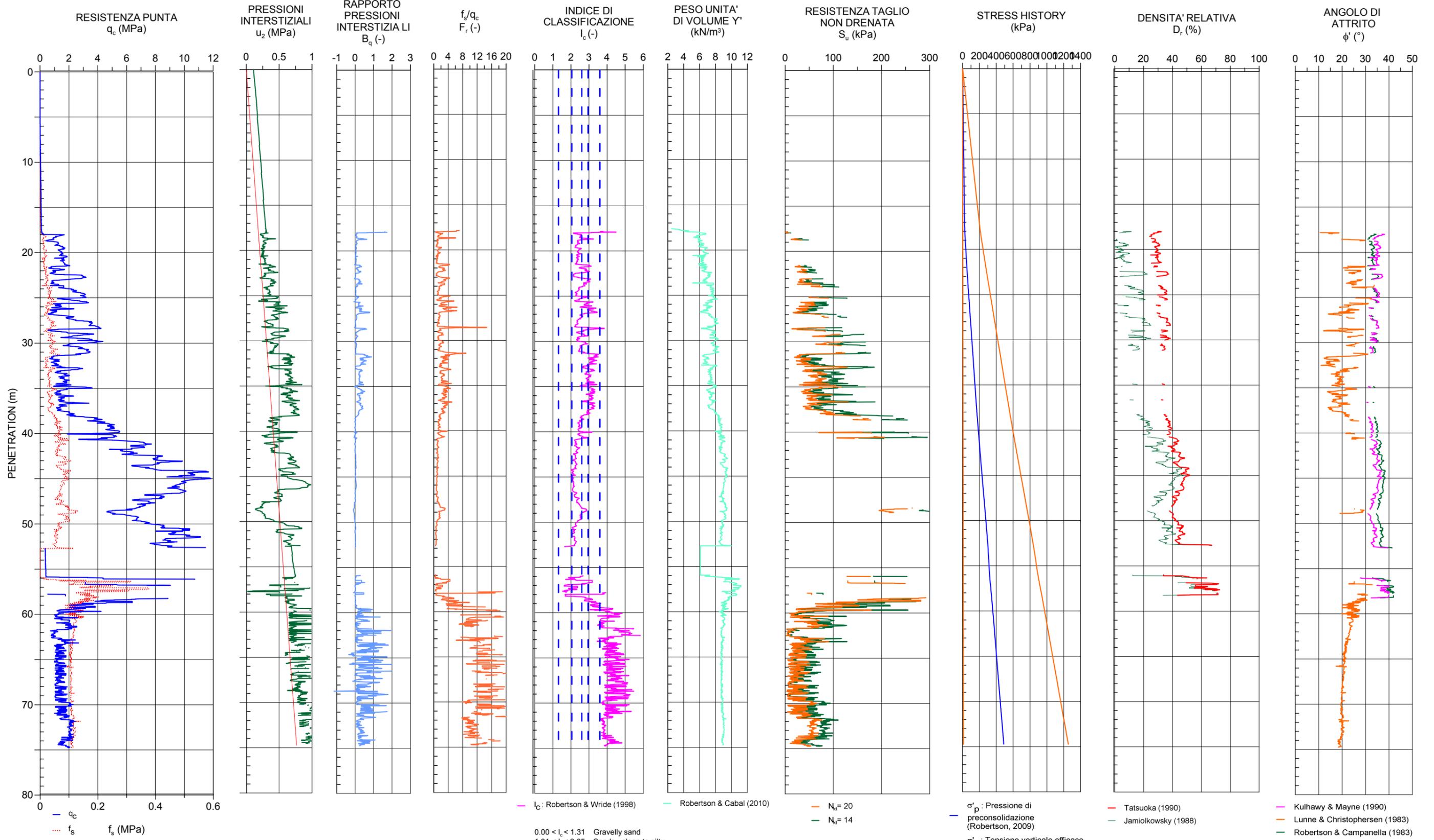
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



FALDA : 2.0 m  
PREFORO: 19.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 50.0 m

FIGURA 10

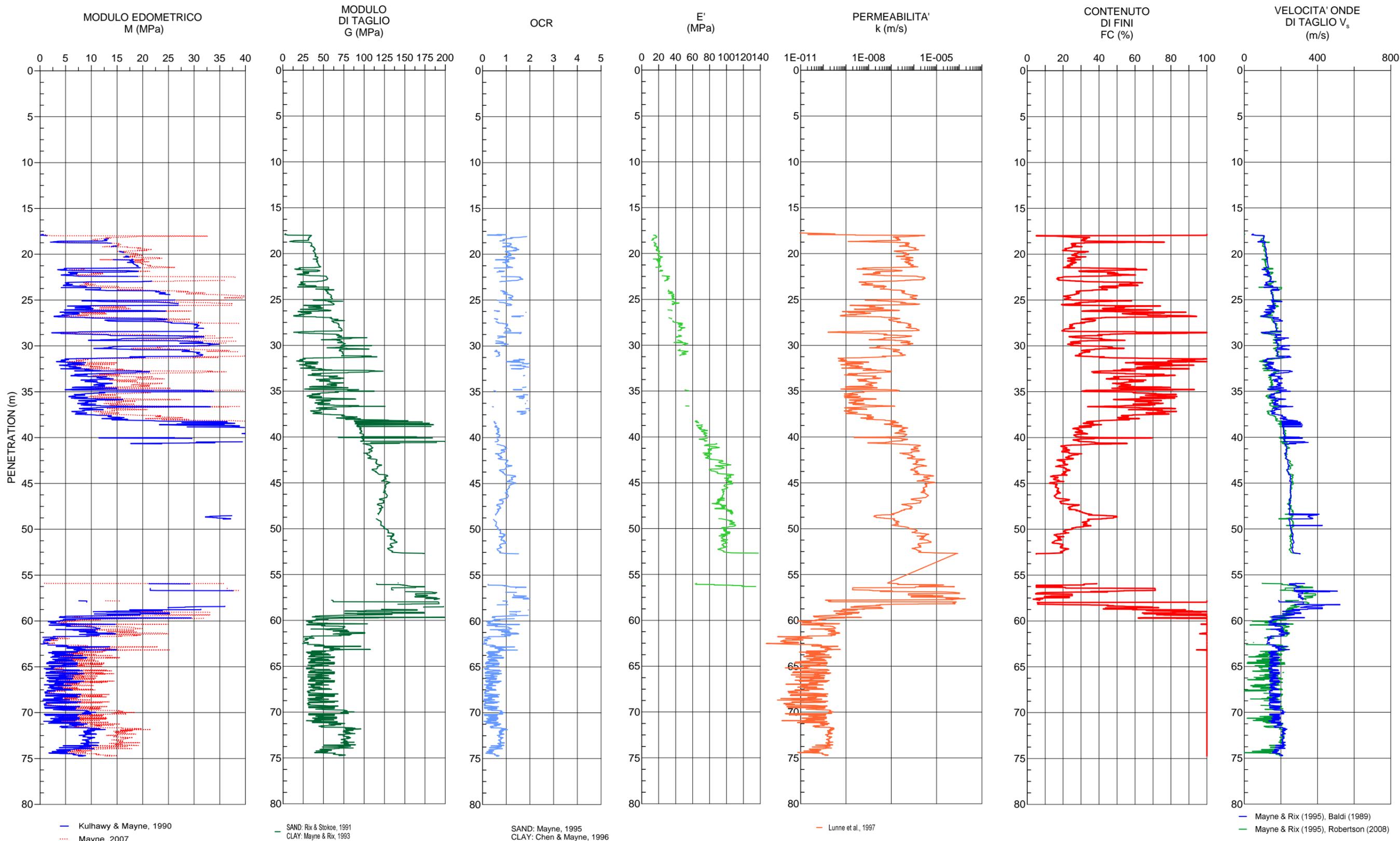
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 5.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 74.73 m

FIGURA 11

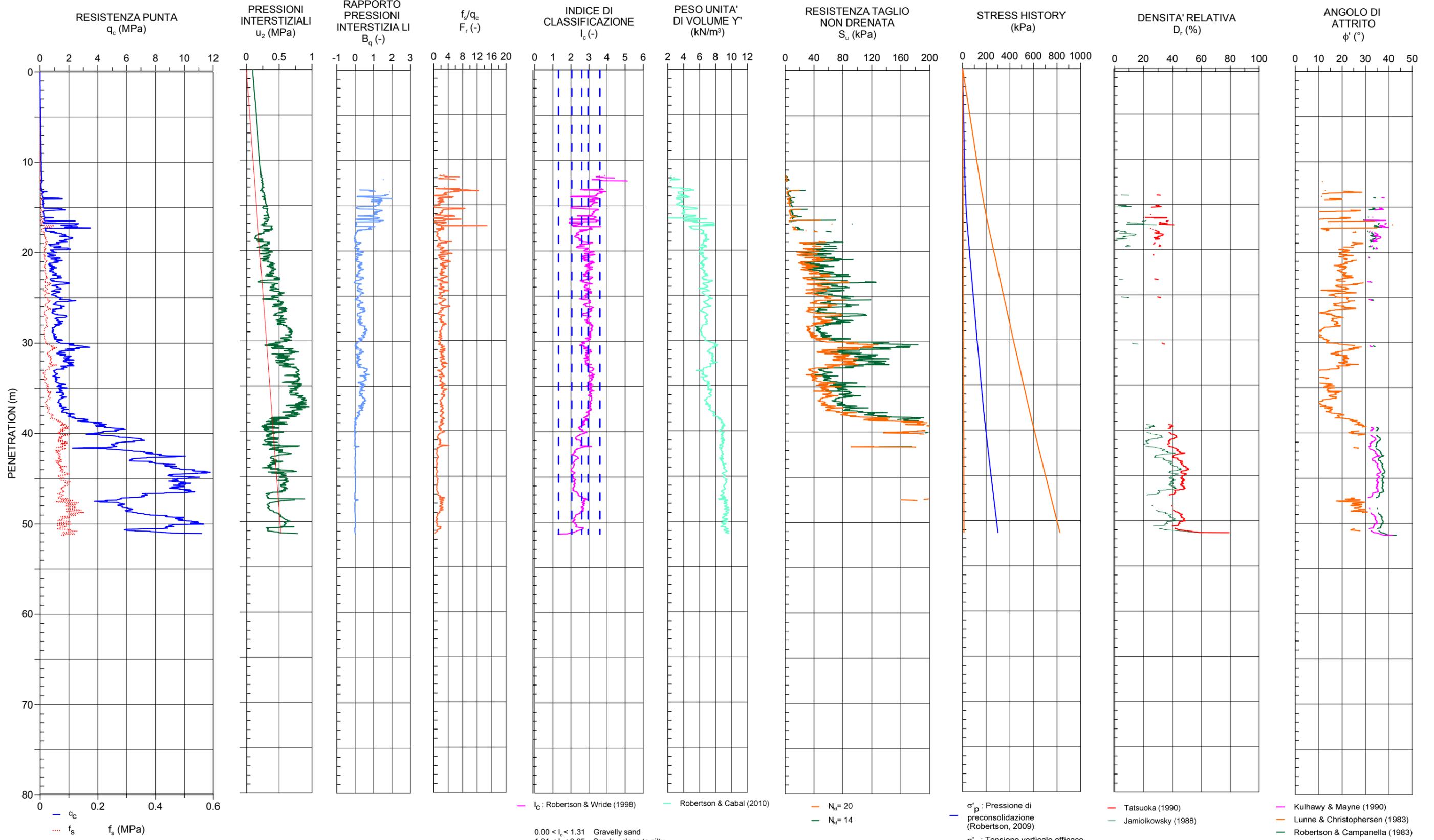
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 5.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 74.73 m

FIGURA 12

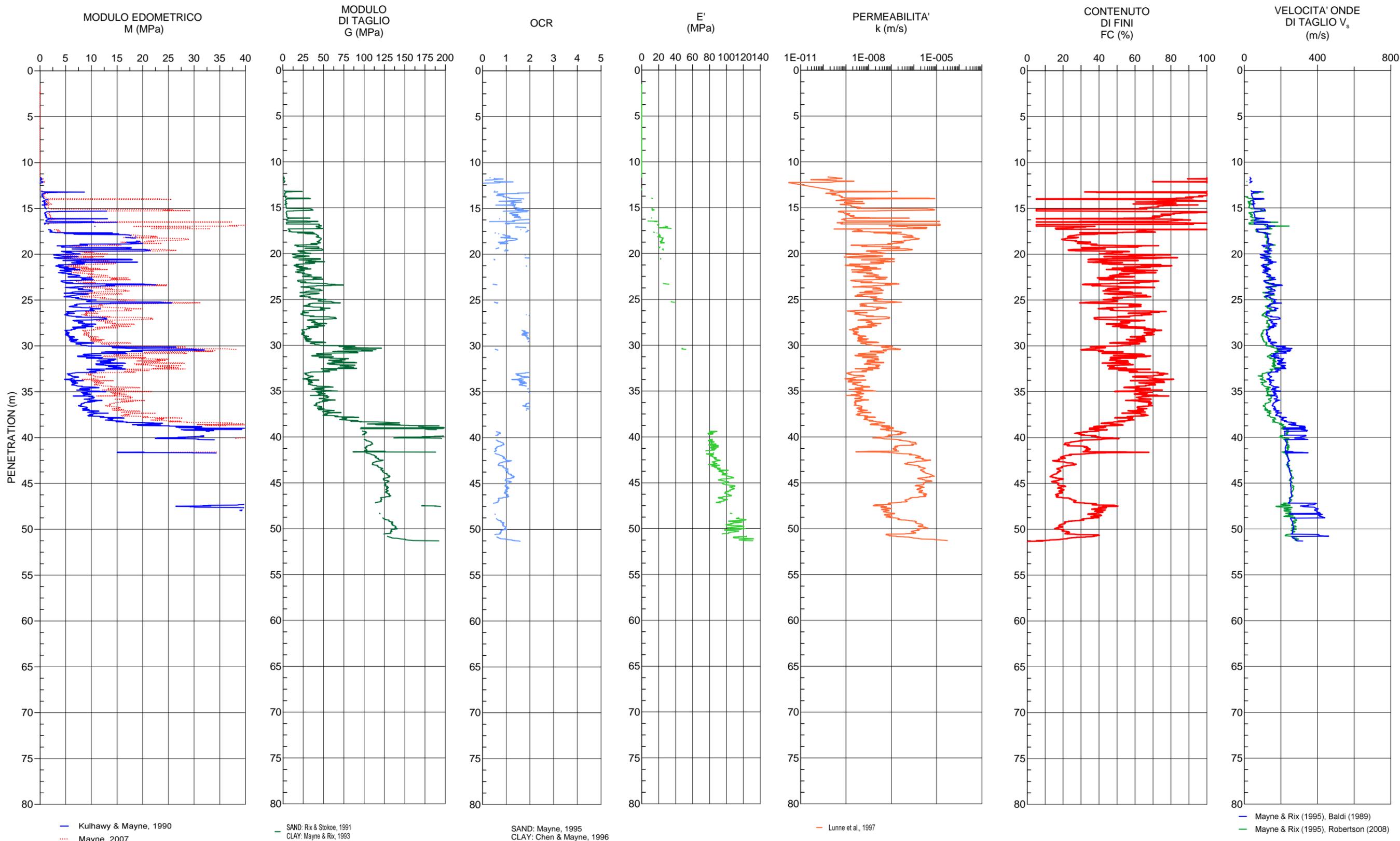
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
PREFORO: 5.0 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 51.32 m

FIGURA 13

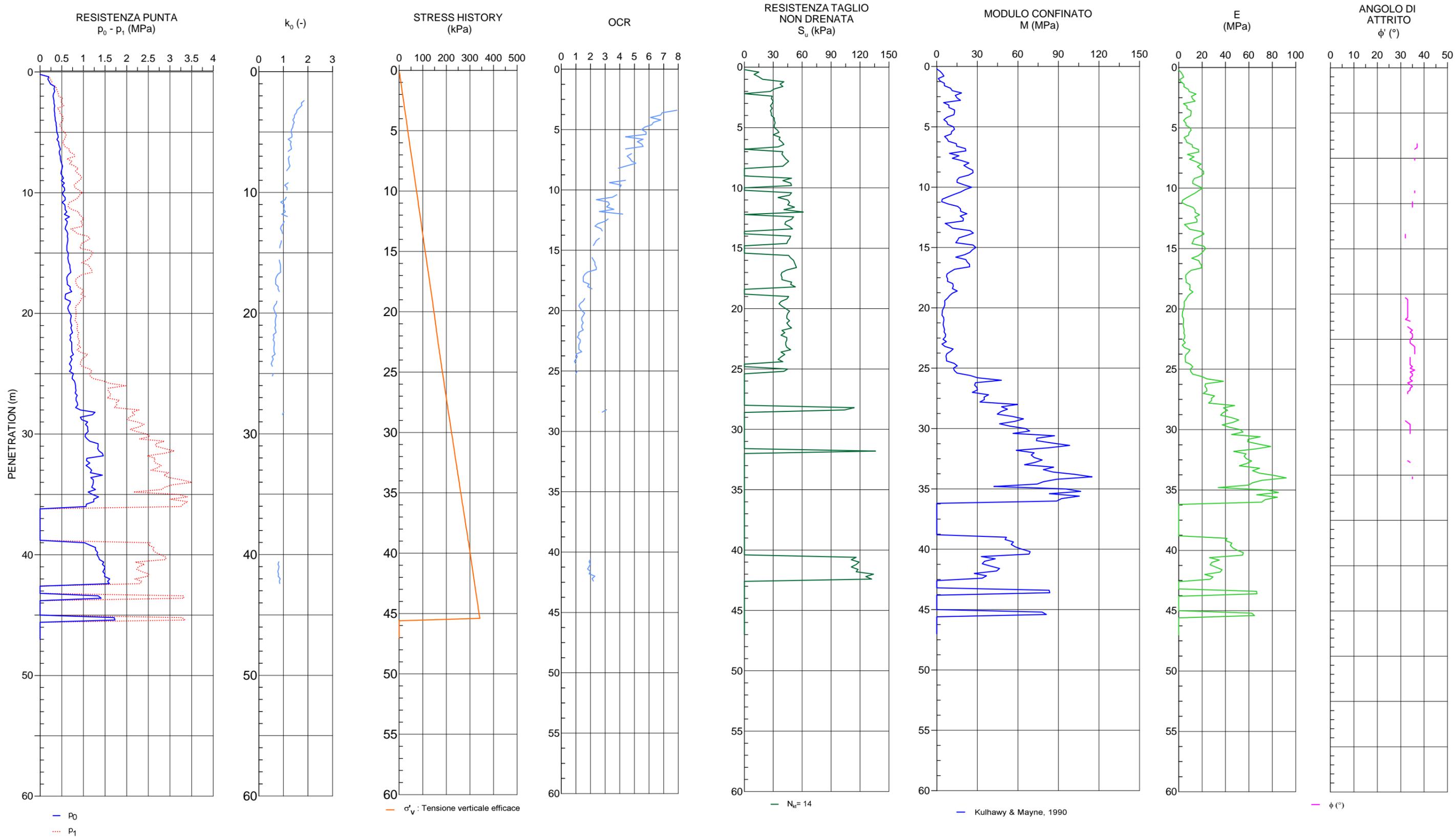
Progetto Esecutivo Opere a Mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATTENTE IDRICO : 13.0 m  
 PREFORO: 5.0 m  
 LUNGHEZZA TOTALE: 51.32 m

FIGURA 14

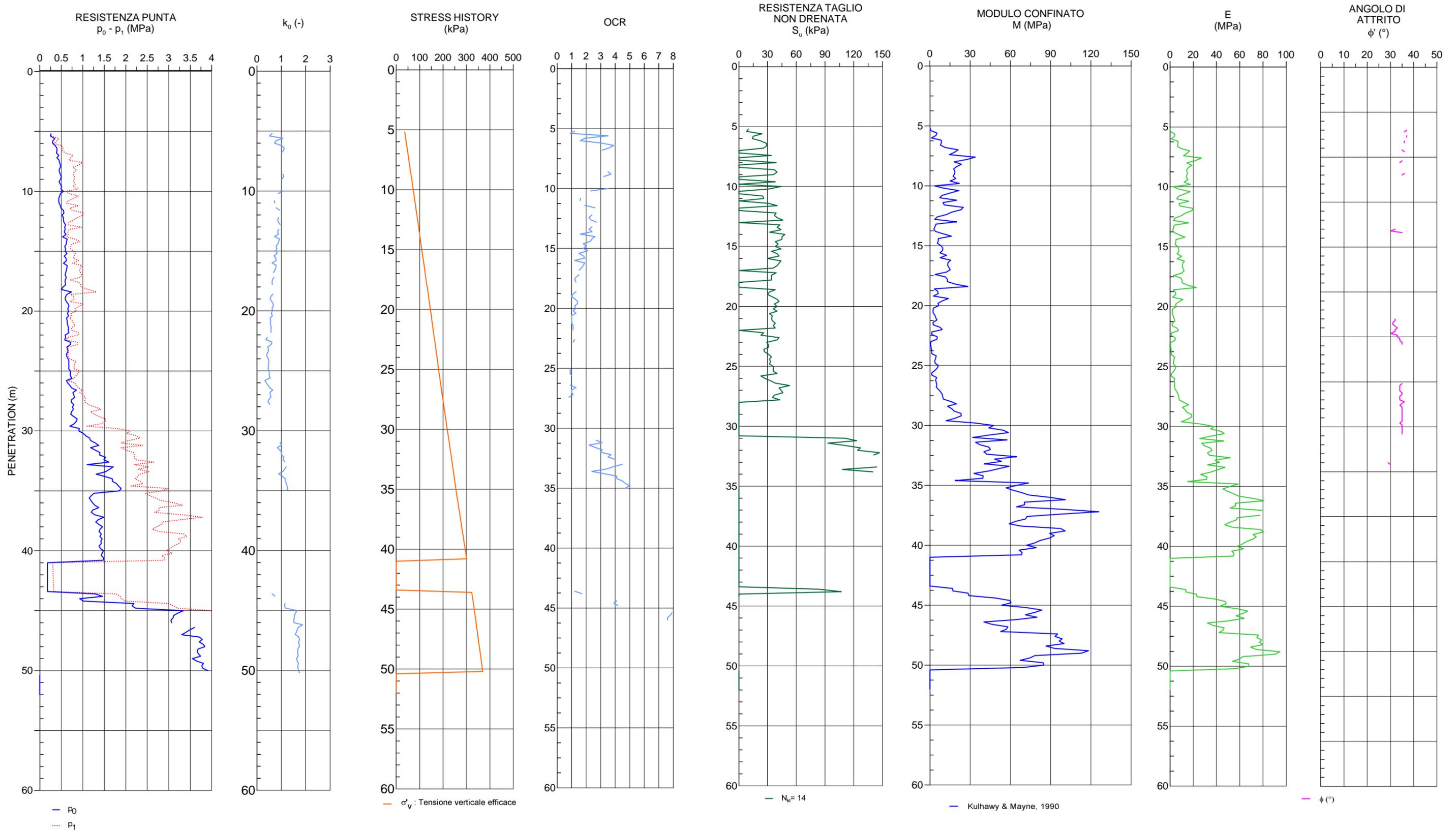
Progetto esecutivo Opere a mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATIMETRIA: 12.7 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 45.4 m

FIGURA 15  
INTERPRETAZIONE DMT-J1

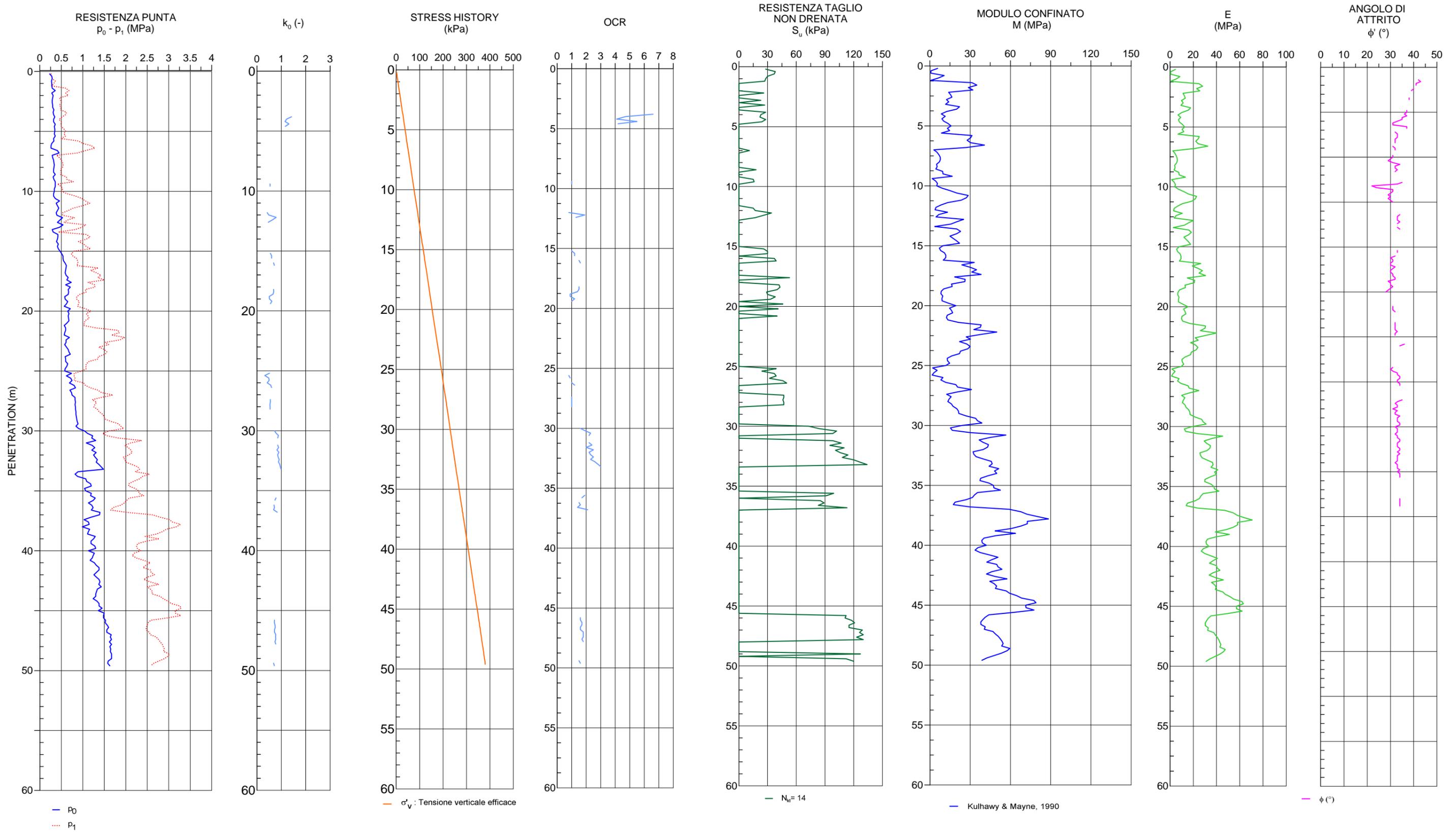
Progetto esecutivo Opere a mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATIMETRIA : 13.5 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 50.2 m

FIGURA 16  
INTERPRETAZIONE DMT-J2

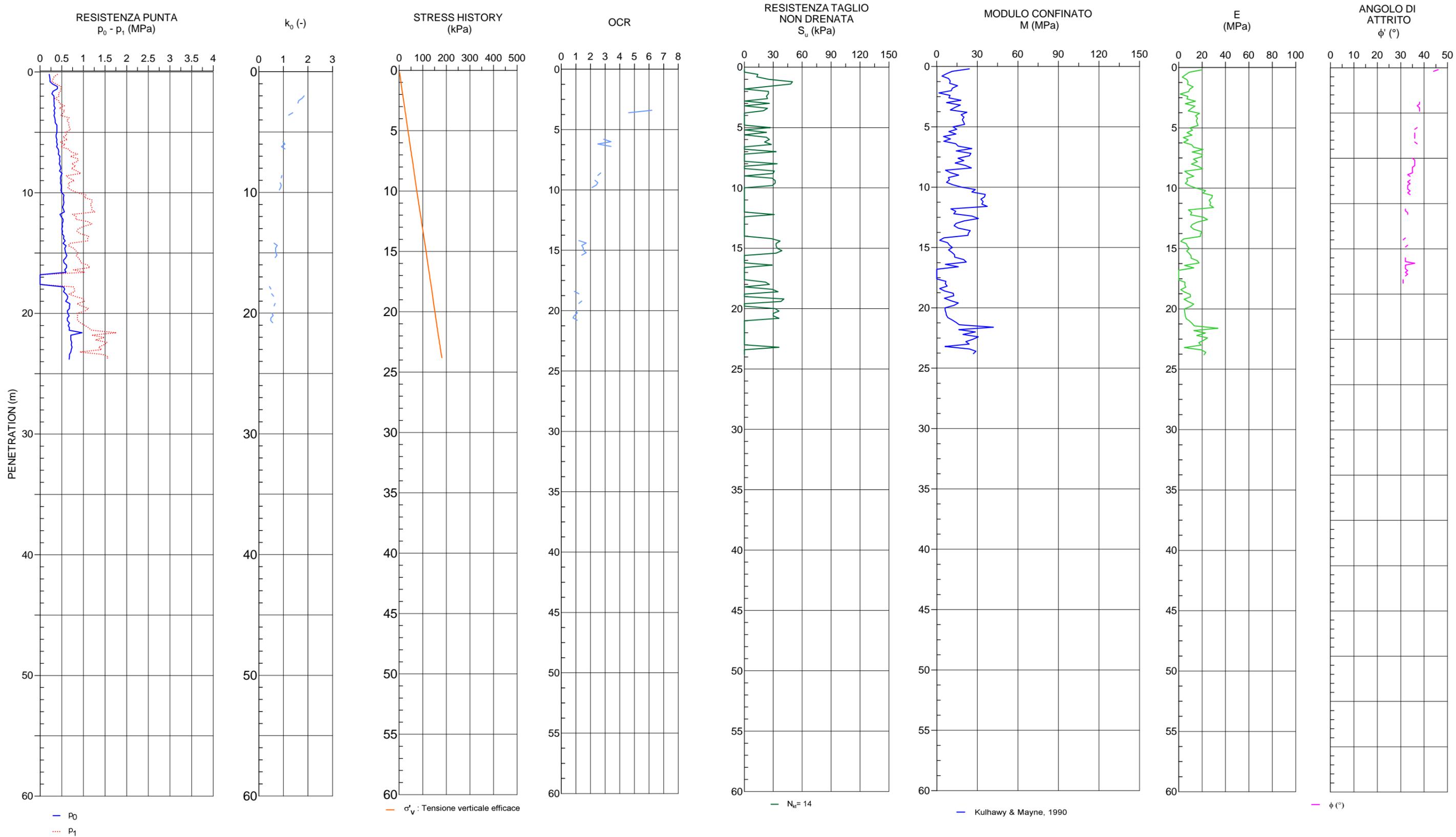
Progetto esecutivo Opere a mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATIMETRIA: 10.7 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 49.6 m

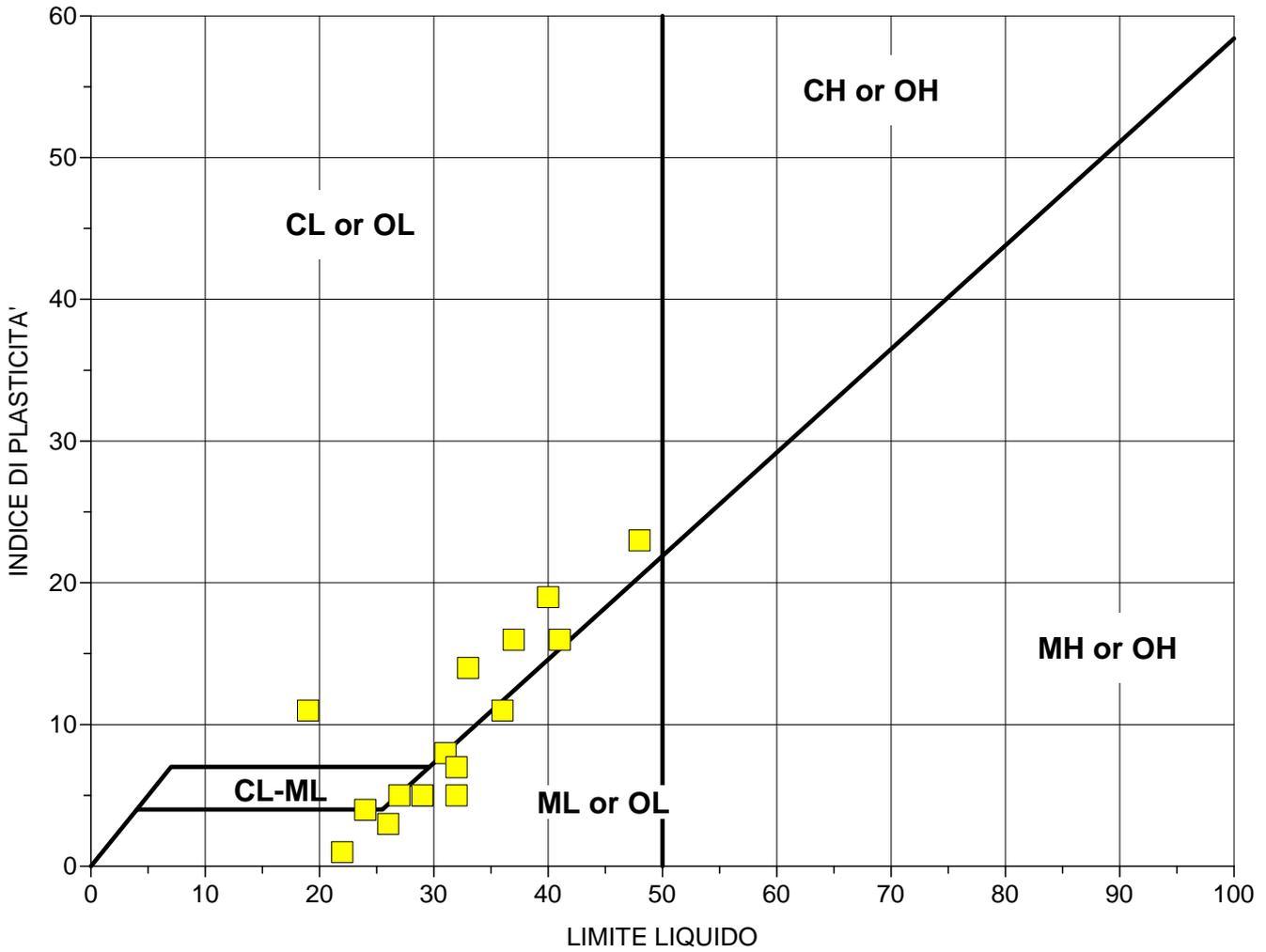
FIGURA 17  
INTERPRETAZIONE DMT-J6

Progetto esecutivo Opere a mare Gronda di Ponente  
Relazione Geotecnica Generale



BATIMETRIA: 12.6 m  
LUNGHEZZA TOTALE: 23.8 m

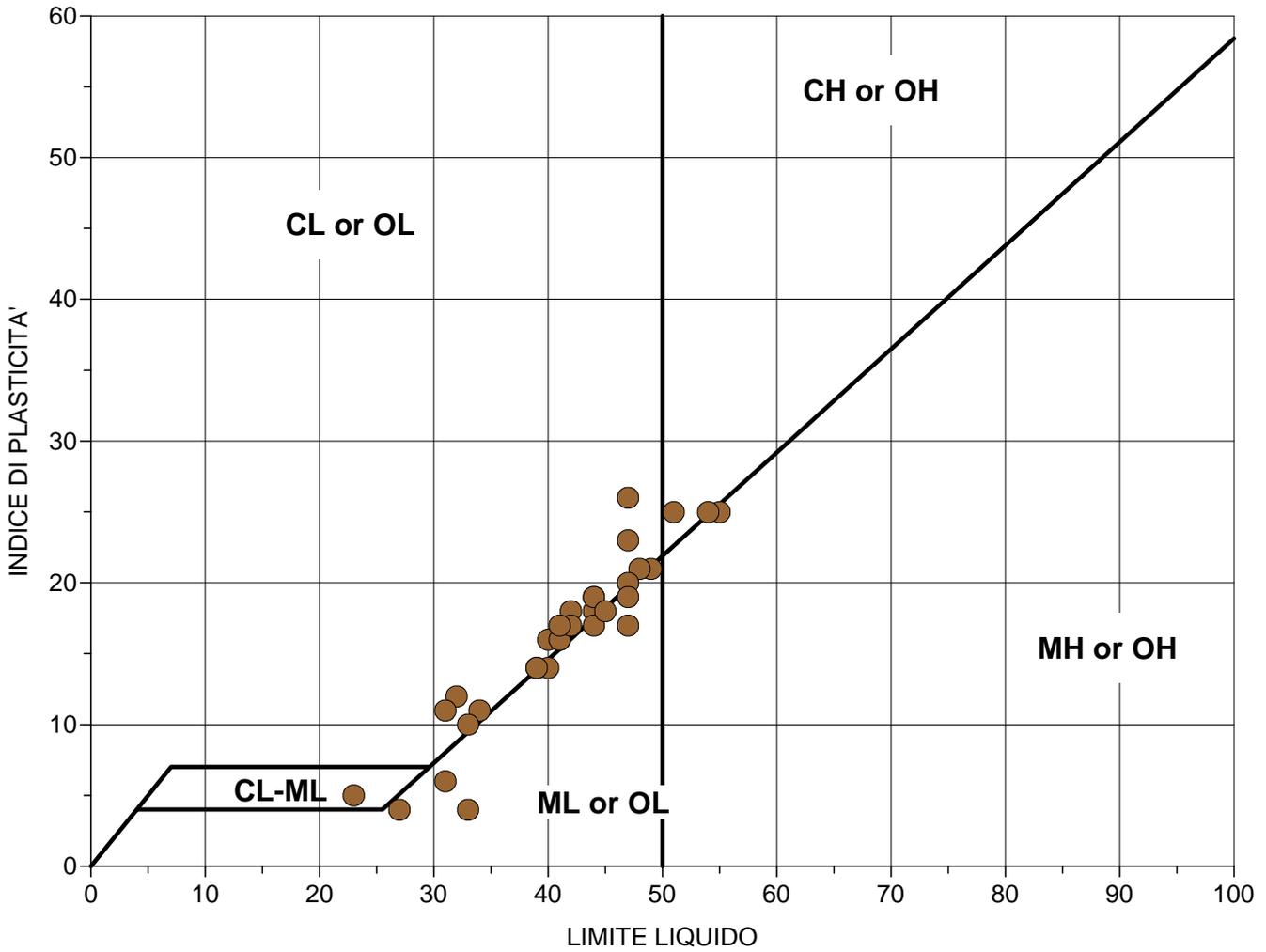
FIGURA 18  
INTERPRETAZIONE DMT-J8



LEGENDA

■ Unità B

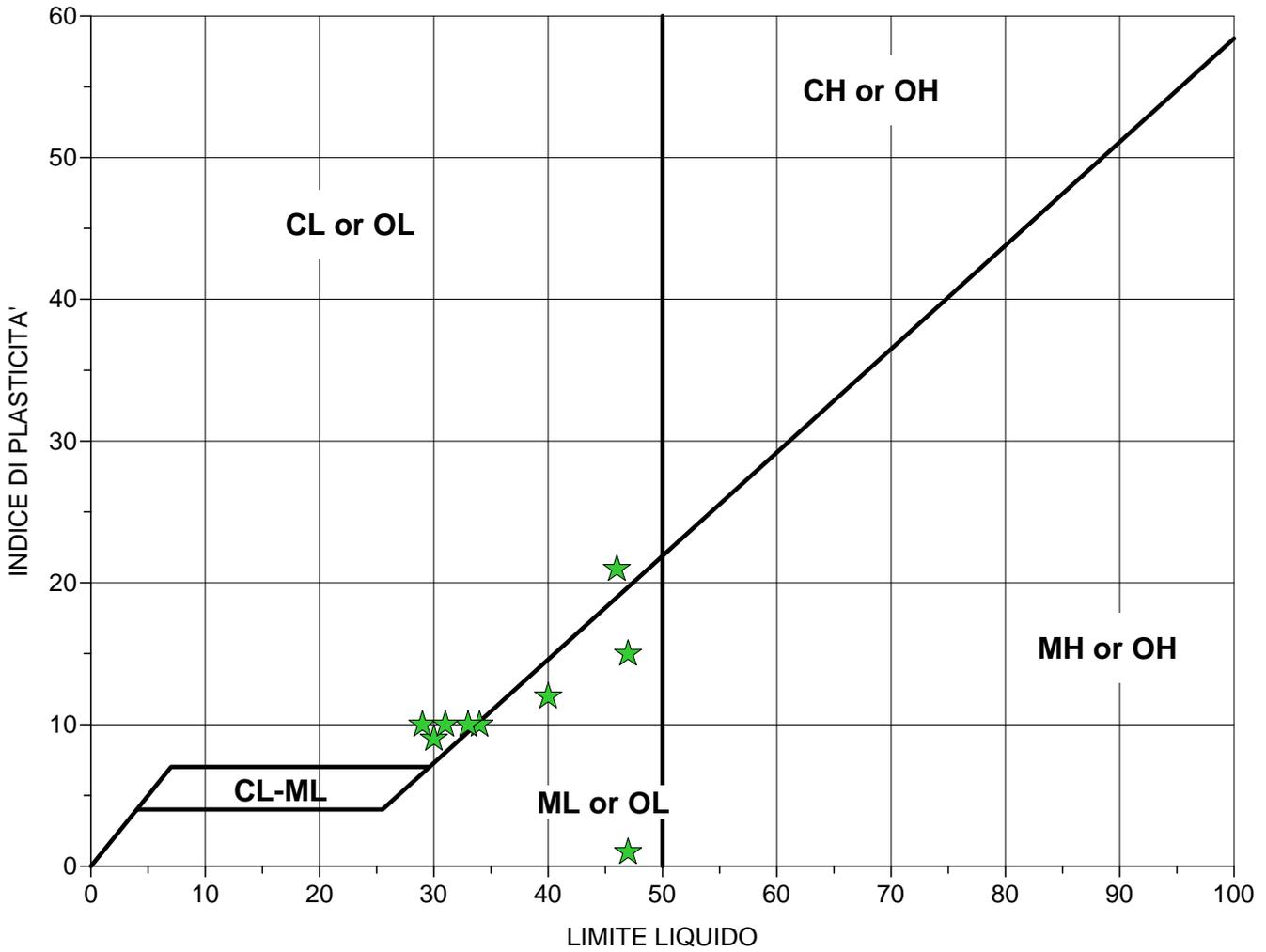
FIGURA 19  
 LIMITI DI ATTERBERG  
 UNITA' B



LEGENDA

● Unità E

FIGURA 20  
 LIMITI DI ATTERBERG  
 UNITA' E



LEGENDA

★ Unità R

FIGURA 21  
LIMITI DI ATTERBERG  
UNITA' R

---

## **Allegato B**

### **Sintesi delle prove di laboratorio**











BH ID	ANNO	INTERVENTO	SAMPLE	UNITA'	DEPTH			$\gamma$	S	Wc	Gs	LL	LP	PI	IC	Carb. Content	GRANULOMETRIA (ASTM D422-63)					CLASSIFICAZIONE		
					Da (m)	a (m)	Med (m)										kN/m <sup>3</sup>	%	kN/m <sup>3</sup>	%	%	%	Ghiaia (%)	Sabbia (%)
SJ1	2011	AEROPORTO	CI1	B	4.5	5.1	4.8	18.4		34.99							0.08	61.44	37.05	1.42	38.47	SM	SM	A-4
SJ1	2011	AEROPORTO	CI2	B	7.5	8.1	7.8	18		35.59							0	62.72	35.9	1.38	37.28	SM	SM	A-4
SJ1	2011	AEROPORTO	CI3	B	12	12.6	12.3	19		30.09	27.3						0	66.48	31.54	1.98	33.52	SM	SM	A-2-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CI4	B	24	24.6	24.3	19		26.86	27.7													
SJ1	2010	AEROPORTO	CI5	B	27	27.6	27.3	18.6		31.26						0	81.89	16	2.11	18.11	SM	SM	A-2-4	
SJ1	2010	AEROPORTO	CI6	E	36	36.6	36.3	20		27.65	27.6	44	25	19		0	10.95	65.13	23.92	89.05	CL	CL	A-7-6	
SJ1	2010	AEROPORTO	CI7	E	41	41.6	41.3	20.3		24.12	27	39	25	14		0	2.02	75.05	22.93	97.98				
SJ1	2010	AEROPORTO	CI8	E	48	48.6	48.3	19.8		26.79		44	26	18		0	3.57	63.67	32.76	96.43	CL	CL	A-7-6	
SJ2	2010	AEROPORTO	CI1	A	8.5	10	9.25	18.9		30.37	27.6					0	60.17	32.21	7.62	39.83	SM	SM	A-4	
SJ2	2010	AEROPORTO	CI2	B	15	16.5	15.75	18.9		32.85	27.8					0	53.23	44.37	2.4	46.77	SM	SM	A-4	
SJ2	2010	AEROPORTO	CI3	E	48	48.6	48.3	19.1		28.09	26.6	49	28	21		0	14.33	64.01	21.66	85.67	CL	ML	A-7-6	
Sj2bis	2011	AEROPORTO	CI1	E	42	42.5	42.25	19.1		30.27		48	27	21		0	3.79	63.47	32.74	96.21	CL	CL	A-7-6	
Sj2bis	2011	AEROPORTO	CI2	E	48	48.5	48.25					47	27	20		0	4.2	75.26	20.54	95.8	CL	CL	A-7-6	
Sj2bis	2011	AEROPORTO	CI3	E	52.5	53	52.75	19.7		29.51	27.7	47	30	17		0.22	9.84	57.14	32.81	89.95	MH	ML	A-7-5	
Sj2bis	2011	AEROPORTO	CI4	E	58.5	59	58.75	19.8		28.88		47	28	19		0	4.05	62.31	33.64	95.95	CL	ML	A-7-6	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI1	A	3	3.6	3.3	19.4		27.29						0	57.9	33.58	8.52	42.1	SM	SM	A-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI2	B	9	9.6	9.3	20.7		25	27.3					0.09	44.64	45.43	9.84	55.27	SM	SM	A-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI3	B	13.5	14.1	13.8	19		33.25	27.4					0.06	44.68	49.78	5.49	55.27	ML	ML	A-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI3	B	13.5	14.1	13.8																	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI4	B	19.5	20.1	19.8	20.6		25.52	27.1					0	25.62	63.6	10.79	74.39	ML	ML	A-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI5	B	22.5	23.1	22.8	19.8		25.4	26.3					0	28.48	62.44	9.07	71.51	ML	ML	A-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI6	B	28.5	29.1	28.8	18.7		33.55	26.7					0.1	74.4	24.19	1.31	25.5	SM	SM	A-2-4	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI7	E	37.5	38.1	37.8	19.6		26.2		34	23	11		0	18.18	65.39	16.43	81.82	CL	CL	A-6	
SJ3	2011	AEROPORTO	CI8	E	43.5	44.1	43.8					41	25	16							CL	CL	A-7-6	
SJ4	2011	AEROPORTO	CI1	B	21	21.6	21.3	19.8		27.17	26.3					0	72.76	24.9	2.33	27.23	SM	SM	A-2-4	
SJ4	2011	AEROPORTO	CI2	B	27	27.6	27.3	19.2		29.79						0	74.2	23.01	2.79	25.8	SM	SM	A-2-4	
SJ4	2011	AEROPORTO	CI3	B	33	33.6	33.3	19.2		34.39						0	42.27	55.14	2.59	57.73	ML	ML	A-4	
SJ4	2011	AEROPORTO	CI4	B	39	39.6	39.3	18.6		30.31	26.8					0	65.8	31.57	2.63	34.2	SM	SM	A-2-4	
SJ4	2011	AEROPORTO	CI5	C	45	45.6	45.3	19.4		30.67	27.2					0	83.35	15.91	0.74	16.65	SM	SM	A-2-4	
SJ5	2011	AEROPORTO	CI1	B	6	6.6	6.3	18.2		34.97	27.4					0	67.01	29.5	3.49	32.99	SM	SM	A-2-4	
SJ5	2011	AEROPORTO	CI2	B	12	12.6	12.3	18.2		36.68	27.6					0	59.79	38.12	2.09	40.21	SM	SM	A-4	
SJ5	2011	AEROPORTO	CI2R	B	12	12.6	12.3																	
SJ5	2011	AEROPORTO	CI3	F	18	18.6	18.3	19.6		30.43	27.8					0	34.55	55.95	9.48	65.43	ML	ML	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI1	B	3	3.6	3.3	17.6		36.87						0	70.64	25.95	3.41	29.36	SM	SM	A-2-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI2	B	4.5	5.1	4.8	18.3		33.74						0	62.76	34.68	1.83	36.51	SM	SM	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI3	B	7.5	8.1	7.8	19.6		22.78	27.1					0	61.87	35.83	2.31	38.14	SM	SM	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI4	B	12	12.6	12.3	19.8		25.51	27.1					0	59.92	36.5	3.57	40.07	SM	SM	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI5	B	24	24.6	24.3	19.4		27.52	27.3					0.08	68.31	29.55	2.06	31.61	SM	SM	A-2-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI5a	B	24	24.6	24.3																	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI6	B	27	27.6	27.3	19.2		28.87						0	83.97	12.91	3.13	16.04	SM	SM	A-2-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI7	C	39	39.6	39.3	19.7		26.49	26.5	30	24	6		0	53.04	36.56	10.31	46.87	SM	SM	A-2-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI8	E	42	42.6	42.3	19.6		29.6						0	29.41	55.25	15.34	70.59	ML	ML	A-2-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI9	E	49.5	50	49.75	19.3		30.16	26.7					0.08	26.47	54.85	18.6	73.45	ML	ML	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI10	E	53	53.6	53.3	20.2		26.41	28		23	4							ML	ML	A-4	
SJ6	2011	AEROPORTO	CI11	E	57	57.6	57.3	19.9		25.84						0	36.51	45.81	17.68	63.49	SM	SM	A-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI1	B	22.5	23.1	22.8	18.8		29.8						0	65.47	30.52	4	34.52	SM	SM	A-2-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI2	B	28.5	29.1	28.8	18.9		32.43	28.1					0.17	71.25	24.02	4.56	28.58	SM	SM	A-2-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI3	B	31.5	32.1	31.8	18.5		32.67	27.1					0	45.67	46.33	8.01	54.34	ML	ML	A-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI4	B	37.5	38.1	37.8	19.1		27.9	31.4					0	68.44	26.99	4.57	31.56	SM	SM	A-2-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI5	C	43.5	44.1	43.8	18.6		26.83	27.8					0	84.6	13.88	1.53	15.41	SM	SM	A-2-4	
SJ7	2011	AEROPORTO	CI6	C	46.5	47.1	46.8	19.9		18.58	27.9					0	66.24	29.99	3.78	33.77	SM	SM	A-2-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI1	A	3	3.6	3.3	19.9		26.06						0	62.18	33.74	4.07	37.81	SM	SM	A-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI2	B	7.5	9	8.25	19		34.1	27.5					0.04	63.16	35.14	1.67	36.81	SM	SM	A-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI3	B	13.5	15	14.25	18.4		34.8	27.5					0	64.46	32.61	2.93	35.54	SM	SM	A-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI4	B	18	19.5	18.75	18.4		35.7	28.2					0.06	39.72	53.39	6.83	60.22	ML	ML	A-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI5	B	24	24.6	24.3	19		30.14	27.4					0.06	62.56	34.29	3.08	37.37	SM	SM	A-4	
SJ8	2011	AEROPORTO	CI6	C	30	30.6	30.3	19.4		28.2						0	78.12	18.83	3.05	21.88	SM	SM	A-2-4	
SJ8bis	2011	AEROPORTO	CI1	C	32.5	33.1	32.8	18.3		32.14						0	84.79	14.41	0.8	15.21	SM	SM	A-2-4	
SJ8bis	2011	AEROPORTO	CI2	E	48	48.6	48.3	19.6		28.31		33	29	4		0	14.2	66.1	19.7	85.8	CL	ML	A-4	
SJ8bis	2011	AEROPORTO	CI3	E	51	51.5	51.25	19.5		27.88		32	20	12		0	11.97	64.57	23.46	88.03	CL	CL	A-6	
SJ8bis	2011	AEROPORTO	CI4	E	54	54.6	54.3	19.9		28.38	28	33	23	10		0	16.61	65.05	18.34	83.39	CL	CL	A-4	
SJ8bis	2011	AEROPORTO	CI5	E	57	57.6	57.3	20.1		24.07						0	25.18	60.31	14.5	74.81	ML	ML	A-4	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI1	B	4.5	5.1	4.8	19		33.02						0	52.29	39.55	8.15	47.7	SM	SM	A-4	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI2	B	7.5	8.1	7.8	20.1		23.81	26.5					0	34.91	48.75	16.34	65.09	ML	ML	A-4	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI3-R	B	12	12.6	12.3																	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI3	B	12	12.6	12.3	19.1		33.46	27.7	29	24	5		0	27.28	62.36	10.36	72.72	CL-ML	ML	A-4	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI4-R	B	18	18.6	18.3																	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI4	B	18	18.6	18.3	19.8		26.49	26.8	27	22	5		0	17.22	69.73	13.04	82.77	CL-ML	ML	A-4	
SJ9	2011	AEROPORTO	CI5	B																				

BH ID	ANNO	INTERVENTO	SAMPLE	UNITA'	DEPTH			$\gamma$	S	Wc	Gs	LL	LP	PI	IC	Carb. Content	GRANULOMETRIA (ASTM D422-63)					CLASSIFICAZIONE		
					Da (m)	a (m)	Med (m)										kN/m <sup>3</sup>	%	kN/m <sup>3</sup>	%	%	%	Ghiaia (%)	Sabbia (%)
SJ9	2011	AEROPORTO	CI6	B	28.5	29.1	28.8	21.6		17.45	27.2						0	54.07	38.97	6.96	45.93	SM	SM	A-4
SJ9	2011	AEROPORTO	CI7	B	33	33.6	33.3	19.3		26.74							0	69.07	23.83	7.09	30.92	SM	SM	A-2-4
SJ9bis	2011	AEROPORTO	CI1	E	48	48.6	48.3	18.8		35.9		40	24	16			0	23.6	49.77	26.63	76.4	CL	CL	A-6
SJ9bis	2011	AEROPORTO	CI2	E	54	54.6	54.3	20.3		22.06		31	20	11			0	17.14	52.41	30.45	82.86	CL	CL	A-6
SJ1	2010	AEROPORTO	CR1	A	1.5	1.8	1.65										0	57	38.76	4.24	43	SW	SW	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR2	A	3	3.3	3.15										0	53.91	38.68	7.41	46.09	SW-SM	SW-SM	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR3	B	5.1	5.4	5.25										0	47.14	45.92	6.95	52.87	SM	SM	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR4	B	6.45	6.75	6.6										0	46.19	49.69	4.11	53.8	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR5	B	8.1	8.4	8.25										0	30.95	56.91	12.84	69.75	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR6	B	9	9.3	9.15										0	18.06	72.61	9.33	81.94	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR7	B	10.5	10.8	10.65										0	27.05	65.77	7.18	72.95	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR8	B	12.6	12.9	12.75										0	29.62	67.23	3.15	70.38	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR9	B	15	15.3	15.15										0	28.57	64.92	6.5	71.42	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR10	B	18	18.3	18.15					24	20	4			0	16.04	62	21.96	83.96	CL-ML	CL-ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR11	B	21	21.3	21.15										0	22.22	62.69	15.09	77.78	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR12	B	24.6	24.9	24.75										0	50.52	46.48	3	49.48	SM	SM	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR13	B	27.6	27.9	27.75										0	62.98	30.41	6.61	37.02	SM	SM	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR14	B	30	30.3	30.15										0	36.77	58.4	4.83	63.23	ML	ML	A-4
SJ1	2010	AEROPORTO	CR15	C	33	33.3	33.15										34.89	50.08	11.62	3.41	15.03	SM	SM	A1-b
SJ1	2010	AEROPORTO	CR16	E	36.6	36.9	36.75					42	24	18			16.85	7.53	26.01	17.22	43.23	CL	CL	A-7-6
SJ1	2010	AEROPORTO	CR17	E	39	39.3	39.15					44	27	17			0	0.74	83.3	15.96	99.26	ML	ML	A-7-6
SJ1	2010	AEROPORTO	CR18	E	41.6	41.9	41.75					41	25	16			0	24.2	59.23	16.58	75.81	CL	CL	A-7-6
SJ1	2010	AEROPORTO	CR19	E	45	45.3	45.15					44	25	19			0	16.8	71.69	11.51	83.2	CL	CL	A-7-6
SJ2	2010	AEROPORTO	CR1	A	7	7.45	7.225										5.02	59.51	28.01	7.46	35.47	SM	SM	A-4
SJ2	2010	AEROPORTO	CR2	B	10	10.45	10.225										29.96	47.12	18.51	4.41	22.92	SM	SM	A-1-b
SJ2	2010	AEROPORTO	CR3	B	12	12.45	12.225										7.28	30.46	47.89	14.37	62.26	ML	ML	A-4
SJ2	2010	AEROPORTO	CR4	B	16.5	16.95	16.725										2.49	29.36	50.3	17.85	68.15	ML	ML	A-4
SJ2	2010	AEROPORTO	CR5	B	19.5	19.95	19.725										3.02	30.54	48.59	17.85	66.44	ML	ML	A-4
SJ2	2010	AEROPORTO	CR6	B	22.5	22.95	22.725										0	13.62	69.73	16.65	86.38	ML	ML	A-4
SJ2	2010	AEROPORTO	CR7	E	42	42.45	42.225					42	25	17			0.09	9.44	67.54	22.93	90.47	CL	CL	A-7-6
SJ2	2010	AEROPORTO	CR8	E	45	45.45	45.225					45	27	18			0.5	11.02	67.47	21.01	88.48	CL	CL	A-7-6
SJ2	2010	AEROPORTO	CR9	E	51	51.45	51.225					47	24	23			0.53	9.43	64.23	25.81	90.04	CL	CL	A-7-6
SJ2	2010	AEROPORTO	CR10	E	54	54.45	54.225					41	27	17			0	14.95	63.52	21.53	85.05	CL	CL	A-7-6
SJ2	2010	AEROPORTO	CR11	E	59.85	60	59.925					47	21	26			0	15.27	58.38	26.35	84.73	CL	CL	A-7-6
SJ3	2010	AEROPORTO	CR1	A	3.6	3.95	3.775										0	55.42	38.02	6.56	44.58	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR2	B	4.5	4.95	4.725										0	59.13	37.11	3.72	40.83	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR3	B	6	6.35	6.175										0	47.33	47.86	4.81	52.67	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR4	B	7.5	7.95	7.725										0.02	45.95	51.2	2.83	54.03	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR5	B	9.6	10.05	9.825										0	55.8	42.22	1.98	44.2	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR6	B	10.5	10.95	10.725										0.05	46.78	45.34	7.83	53.17	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR7	B	12	12.45	12.225										0	45.55	49.66	4.48	54.14	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR8	B	15	15.45	15.225										0.32	48.43	42.63	8.61	51.24	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR9	B	18	18.45	18.225										0.02	39.3	51.34	9.35	60.69	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR10	B	21	21.45	21.225										0	24.73	70.12	5.15	75.27	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR11	B	24	24.45	24.225										0	32.05	55.82	12.13	67.95	ML	ML	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR12	B	27	27.45	27.225										0	58.23	37.31	4.46	41.77	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR13	B	31.5	31.95	31.725										0	62.98	34.23	2.8	37.03	SM	SM	A-4
SJ3	2010	AEROPORTO	CR14	D	34.5	34.95	34.725										30.11	61.63	4.13	4.13	8.26	SP-SM	SP-SM	A-1-b
SJ3	2010	AEROPORTO	CR15	E	40.5	40.95	40.725					40	26	14			0	16.8	60.88	22.32	83.2	ML	ML	A-6
SJ4	2010	AEROPORTO	CR1	R	12	12.3	12.15										82.86	14.97	1.09	1.08	2.17	GP	GP	A-1-a
SJ4	2010	AEROPORTO	CR2	R	13.5	13.8	13.65										80.61	16.66	1.37	1.36	2.73	GP	GP	A-1-a
SJ4	2010	AEROPORTO	CR3	R	15	15.3	15.15										79.93	15.14	2.47	2.46	4.93	GP	GP	A-1-a
SJ4	2010	AEROPORTO	CR4	R	16.5	16.8	16.65										63.72	27.33	4.48	4.48	8.96	GP	GP	A-1-a
SJ4	2010	AEROPORTO	CR5	B	18	18.3	18.15										0	70.2	25.89	3.91	29.8	SM	SM	A-2-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR6	B	19.5	19.8	19.65										0.04	69.16	25.11	5.69	30.8	SM	SM	A-2-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR7	B	24	24.3	24.15										0.06	80.47	16.3	3.18	19.48	SM	SM	A-2-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR8	B	30	30.3	30.15										0.25	47.59	44.94	7.22	52.16	SC-SM	SC-SM	A-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR9	B	36	36.3	36.15										0	40.97	49.11	9.65	58.76	ML	ML	A-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR10	C	42	42.3	42.15										0.23	57.89	35.07	6.8	41.87	SM	SM	A-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR11	E	48	48.3	48.15										0	85.05	7.48	7.47	14.95	SP-SM	SP-SM	A-2-4
SJ4	2010	AEROPORTO	CR12	E	49.5	50	49.75					39	25	14			0	7.94	63.97	28.09	92.06	CL	CL	A-6
SJ5	2010	AEROPORTO	CR1	R	1.5	1.95	1.725										81.04	18.93	0.02	0.01	0.03	GW	GW	A-1-a
SJ5	2010	AEROPORTO	CR2	R	3	3.45	3.225										87.58	7.76	2.34	2.33	4.67	GW	GW	A-1-a
SJ5	2010	AEROPORTO	CR3	A	4.5	4.95	4.725										5.03	63.34	28.48	3.15	31.63	SM	SM	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR4	B	9	9.45	9.225										9.69	45.93	36.98	7.4	44.38	SM	SM	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR5	B	10.5	10.95	10.725										1.87	52.6	38.12	7.41	45.53	SM	SM	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR6	B	15	15.45	15.225										1.92	45.46	36.86	15.76	52.62	SM	SM	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR7	F	19.5	19.95	19.725										0.08	11.09	77.95	10.88	88.83	ML	ML	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR8	F	21.7	22	21.85										0	31.98	58.52	9.5	68.02	ML		

BH ID	ANNO	INTERVENTO	SAMPLE	UNITA'	DEPTH			$\gamma$	S	Wc	Gs	LL	LP	PI	IC	Carb. Content	GRANULOMETRIA (ASTM D422-63)					CLASSIFICAZIONE		
					Da (m)	a (m)	Med (m)										kN/m <sup>3</sup>	%	kN/m <sup>3</sup>	%	%	%	Ghiaia (%)	Sabbia (%)
SJ5	2010	AEROPORTO	CR9	F	22.5	22.95	22.725										0.24	28.81	66.65	4.3	70.95	ML	ML	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR10	F	23.3	23.5	23.4										0	21.72	64.31	13.98	78.29	ML	ML	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR11	F	24	24.45	24.225										0.2	16.56	70.42	12.82	83.24	ML	ML	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR12	F	24.7	25	24.85										0	18.76	74.53	6.71	81.24	ML	ML	A-4
SJ5	2010	AEROPORTO	CR13	F	26.5	26.8	26.65										0	33.32	55.95	10.74	66.69	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR1	A	1.5	1.8	1.65										0.52	58.4	33.74	7.34	41.08	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR2	B	3.6	3.9	3.75										4.12	50.12	37.57	8.18	45.75	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR3	B	5.1	5.4	5.25										0	43.59	46.92	9.49	56.41	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR4	B	6	6.3	6.15										0	44.09	49.93	5.98	55.91	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR5	B	8.1	8.4	8.25										0	42.14	50.75	7.11	57.86	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR6	B	9	9.3	9.15										0	46.66	41.75	11.6	53.35	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR7	B	10.5	10.8	10.65										0	11.16	76.41	12.42	88.83	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR8	B	12.6	12.9	12.75										0	43.45	46.67	9.88	56.55	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR9	B	15	15.3	15.15										0	33.24	52.25	14.51	66.76	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR10	B	18.6	18.9	18.75										0	58.42	35.82	5.76	41.58	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR11	B	21	21.3	21.15										0	54.38	39.3	6.32	45.62	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR12	C	27.6	27.9	27.75										0	84.19	15.35	0.46	15.81	SM	SM	A-2-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR13	C	30	30.3	30.15										2.54	64.97	25.65	6.84	32.49	SM	SM	A-2-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR14	C	33	33.6	33.3										0	54.01	36.4	9.59	45.99	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR15	C	34.5	34.8	34.65										18.82	66	9.88	5.3	15.18	SM	SM	A-2-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR16	C	37.5	37.8	37.65										6.24	41.36	34.09	18.3	52.39	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR17	E	40.5	40.8	40.65										0	29.23	62.7	8.08	70.78	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR18	E	43.5	43.8	43.65					31	25	6			0	6.59	71.03	22.38	93.41	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR19	E	46.5	46.8	46.65										0	33.29	52.21	14.5	66.71	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR20	E	50	50.3	50.15										0.26	50.6	41.11	7.08	48.19	SM	SM	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR21	E	53.6	53.9	53.75										0	38.65	47.19	14.16	61.35	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR22	E	56	56.3	56.15										0	23.69	68.14	8.17	76.31	ML	ML	A-4
SJ6	2010	AEROPORTO	CR23	E	59	59.3	59.15										0.19	27.64	58.27	13.9	72.17	ML	ML	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR1	R	3.1	3.4	3.25					40	28	12			49.49	26.64	16.13	7.74	23.87	GP	GP	A-2-6
SJ7	2010	AEROPORTO	CR2	R	6	6.3	6.15					30	21	9			79.68	16.06	2.13	2.13	4.26	GW	GW	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR3	R	9	9.3	9.15										78.81	15.79	2.7	2.7	5.4	GP	GP	A-1-a
SJ7	2010	AEROPORTO	CR4	A	12	12.3	12.15										39.23	43.95	13.02	3.8	16.82	SP	SP	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR6	B	16.5	16.8	16.65										33.52	32.15	22.66	11.67	34.33	GM	GM	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR7	B	18	18.3	18.15										22.94	51.52	19.65	5.9	25.55	SP-SM	SP-SM	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR8	B	19.5	19.8	19.65										0.31	53.9	40.9	4.88	45.78	SM	SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR9	B	21	21.3	21.15										0	74.73	22.35	2.92	25.27	SM	SM	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR10	B	24	24.3	24.15										9.99	48.73	30.77	10.51	41.28	SM	SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR11	B	28.6	28.9	28.75										0.48	63.31	30.57	5.64	36.21	SP-SM	SP-SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR12	B	30	30.3	30.15										0	59.16	37.75	3.08	40.83	SP-SM	SP-SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR13	B	33	33.3	33.15										0.21	62.69	35.44	1.66	37.1	SP-SM	SP-SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR14	B	36	36.3	36.15										0	33.26	53.78	12.96	66.74	ML	ML	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR15	C	39	39.3	39.15										0	52.83	41.38	5.79	47.17	SP-SM	SP-SM	A-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR16	C	42	42.3	42.15										0	70.65	25.03	4.32	29.35	SM	SM	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR17	C	45	45.3	45.15										0.09	88.43	11.48	0	11.48	SP-SM	SP-SM	A-2-4
SJ7	2010	AEROPORTO	CR18	C	48	48.3	48.15										0	79.72	16.8	3.48	20.28	SM	SM	A-2-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR1	B	6	6.45	6.225										0.1	41.89	50.39	7.62	58.01	ML	ML	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR2	B	9	9.45	9.225										0	44.41	47.02	8.57	55.59	ML	ML	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR3	B	10	10.5	10.25										0	41.69	49.73	8.58	58.31	ML	ML	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR4	B	12	12.45	12.225										0	56.15	33.25	10.6	43.85	SM	SM	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR5	B	15	15.45	15.225										0	57.47	36.26	6.26	42.52	SM	SM	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR6	B	19.5	19.95	19.725										0	41.18	45.93	12.89	58.82	ML	ML	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR7	B	21	21.45	21.225										0	23.42	59.95	16.64	76.59	ML	ML	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR8	B	24	24.6	24.3										0	50.06	43.45	6.49	49.94	SM	SM	A-4
SJ8	2010	AEROPORTO	CR9	C	27	27.45	27.225										0	68.15	24.44	6.41	30.85	SM	SM	A-2-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR1	C	27	27.45	27.225										0	55.64	34.95	9.32	44.27	SM	SM	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR2	C	30.6	31.05	30.825										0.08	59.34	33.33	7.26	40.59	SM	SM	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR3	C	33.1	33.55	33.325										0	56.37	35.51	8.11	43.62	SM	SM	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR4	C	36	36.45	36.225										0	69.22	26.51	4.26	30.77	SM	SM	A-2-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR5	D	39.4	39.85	39.625										77.51	16.89	2.8	2.8	5.6	SM	SM	A-1-a
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR6	D	42	42.45	42.225					27	21	6			19.55	70.31	5.07	5.07	10.14	SM	SM	A-1-b
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR7	C	45	45.45	45.225										3.3	50.56	38.29	7.85	46.14	SM	SM	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR8	C	48.6	49.05	48.825										0	42.42	49.31	8.28	57.59	ML	ML	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR9	E	51.6	52.05	51.825										0	15.15	67.2	17.65	84.85	ML	ML	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR10	E	54.6	55.05	54.825										0	27.49	60.82	11.69	72.51	ML	ML	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR11	E	57.6	58.05	57.825										3.4	31.4	49.04	16.26	65.3	ML	ML	A-4
SJ8bis	2010	AEROPORTO	CR12	E	60	60.45	60.225					23	18	5			0.16	36.66	47.78	15.39	63.17	ML	ML	A-4
SJ9	2010	AEROPORTO	CR1	A	3	3.45	3.225					30	23	7			7.36	43	32.15	17.49	49.64	SM	SM	A-4
SJ9	2010	AEROPORTO	CR2	B	5.1	5.5	5.3										5.74	37.45	38.03	18.77	56.8	ML	ML	A-4
SJ9	2010	AEROPORTO	CR3	B	6	6.45	6.225										0.1	30.13	57.43	12.35	69.78	ML	ML	A-4













