



Autorità di Sistema Portuale
dei Mari Tirreno Meridionale
e Ionio

AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEI MARI TIRRENO MERIDIONALE E IONIO

PORTO DI GIOIA TAURO

RESECAZIONE BANCHINE DI PONENTE TRATTI G-H-I

PROGETTO DEFINITIVO

DESCRIZIONE

**RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE
GEOTECNICA**

CODICE ELABORATO

R03

SCALA

-

Rev.	Data	Causale
1	Gennaio 2022	RETTIFICA RELAZIONI GENERALI
0	Dicembre 2021	EMISSIONE

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Ing. Maria Carmela De Maria

CAPOGRUPPO-MANDATARIA

R.T.P.

MANDANTE



SEACON s.r.l.

Ing. Lucio Abbadessa

SEACON s.r.l.

l'Amministratore Unico

Dott. Ing. Lucio Abbadessa

Lucio Abbadessa

MANDANTE

INTERPROGETTI

Ing. Marco Pittori

Interprogetti S.r.l.

Amministratore Delegato

Dott. Ing. Marco Pittori

Marco Pittori

COLLABORATORI:

Ing. Corrado Montefoschi

Ing. Fabio S. Mainero Rocca

Ing. Riccardo Intonti

COLLABORATORI:

Arch. Simone Peticarini

Ing. Giulia Zanza

Arch. Francesca Romana Monass

Arch. Valeria Trentini

ACALE SRL
Ingegneria + architettura

Ing. Livio Gambacorta - Ing. Elisabetta Bersanetti

ACALE SRL
AMMINISTRATORE DELEGATO
E DIRETTORE TECNICO
Ing. Livio Gambacorta
Via Tommasi, 25 - 60124 Ancona
PIVA 02399650427

COLLABORATORI:

Ing. Priscilla Quattrini

Ing. Nicola Di Paola

Ing. Francesca Acquaviva

Ing. Martina Nori

MANDANTE

**Geotechnical
Engineering
Services S.r.l.**

Ing. Alessandro Vita

COLLABORATORI:

Ing. Alessio Gerboni

Ing. David Segato

GES S.r.l.
Geotechnical Engineering Services
Il Direttore Tecnico
Ing. Alessandro Vita


Alessandro Vita

Progettista Responsabile dell'integrazione
tra le varie prestazioni specialistiche :

Ing. Massimo Vitellozzi

STUDI E RELAZIONE GEOLOGICA :
Geologo Giordano Fortuna (Acale S.r.l.)



	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

AUTORITA' DI SISTEMA PORTUALE DEI MARI TIRRENO MERIDIONALE E IONIO

PORTO DI GIOIA TAURO


RESECAZIONE BANCHINE DI PONENTE TRATTI G-H-I

PROGETTO DEFINITIVO


RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

INDICE

PREMESSA	3
1. NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO	3
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	3
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA	4
4. CAMPAGNA DI INDAGINE 2021	7
4.1 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO	10
5. MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO	13
5.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT/CPTU)	13
5.1.1 Riconoscimento stratigrafico (I_c).....	14
5.1.2 Densità relativa (D_r)	15
5.1.3 Angolo di attrito (ϕ).....	16
5.1.4 Resistenza non drenata (c_u).....	17
5.1.5 Moduli elastici operativi (E_s)	18
5.1.6 Modulo edometrico (M).....	18
5.1.7 Moduli a piccole deformazioni (G_0).....	18
5.2 PROVE SPT	19
5.2.1 Calcolo di N_{60}	19
5.2.2 Calcolo di $(N_1)_{60}$	19
5.2.3 Densità relativa (D_r)	21

	PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

5.2.4	<i>Angolo di resistenza al taglio (φ')</i>	22
5.2.5	<i>Moduli elastici operativi (E')</i>	22
6.	CARATTERIZZAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA	24
6.1	Caratteristiche fisiche e di classificazione	29
6.1.1	<i>Analisi granulometrica</i>	29
6.1.2	<i>Peso specifico dei grani</i>	29
6.1.3	<i>Peso dell'unità di volume</i>	30
6.1.4	<i>Densità relativa</i>	31
6.2	Caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci	33
6.3	Caratteristiche di deformabilità	37
6.3.1	<i>Moduli elastici a piccole deformazioni</i>	37
6.3.2	<i>Moduli elastici operativi</i>	39
6.4	SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI	41
7.	BIBLIOGRAFIA	42

	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

PREMESSA

Il presente documento, parte degli elaborati del progetto definitivo del progetto di “RESECAZIONE BANCHINE DI PONENTE TRATTI G-H-I”, è rivolto alla caratterizzazione geotecnica dei depositi presenti nelle aree di pertinenza delle nuove opere di banchinamento. Obiettivo del documento è quindi l’elaborazione delle indagini in sito e delle prove di laboratorio disponibili per fornire i parametri geotecnici utili alla progettazione delle diverse opere.

1. NORME E RACCOMANDAZIONI DI RIFERIMENTO

- a) Legge 5 novembre 1971, n.1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica”;
- b) Legge 2 febbraio 1974, n.64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- c) D.M. Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le Costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. n.42 del 20 febbraio 2018);
- d) Circolare 21 gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP. “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018”;

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- a) Risultati delle prove in sito e di laboratorio per la Banchina Nord di Ponente – GEOstudi srl – ottobre 2016
- b) Rapporto tecnico sui “sondaggi geognostici, geofisici e geotecnici per l’intervento di *Resecuzione banchina* nel porto di Gioia Tauro (RC) - ALGIERI srlu - novembre 2021;
- c) R03 - Relazione Geologica

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO DELL'AREA

L'area portuale di Gioia Tauro fa parte dell'Arco Calabro Peloritano, un sistema montuoso che appartiene alla catena alpina, migrato verso Sud-Est in tempi geologici per centinaia di chilometri subducendo la litosfera ionica grazie all'apertura del Mar Tirreno. L'Arco non è un corpo strutturale unico e statico, ma un insieme di blocchi di crosta continentale separati da linee tettoniche profonde che si muovono a velocità differenziate. Come sempre avviene in zone di subduzione crostale, si ha una zona crostale in compressione nelle porzioni al di sopra della placca che sprofonda nel mantello ed una retrostante zona in regime estensionale (Figura 1).

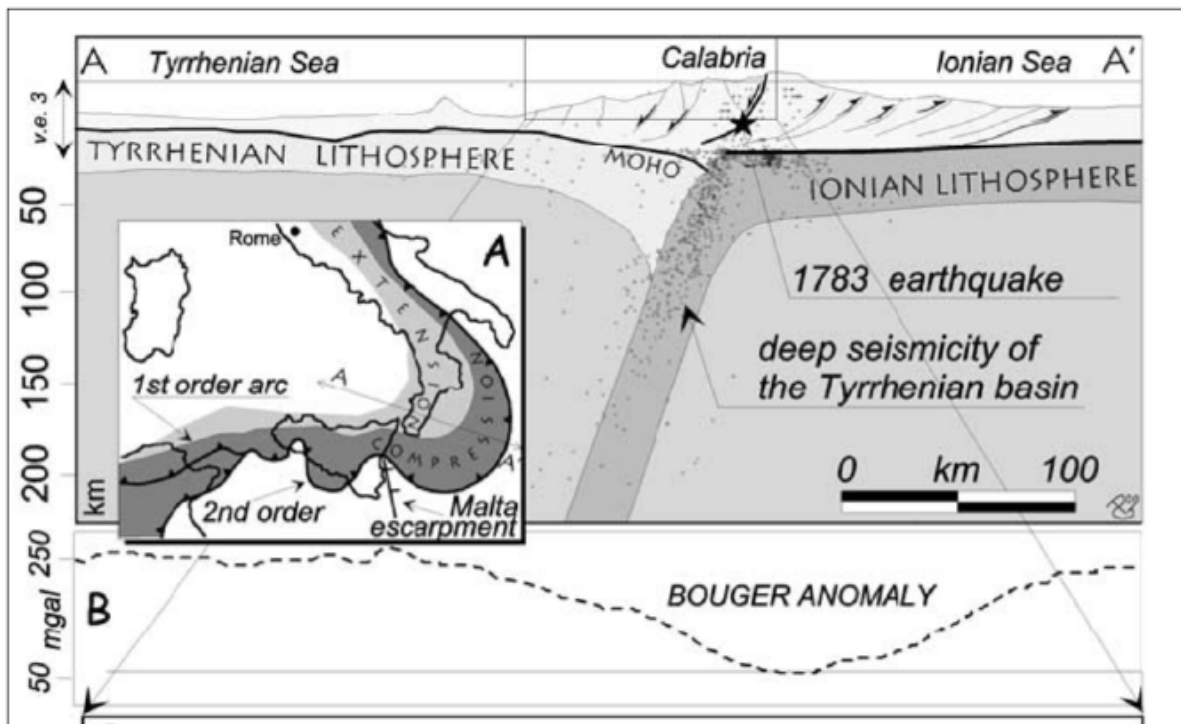


Figura 1 - Sezione schematica ortogonale all'arco Calabro (da Galli e Bosi, 2002)

Questo fenomeno a scala regionale determina un accomodamento nell'area in estensione con formazione di un sistema di alti e bassi strutturali (horst e graben) governati da sistemi di faglie dirette orientate Nord-Sud (Figura 2). Caratteristici del sistema calabro sono infatti i bacini di tipo graben, i cui rappresentanti principali sono i bacini del Crati e del Mesima. Il porto di Gioia Tauro è collocato sul graben del Mesima. Tali bacini sono poi parzialmente colmati da sedimenti più recenti

la cui composizione è funzione dell'origine dei sedimenti, con l'importante suddivisione tra sedimenti continentali o marini.

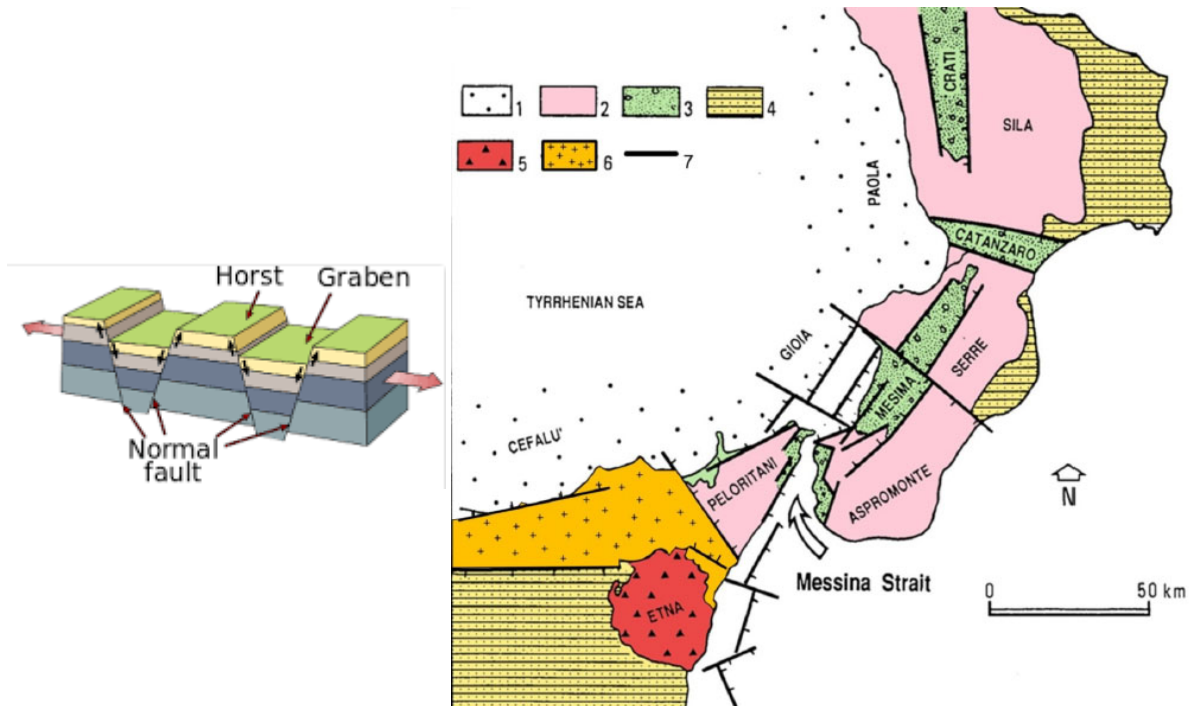


Figura 2 - a sx) sistema horst-graben; a dx) Carta tettonico-strutturale dell'Arco Calabro Peloritano: 1 Bacini peritirrenici; 2 Alti strutturali; 3 Graben; 4 Bacini Plio-pleistocenici esterni; 5 Monte Etna; 6 Nebrodi, Madonie; 7 Faglie principali. (da G. e M. Mandaglio, 2009)

Nel caso di Gioia Tauro, come riportato estesamente nella Relazione Geologica (a cui si rimanda per approfondimenti), partendo dalla superficie, si ritrovano per spessori compresi tra i 50 ed i 70 m terreni granulari (sabbie e ghiaie), seguiti da oltre 500 m di argille e argille limose compatte per arrivare ad un bedrock cristallino collocato tra i 500 ed i 600 m di profondità (vedi Figura 3).

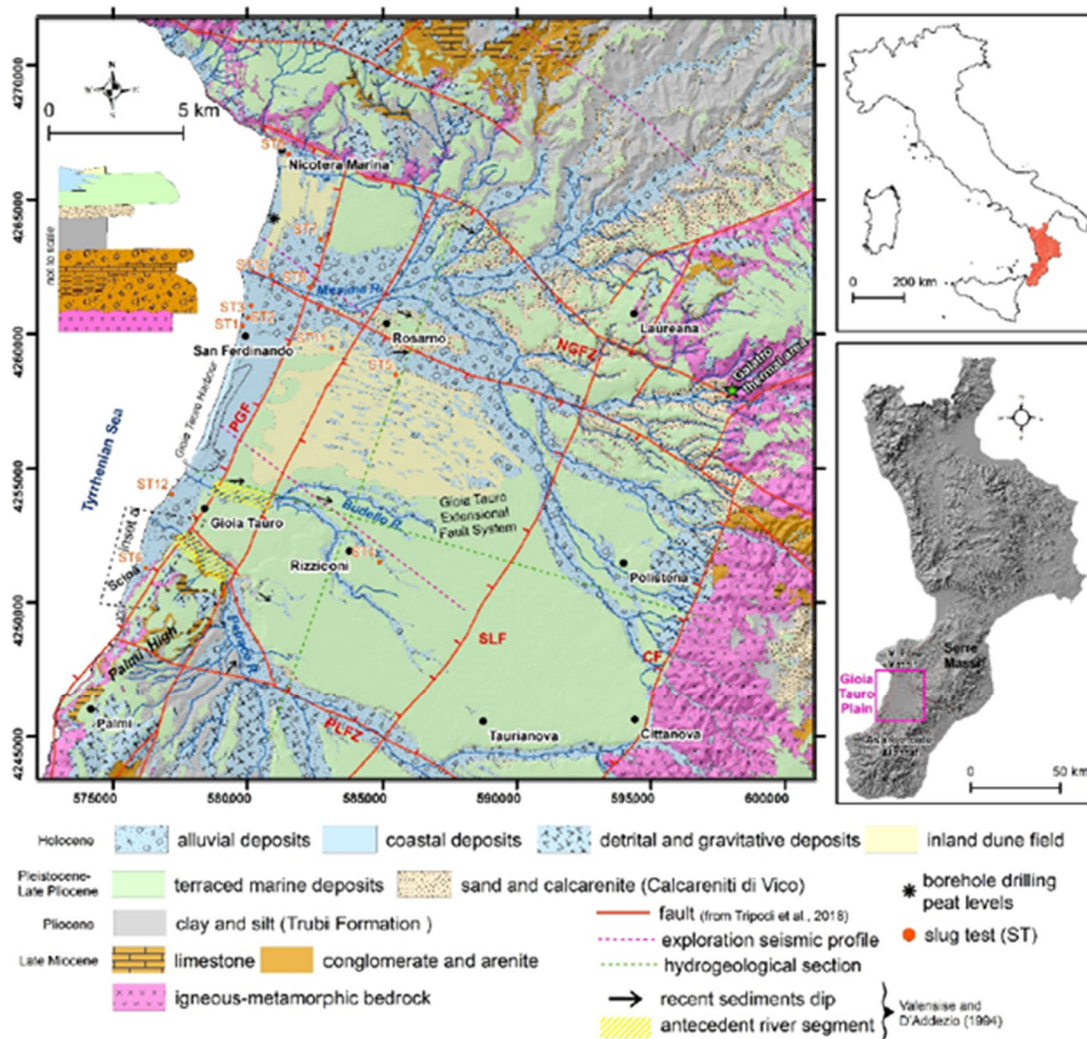



Figura 3 – Schema geologico-strutturale della Piana di Gioia Tauro con colonna stratigrafica semplificata (da Cianflone et al., 2021)

	PORTO DI GIOIA TAURO Reseazione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

4. CAMPAGNA DI INDAGINE 2021

Per la progettazione delle opere di interesse è stata realizzata una apposita campagna di indagine geognostica, curata dalla ALGIERI stlu di San Pietro in Guarano (CS). La campagna è consistita nelle seguenti indagini:

- **n.6** sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 35 m da p.c.;
- **n.7 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTu)** spinte fino a 30 m da p.c. (talvolta la prova si è arrestata prima per raggiungimento dei parametri limite dello strumento o per disancoraggio del sistema di contrasto);
- 28 prove in foro tipo SPT;
- 1 tomografia sismica a rifrazione;
- 1 profili sismici MASW;
- 1 misura di frequenza fondamentale HVSR eseguite con tromino.

Sono inoltre stati prelevati 10 campioni di terreno che sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico con determinazione di proprietà fisiche e granulometriche e con esecuzione di 6 prove di taglio diretto per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio.

L'ubicazione delle indagini è indicata in Figura 4.


In Figura 5 sono mostrate le cassette di carotaggio del sondaggio S3, che danno una dimostrazione visiva abbastanza chiara dei terreni presenti nel volume significativo di interesse.



Figura 4 - Indagini geologico-geotecniche realizzate nell'area della banchina di Ponente nel 2021



Figura 5 – Fotografie delle cassette del sondaggio S3 (campagna 2021)

	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

4.1 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

Sulla base del contesto geologico dell'area di interesse e dall'osservazione delle cassette di sondaggio la Relazione Geologica ha individuato la seguente successione stratigrafica dall'alto verso il basso:

- **Riporti antropici (*Attuale*)**

(**Ri**) Sabbie da medio-fini a grossolane di colore grigio, bruno e rossastro, a struttura indistinta, con locali frammenti di laterizi e diffuse ghiaie poligeniche da angolose a sub-arrotondate; a luoghi si rinvengono passaggi di ghiaie sabbiose e sabbie ghiaiose di colore grigio-biancastro, a struttura indistinta, con rari ciottoli angolosi. Depositi connessi alle lavorazioni antropiche e all'accumulo di materiali nell'area portuale, localmente frammisti a coltri pedologiche ed eluvio-colluviali. Lo spessore massimo è di circa 5 m.

- **Depositi eolici (*Olocene*)**

(**Eo**) Sabbie medio-grossolane e grossolane di colore marrone chiaro e rossastro, talora biancastro e grigio chiaro, a laminazione incrociata o piano-parallela, con diffuse ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate; a luoghi si rinvengono orizzonti di sabbie medio-grossolane limose e limoso-argillose di colore bruno chiaro, a struttura indistinta o laminata, con rare ghiaie poligeniche da sub-angolose a sub-arrotondate. Depositi eolici e di duna costiera, con locali passaggi di sedimenti marini. Lo spessore massimo è di circa 11 m.

- **Depositi infralitorali (*Olocene*)**

(**If**) Sabbie da medio-fini a grossolane di colore marrone chiaro, grigio e biancastro, a struttura indistinta o laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate; a luoghi si rinvengono orizzonti di sabbie medio-fini limose e limoso argillose di colore bruno chiaro, a struttura indistinta o laminata, con rare ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate. Depositi di litorale e spiaggia sommersa, progressivamente passanti a sedimenti di piattaforma continentale. Lo spessore massimo è di circa 18 m.

- **Depositi marini (*Pleistocene Superiore*)**

(**Mr**) Sabbie medio-fini di colore grigio, a struttura indistinta o debolmente laminata, con locali ghiaie poligeniche da sub-arrotondate ad arrotondate; a luoghi si rinvengono frammenti di quarzo, minerali femici e passaggi di sabbie medio-fini limose di colore grigio, a struttura indistinta. (**Mr1**) Nella parte alta è presente un orizzonte di sabbie medio-

grossolane di colore grigio chiaro e biancastro, a struttura indistinta, con diffuse ghiaie poligeniche da sub-angolose ad arrotondate. Depositi di piattaforma continentale e scarpata superiore. Lo spessore massimo è superiore a 20 m.

Il quadro delle informazioni disponibili ha quindi permesso di elaborare il profilo geologico-stratigrafico mostrato in Figura 6.

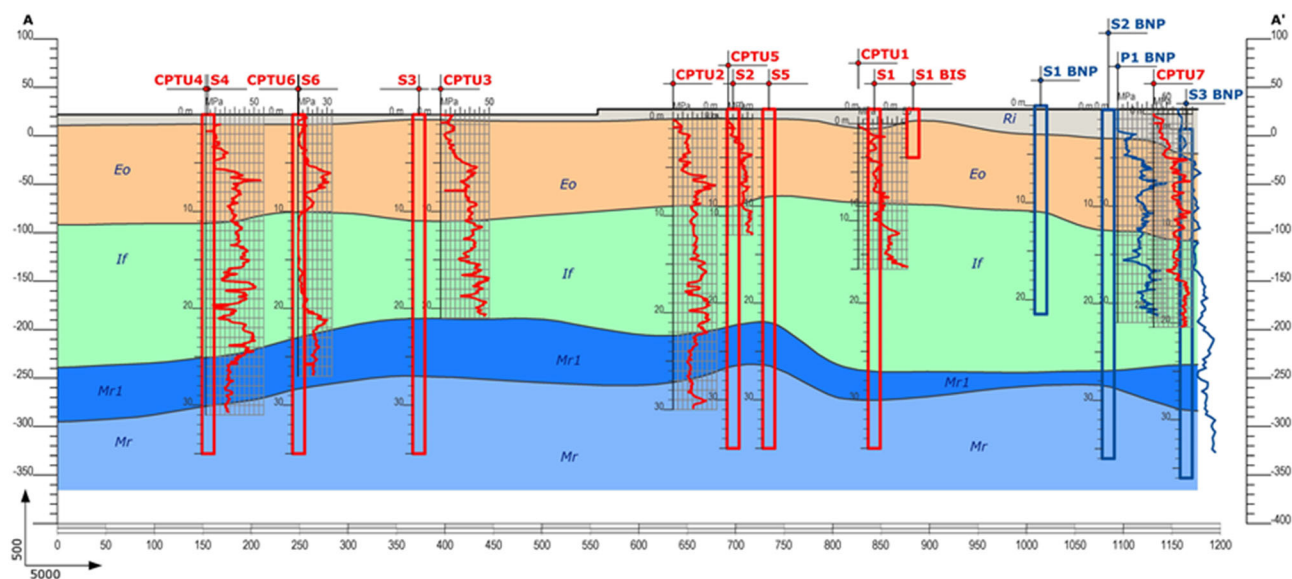


Figura 6 – Profilo geologico-stratigrafico lungo l'allineamento delle banchine

Dal punto di vista geotecnico le differenze di origine dei terreni sabbiosi presenti non conducono ad una significativa differenziazione del comportamento meccanico. In sostanza tutte le indagini evidenziano che il sottosuolo nell'area portuale di Gioia Tauro è costituito da terreni incoerenti, con presenza di componenti ghiaiose nei primi metri e di granulometria più uniforme negli strati più profondi. Il modello stratigrafico di riferimento, semplificato rispetto al modello geologico-stratigrafico di dettaglio, che si ritiene opportuno adottare per il dimensionamento delle opere di banchinamento è mostrato in Figura 7 ed è caratterizzato dalla presenza di un'unica Unità Geotecnica costituita da **Sabbie da medie a grossolane, talvolta ghiaiose o limose**, di caratteristiche meccaniche molto buone:

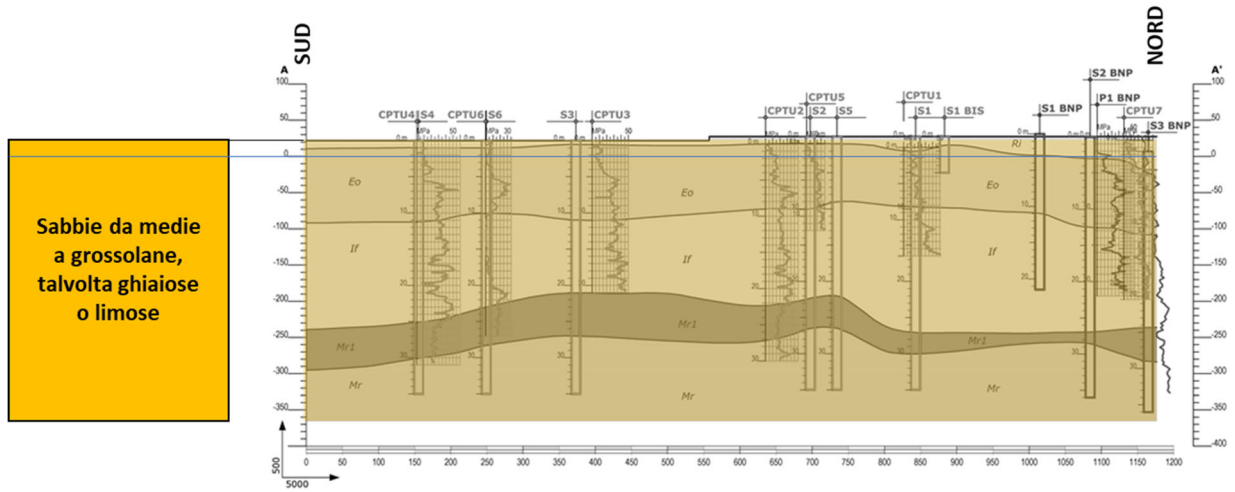



Figura 7 - Modello stratigrafico con individuazione delle Unità Geotecniche

	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

5. MODALITÀ DI INTERPRETAZIONE DELLE PROVE IN SITO

Le indagini realizzate nell'area portuale di Gioia Tauro consistono di prove in sito e prove di laboratorio. Per la definizione dei modelli geotecnici di sottosuolo si è fatto quindi riferimento in maniera complementare ai risultati delle diverse prove disponibili tenendo conto che:

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

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

5.1 PROVA PENETROMETRICA STATICA (CPT/CPTU)


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

Si distinguono due principali categorie di prove penetrometriche statiche: prova con punta meccanica (CPT) e prova con punta elettrica (CPTe o, se dotata anche di piezocono, CPTu).

Nella prova meccanica vengono misurate la resistenza alla punta (q_c) e la resistenza laterale (f_s), il passo di lettura è ogni 20 cm circa e la stima della resistenza laterale è collegata alla misura della resistenza alla punta.

Nella prova elettrica con piezocono (CPTu) si misurano, in modo fra loro indipendente, mediante trasduttori elettrici che inviano un segnale ad una centralina posta in superficie, la pressione alla punta, lo sforzo tangenziale laterale e le pressioni interstiziali generate durante l'avanzamento.

La prova penetrometrica statica è la prova di elezione per la determinazione delle caratteristiche di resistenza dei depositi granulari. Consente inoltre la stima dei moduli elastici del terreno e della coesione non drenata nei terreni a grana fine. In modo indiretto, la prova consente anche il riconoscimento della stratigrafia del deposito.

	PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

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

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

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

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

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


dove σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, totale ed efficace, rispettivamente. Le interpretazioni presentate nei paragrafi successivi saranno svolte con riferimento a tali parametri normalizzati, assumendo un valore del rapporto tra le aree α pari a 0,58 e il seguente stato tensionale litostatico di riferimento:

Tabella 1. Stato tensionale litostatico di riferimento per l'interpretazione delle prove CPTu

profondità [m lmm]	σ_{v0} [kN/m ²]	u [kN/m ²]	σ'_{v0} [kN/m ²]
+3,0	0,0	0,0	0,0
0,0	57,0	0,0	57,0
-30,0	627,0	300,0	327,0

5.1.1 Riconoscimento stratigrafico (I_c)

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

	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

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

In base al valore di I_c è possibile classificare il terreno, come mostrato in Tabella 2.

Tabella 2. Classificazione del terreno in funzione dell'indice di comportamento I_c per le prove CPTu

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

5.1.2 Densità relativa (D_r)

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

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

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

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

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


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

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

dove

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

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

	PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

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

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

La relazione precedente è ben approssimata dalla seguente formulazione:

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

dove:

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

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

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

5.1.3 Angolo di attrito (φ)

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

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

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

dove:

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

Come si osserva in Figura 8, in cui sono rappresentati i risultati di molte indagini sperimentali eseguite da autori diversi, la precedente relazione interpola con buona approssimazione l'andamento dell'angolo di attrito in funzione della resistenza alla punta normalizzata.

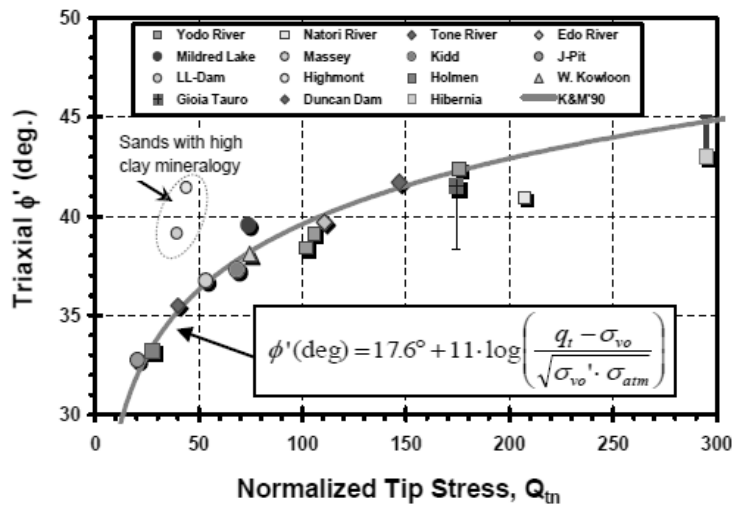


Figura 8 – Angolo di attrito da prove CPT

5.1.4 Resistenza non drenata (c_u)


Nei terreni a grana fine è possibile ricavare un profilo della coesione non drenata in funzione della resistenza alla punta applicando una relazione derivata dall'espressione della capacità portante, nel seguente modo:

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

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

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

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

	PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

5.1.5 Moduli elastici operativi (E_s)

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

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

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

5.1.6 Modulo edometrico (M)

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

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

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

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


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

5.1.7 Moduli a piccole deformazioni (G_0)

Il valore del modulo di taglio G_0 può essere stimato per i terreni olocenici e pleistocenici non cementati con la seguente relazione:

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

ricavata dagli autori (Eslaamizaad and Robertson, 1996a; Schnaid, 2004) sulla base dei risultati di prove CPT sismiche (SCPT) che consentono di misurare anche la velocità delle onde di taglio (V_s).

 Autorità di Sistema Portuale dei Mari Tirreno Meridionale e Ionio	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data: Gennaio 2022

5.2 PROVE SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT (Standard Penetration Test), ideata negli Stati Uniti nel 1927, è la prova in sito più diffusa ed utilizzata per la caratterizzazione di depositi di terreno incoerente. La prova consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione dinamica di un campionatore, generalmente infisso a partire dal fondo di un foro di sondaggio. La prova SPT consiste nel far cadere ripetutamente un maglio di dimensioni e massa standard da un'altezza di 760 mm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato un campionatore standardizzato e registrando, durante la penetrazione, il numero di colpi N_1 , N_2 , N_3 necessari ad ottenere tre avanzamenti consecutivi di 15 cm. A caratterizzare la resistenza alla penetrazione si assume il numero di colpi $N_{SPT} = N_2 + N_3$.

I parametri più affidabili desumibili dai risultati della prova sono la densità relativa e l'angolo d'attrito; in subordine è possibile valutare anche i parametri di deformabilità del terreno.

L'utilizzo delle correlazioni empiriche deve essere fatto a seguito di alcune correzioni del valore N_{SPT} misurato, legate al rendimento del dispositivo, alle attrezzature utilizzate, alla tensione litostatica e alla presenza della falda. Le correzioni sono state applicate secondo la sequenza descritta nel seguito.

5.2.1 Calcolo di N_{60}

Il valore di N_{SPT} deve essere innanzitutto corretto in base alle modalità e alle apparecchiature con cui la prova viene eseguita:

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

N_{SPT} numero di colpi alla profondità di prova

C_E fattore di correzione per l'energia del martello


C_B fattore di correzione per il diametro del foro

C_R fattore di correzione per la lunghezza delle aste

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

5.2.2 Calcolo di $(N_1)_{60}$

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

	PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

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

N_{60} resistenza alla penetrazione (numero di colpi) corretta per tener conto della modalità e dell'apparecchiatura con cui la prova è stata eseguita

C_N fattore di correzione per la profondità di esecuzione della prova

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

Tabella 3. Fattori correttivi della resistenza SPT

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

Qualora si ritrovino materiali molto grossolani, il campionatore standard viene sostituito da un campionatore a punta chiusa. In questo caso la letteratura tecnica non è univoca nel fornire confronti tra i risultati ottenuti per campionatori a punta aperta e a punta chiusa. Facendo riferimento a trattazioni tradizionali riferite ad esperienze su sabbie ghiaiose (Figura 9, tratta da Palmer e Stuart, 1958) sui valori misurati con punta chiusa non viene fatta alcuna correzione e i risultati vengono interpretati con tutte le correlazioni valide per la punta aperta.

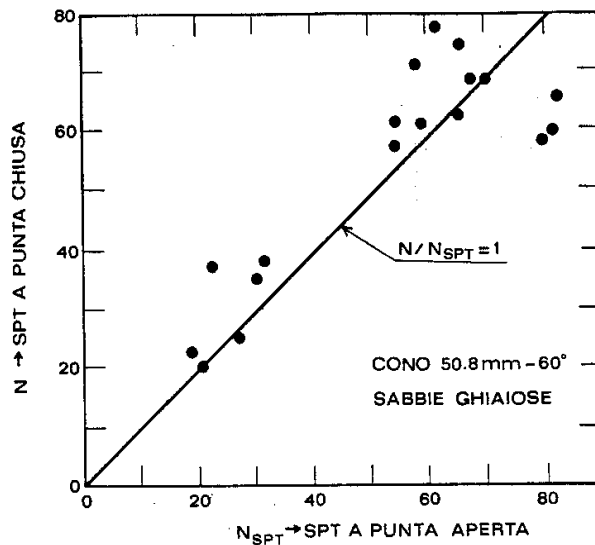


Figura 9 - Correlazione tra valori N_{SPT} misurati con punta chiusa e aperta (da Palmer e Stuart, 1958)

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

$$\begin{aligned}
 (N_{SPT})_{corr} &= N_{SPT} && \text{se } N_{SPT} \leq 15 \\
 (N_{SPT})_{corr} &= 15 + 0,50 \cdot (N_{SPT} - 15) && \text{se } N_{SPT} > 15
 \end{aligned}$$

Il valore corretto dell'indice N , ovverosia N_{60} , consente di pervenire ad una stima della densità relativa D_r , dell'angolo d'attrito ϕ' ed anche della rigidezza E' attraverso l'impiego di correlazioni empiriche d'uso consolidato.

5.2.3 Densità relativa (D_r)

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

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

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

(Bazaara, 1967)

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

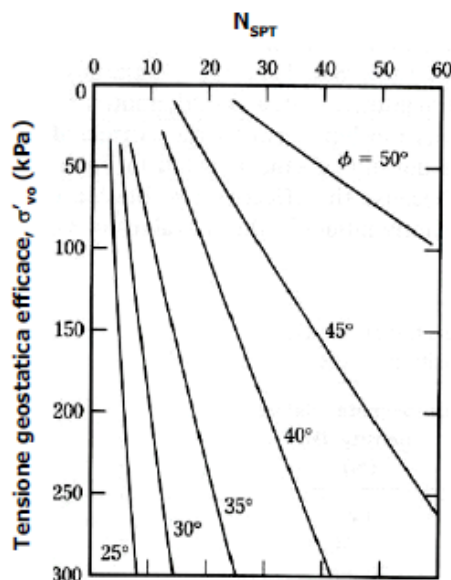
essendo σ'_{v0} è la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a è la pressione atmosferica. La formulazione di Gibbs e Holtz è valida per le sabbie da fini a grossolane, pulite, per qualunque valore di pressione efficace, in depositi normalmente consolidati. Nel caso di depositi ghiaiosi il valore della D_r viene sovrastimato, nel caso di depositi limosi viene invece sottostimato.

5.2.4 Angolo di resistenza al taglio (ϕ')

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

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

La correlazione di SCHMERTMANN (1975) è graficamente rappresentata in Figura 10 e corrisponde all'equazione di Kulhawy e Mayne, (1980) riportata a fianco della figura stessa.



$$\phi' = \arctan \left[\frac{N_{60}}{12.2 + 20.3 \cdot \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_a} \right)} \right]^{0.34}$$

Figura 10


Mayne

- Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di attrito e relativa equazione di Kulhawy e (1980)

5.2.5 Moduli elastici operativi (E')

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

- JAMIOLKOWSKI et al. (1988) per terreni normalmente consolidati

	PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022

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

dove:

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

D_r densità relativa espressa come frazione dell'unità;

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

b) DENVER (1982)

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

Il metodo si basa sulla seguente relazione:

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

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

6. CARATTERIZZAZIONE DELL'UNITÀ GEOTECNICA

Per la caratterizzazione geotecnica dei litotipi individuati si è fatto riferimento a:

- elaborazione dei risultati delle prove in sito (SPT e CPTu per i parametri di resistenza; MASW, SPT e CPT per i parametri di deformabilità);
- risultati delle prove di laboratorio (granulometria e prove di taglio diretto).

In Figura 11 sono riassunti i risultati delle prove SPT realizzate presso l'area di interesse. Si possono osservare valori di N_{SPT} tra 10 e 40, crescenti con la profondità, che vengono piuttosto ben normalizzati in $N_{1(60)}$ variabili tra 15 e 25 sull'intera stratigrafica indagata (si noti che le prove SPT sono state eseguite fino a 15 m circa di profondità).

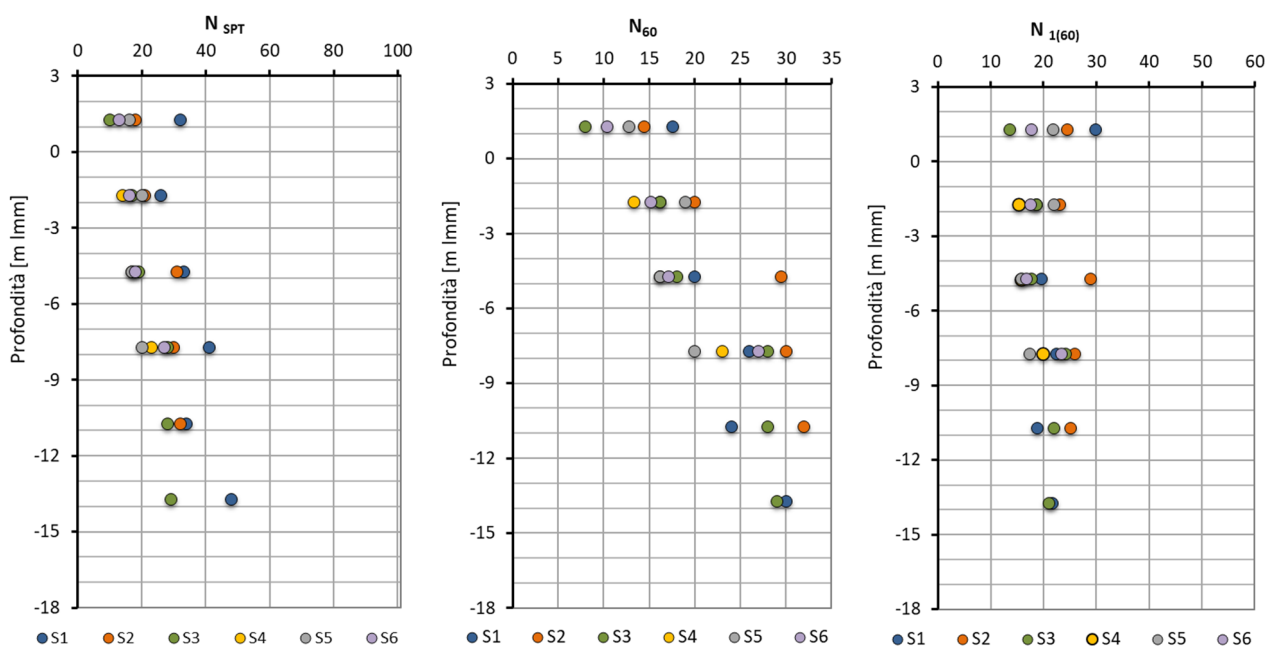


Figura 11 - Risultati delle indagini SPT realizzate nell'area di interesse: N_{SPT} , N_{60} e $(N_1)_{60}$

In Figura 12, Figura 13 e Figura 14 sono rappresentati i dati acquisiti nelle 7 prove CPTu eseguite. Si può osservare che 2 prove sono riuscite ad indagare con continuità fino a circa 30 m di profondità, mentre le altre sono state arrestate a profondità inferiori per raggiungimento dei limiti strumentali o disancoraggio della macchina operatrice.

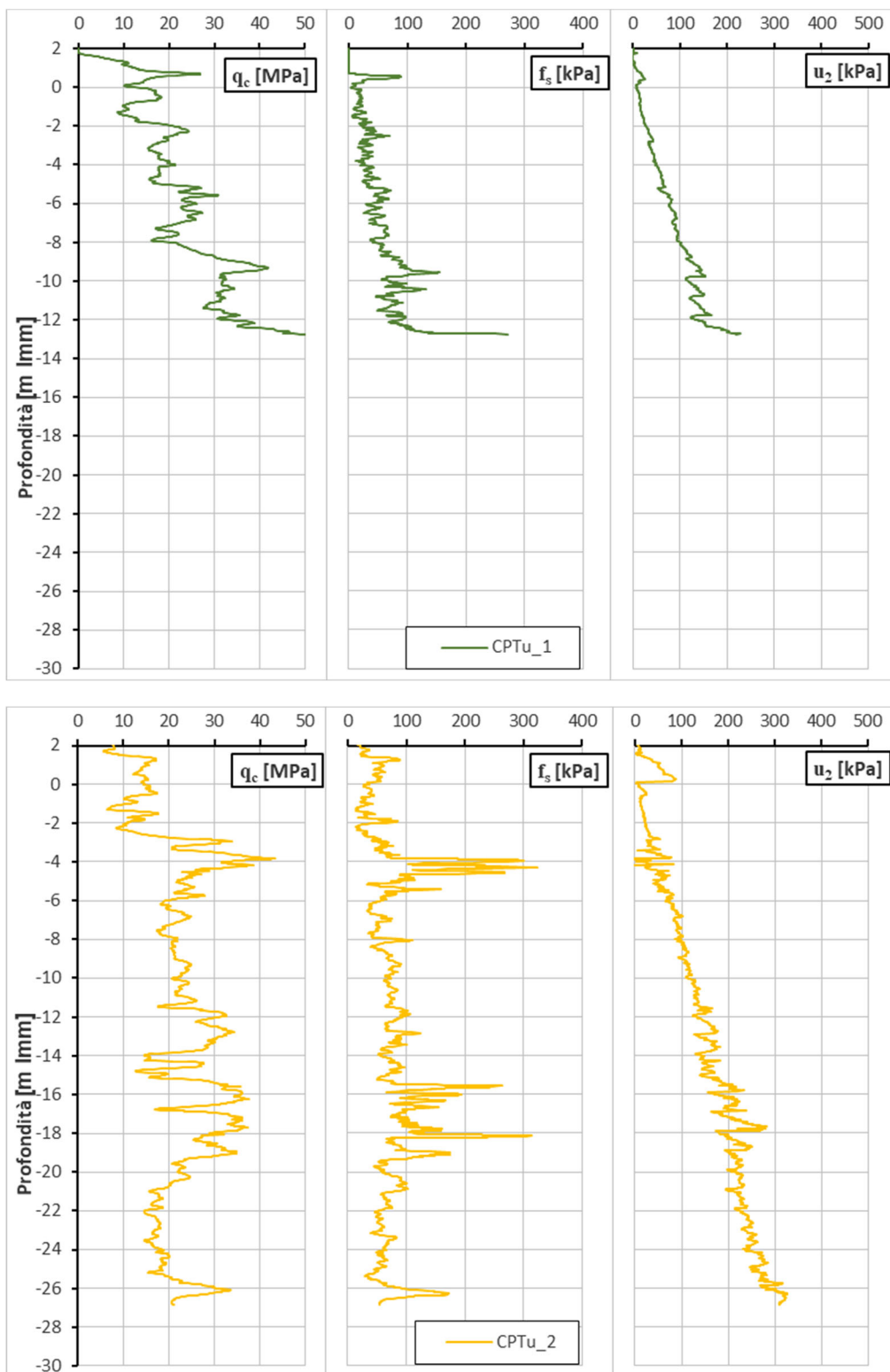


Figura 12 - Risultati delle prove CPTu1, CPTu2

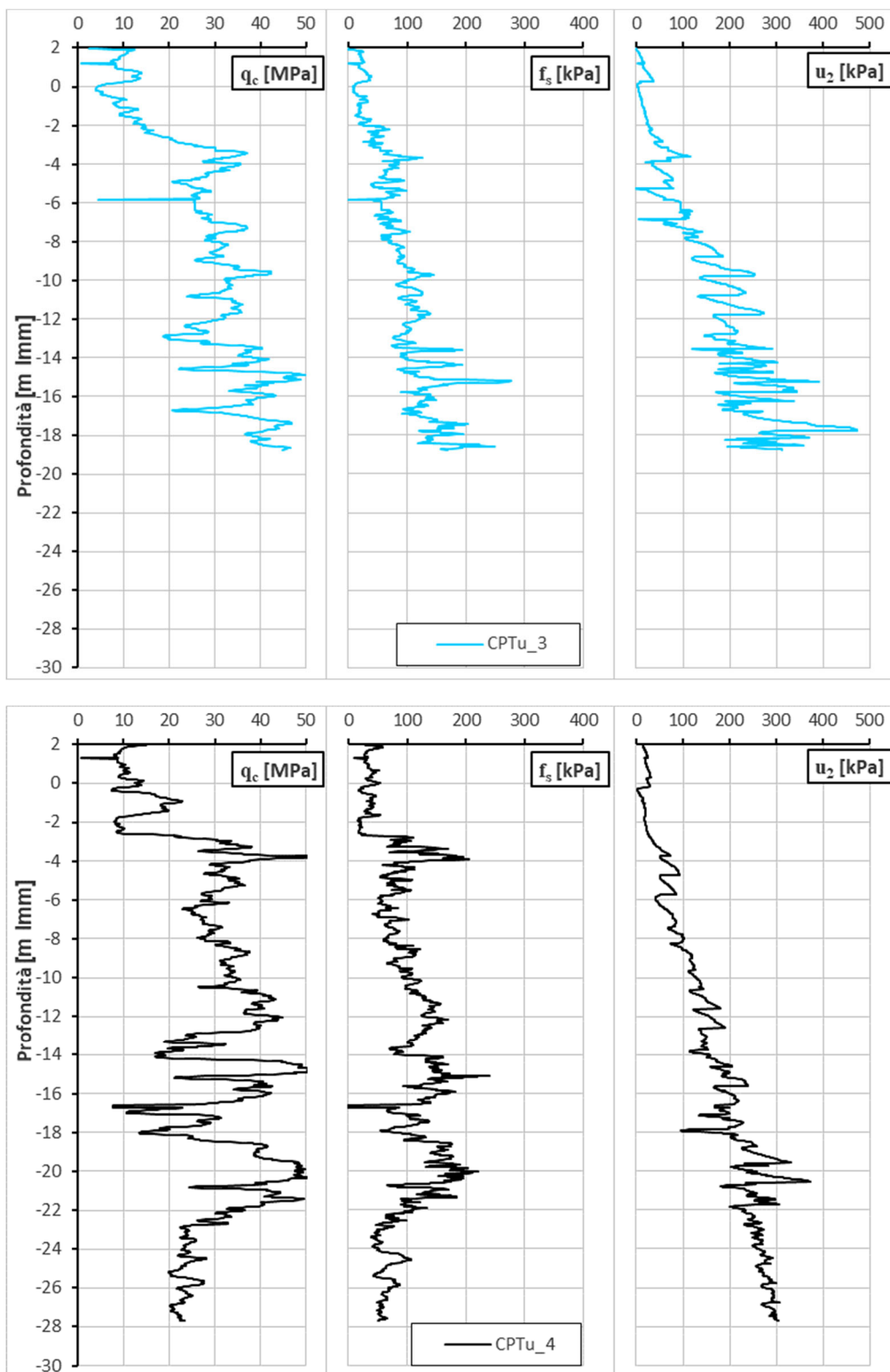


Figura 13 - Risultati delle prove CPTu3, CPTu4

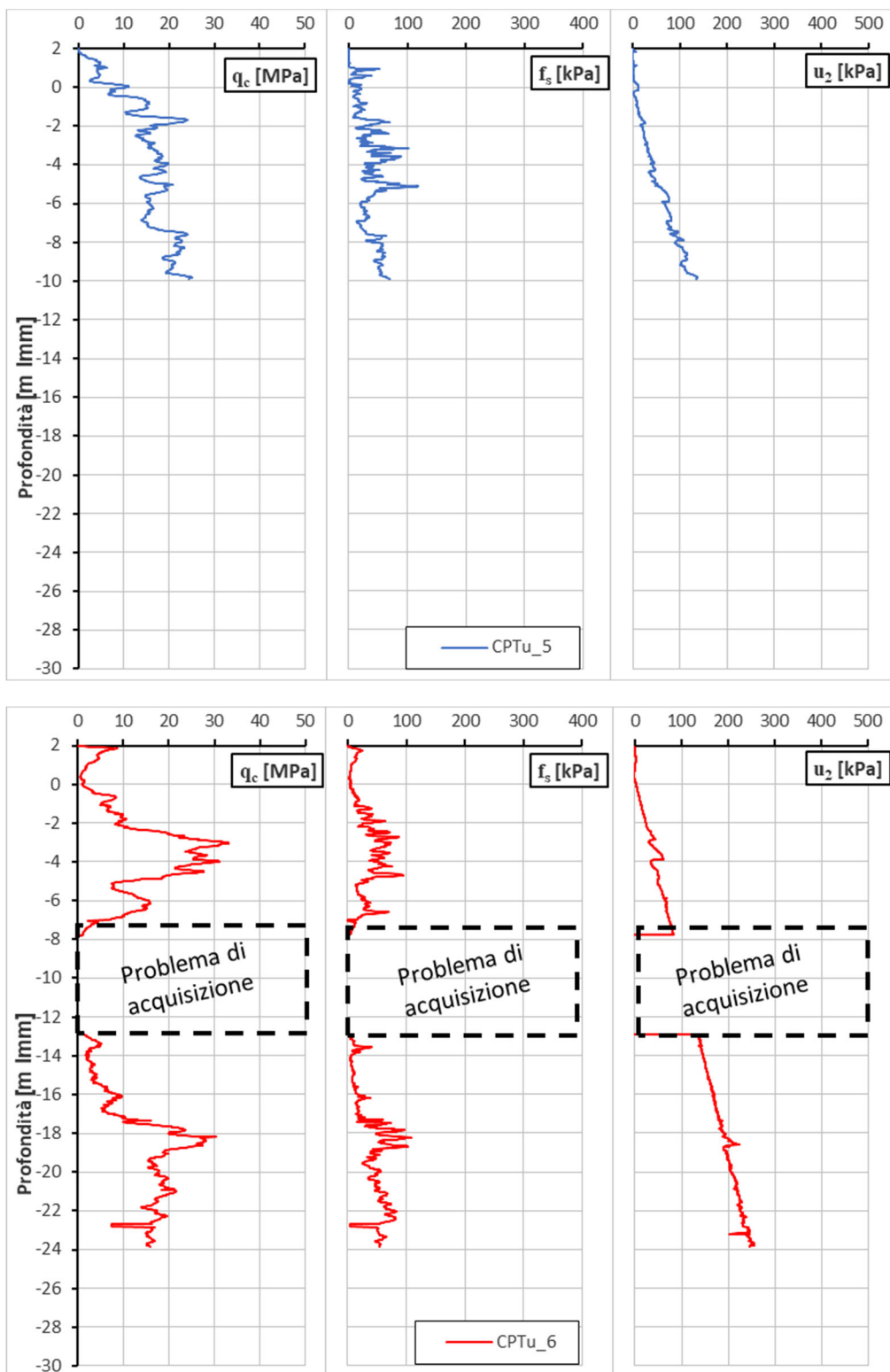


Figura 14 - Risultati delle prove CPTu5, CPTu6

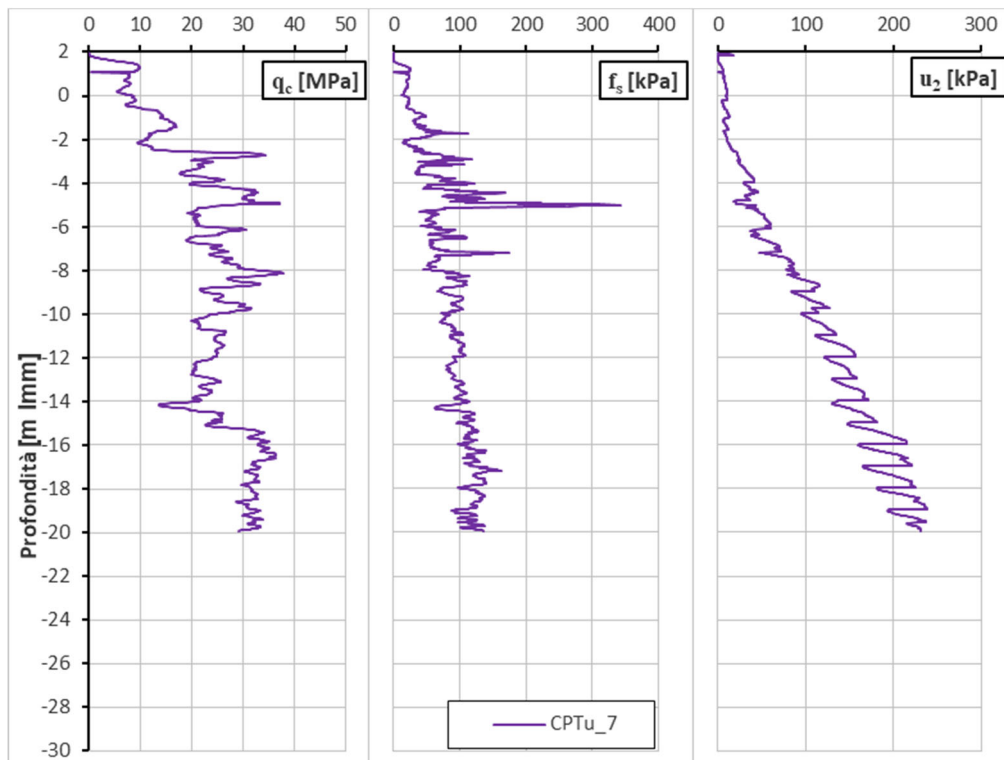


Figura 15 - Risultati della prova CPTu7

6.1 CARATTERISTICHE FISICHE E DI CLASSIFICAZIONE

6.1.1 Analisi granulometrica

Su 10 campioni prelevati in sito è stata determinata la distribuzione granulometrica per setacciatura e sedimentazione. Come mostrato in Figura 16 si osserva la netta prevalenza della componente sabbiosa, con alcuni campioni che mostrano fino al 20% di limo e altri che presentano fino al 30% di ghiaia. La frazione argillosa è sempre molto modesta, quando presente (<10%). Considerando che i campioni di laboratorio sono stati presi dove si pensava i terreni risultassero campionabili con una fustella tipo Shelby, la presenza di termini fini è probabilmente sovra-rappresentata nelle prove mostrate rispetto alla composizione reale del deposito.

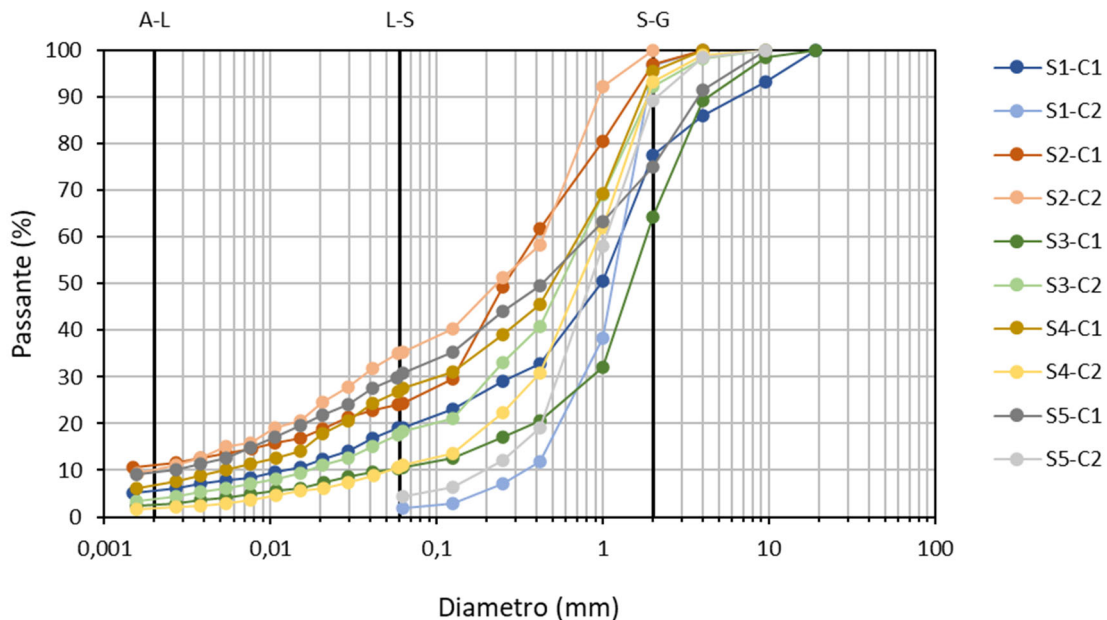


Figura 16 – Distribuzione granulometrica dei campioni sottoposti a prove di laboratorio

6.1.2 Peso specifico dei grani

In Figura 17 sono mostrati i risultati della valutazione del peso specifico dei grani con metodo picnometrico. Si osservano valori pari a circa $26,5 \text{ kN/m}^3$, che sono coerenti con la preponderanza di sabbie silicee nei terreni indagati.

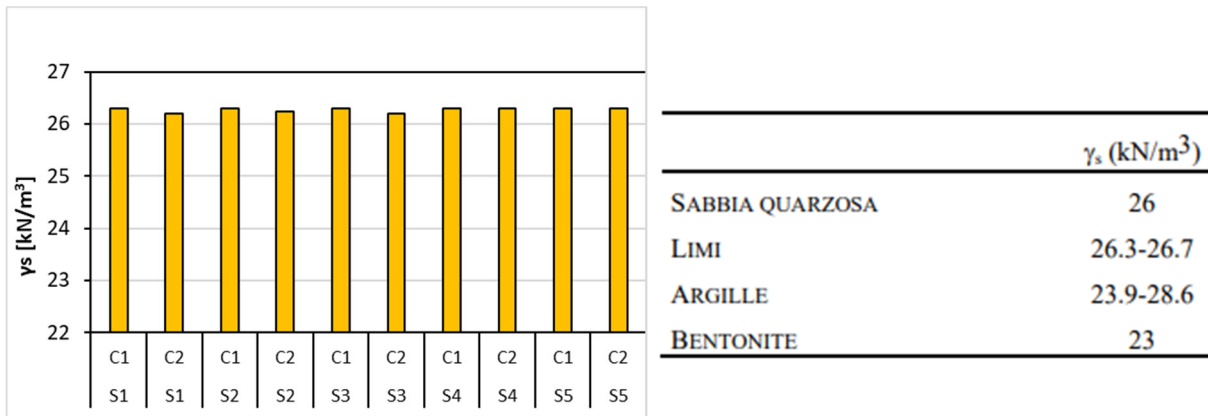


Figura 17 – Peso specifico dei grani misurato sui campioni e alcuni valori tipici di minerali costituenti le terre

6.1.3 *Peso dell'unità di volume*

In Figura 18 sono riportati i pesi di volume misurati sui campioni prelevati in sito. Si osservano valori compresi tra 20,5 e 22,0 kN/m³, collocati nel range massimo per un terreno sabbioso come si rileva dal confronto con i valori tipici indicati in Figura 19. Non si può escludere che, non avendo utilizzato tecniche speciali di campionamento (come il congelamento) su terreni prevalentemente granulari, il prelievo possa aver parzialmente disturbato il campione.

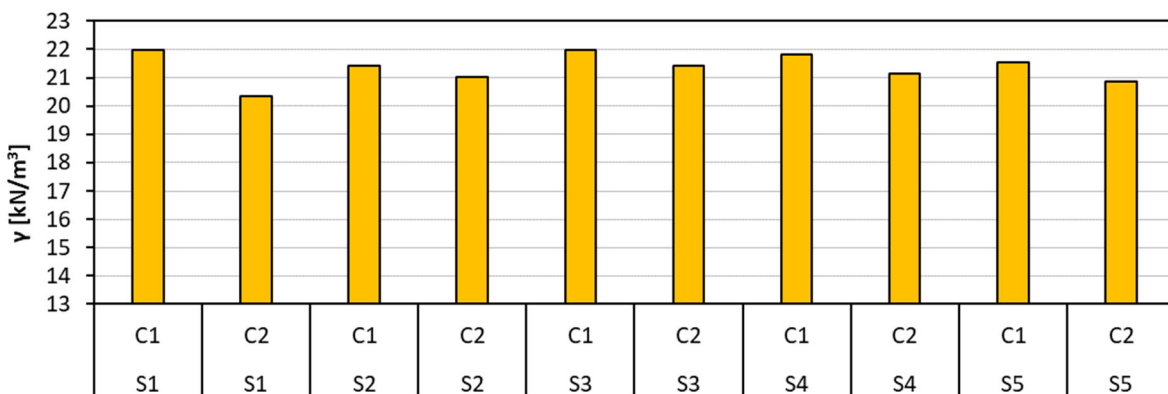


Figura 18 – Peso dell'unità di volume

	n (%)	e	γ_d (kN/m ³)	γ (kN/m ³)
GHIAIA	25-40	0.3-0.7	14-21	18-23
SABBIA	25-50	0.3-1.0	13-18	16-21
LIMO	35-50	0.5-1.0	13-19	16-21
ARGILLA	30-70	0.4-2.3	7-18	14-21
TORBA	75-95	3.0-19.0	1-5	10-13

Figura 19 – Valori tipici di porosità, indice dei vuoti e pesi di volume dei terreni

6.1.4 Densità relativa

Lo stato di addensamento del deposito è stato valutato in maniera indiretta attraverso le correlazioni da prove penetrometriche dinamiche SPT e statiche CPTu.

In Figura 20 è mostrata la stima della densità relativa da prove SPT. Si osservano valori compresi tra 60 e 80%, ad indicare un terreno da mediamente addensato ad addensato. In Figura 21 è mostrata la stima della densità relativa da prove CPTu. Si osservano valori elevati, compresi tra 60 e 90%, piuttosto costanti con la profondità.

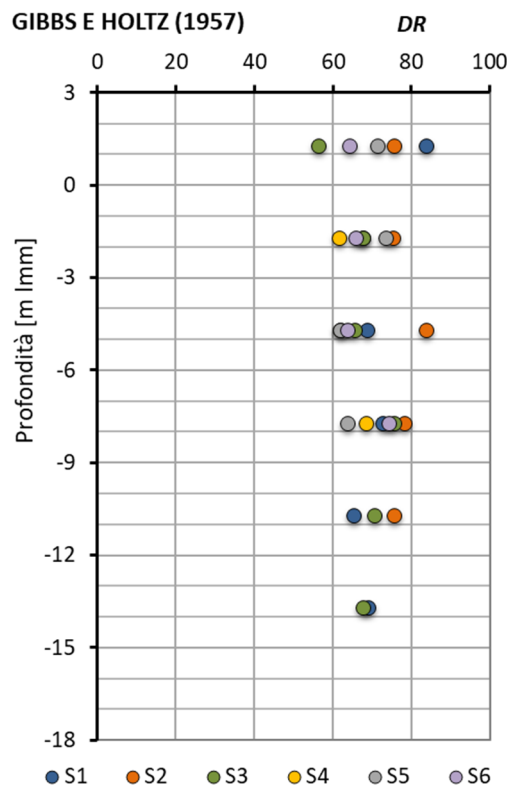


Figura 20 – Densità relativa da prove SPT

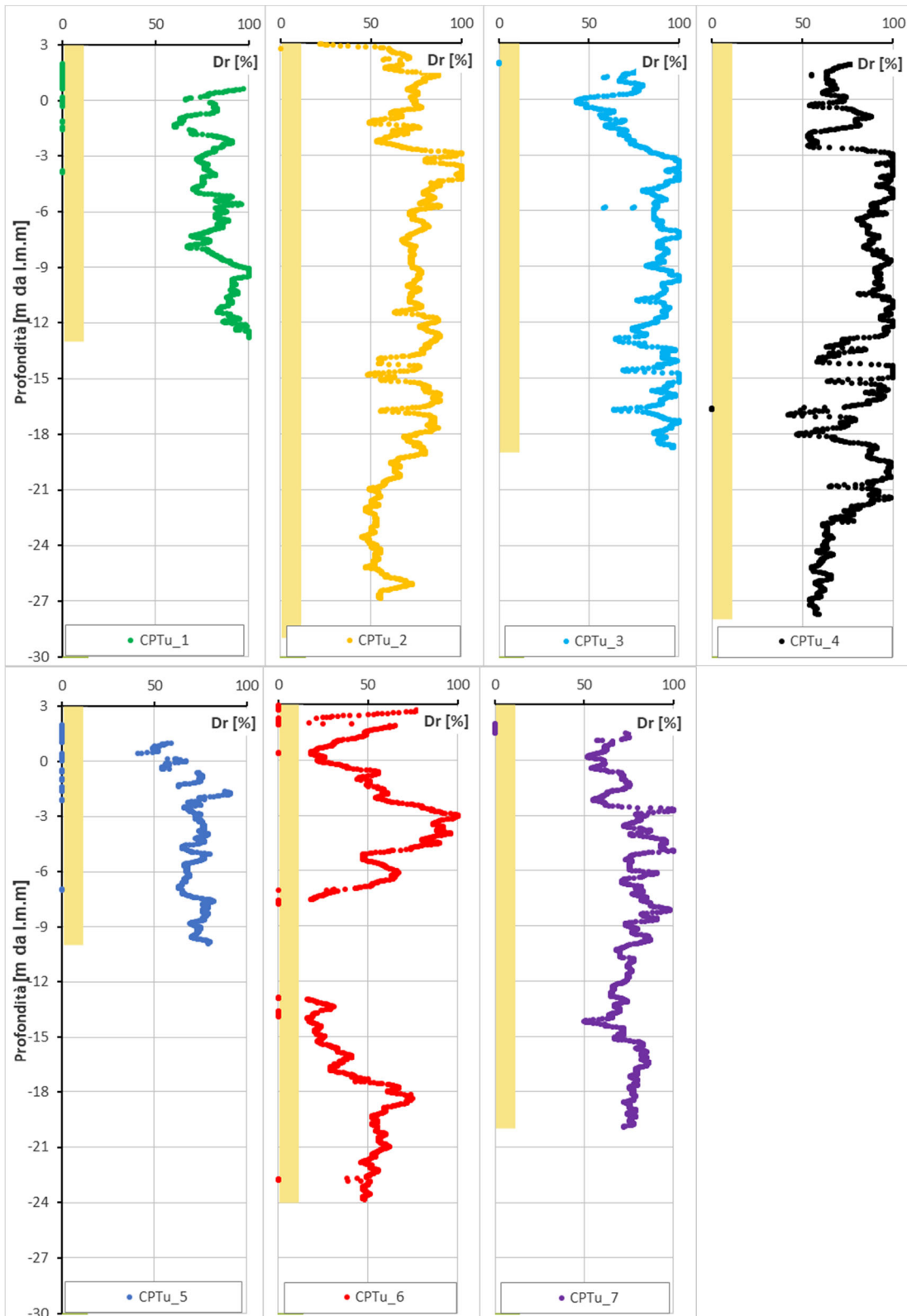


Figura 21 – Densità relativa da prove CPTu

6.2 CARATTERISTICHE DI RESISTENZA IN TENSIONI EFFICACI

Le caratteristiche di resistenza in tensioni efficaci sono state valutate con riferimento alle prove in sito (SPT e CPTu) e alle prove di laboratorio (prove di taglio diretto).

In Figura 22 è mostrata la stima dell'angolo di resistenza al taglio ottenuta da prove SPT. Si osservano valori tra 32° e 35° secondo l'elaborazione di Peck (1974) e valori tra 36° e 43° secondo Schmertmann (1977).

In Figura 23 è mostrata la valutazione dell'angolo di resistenza al taglio da prove CPTu. Si osservano valori compresi tra 39° e 45°.

Come ulteriore valutazione dell'angolo di resistenza al taglio è possibile passare attraverso la densità relativa e la granulometria con l'abaco di Schmertmann (1978) ottenendo valori compresi tra 38° e 44° (vedi Figura 24).

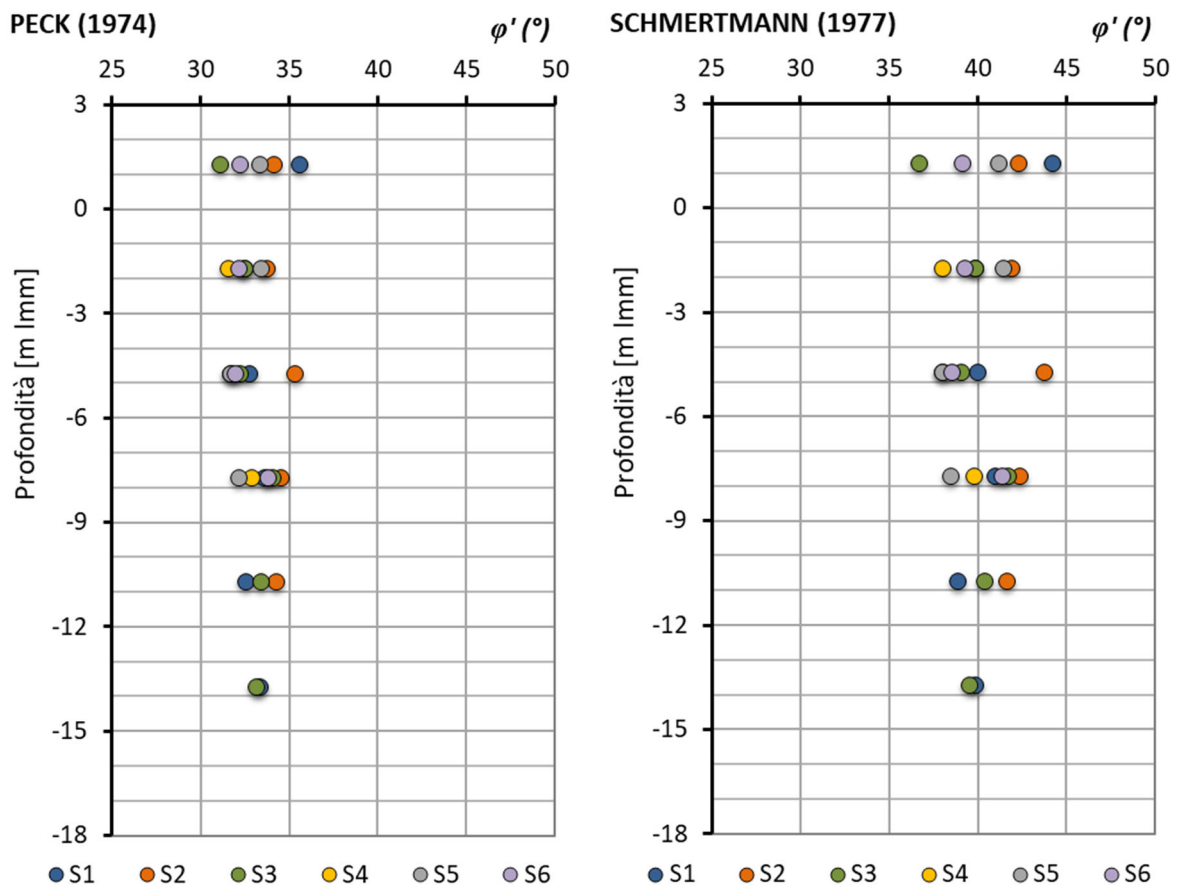


Figura 22 – Stima dell'angolo di resistenza al taglio da prove SPT

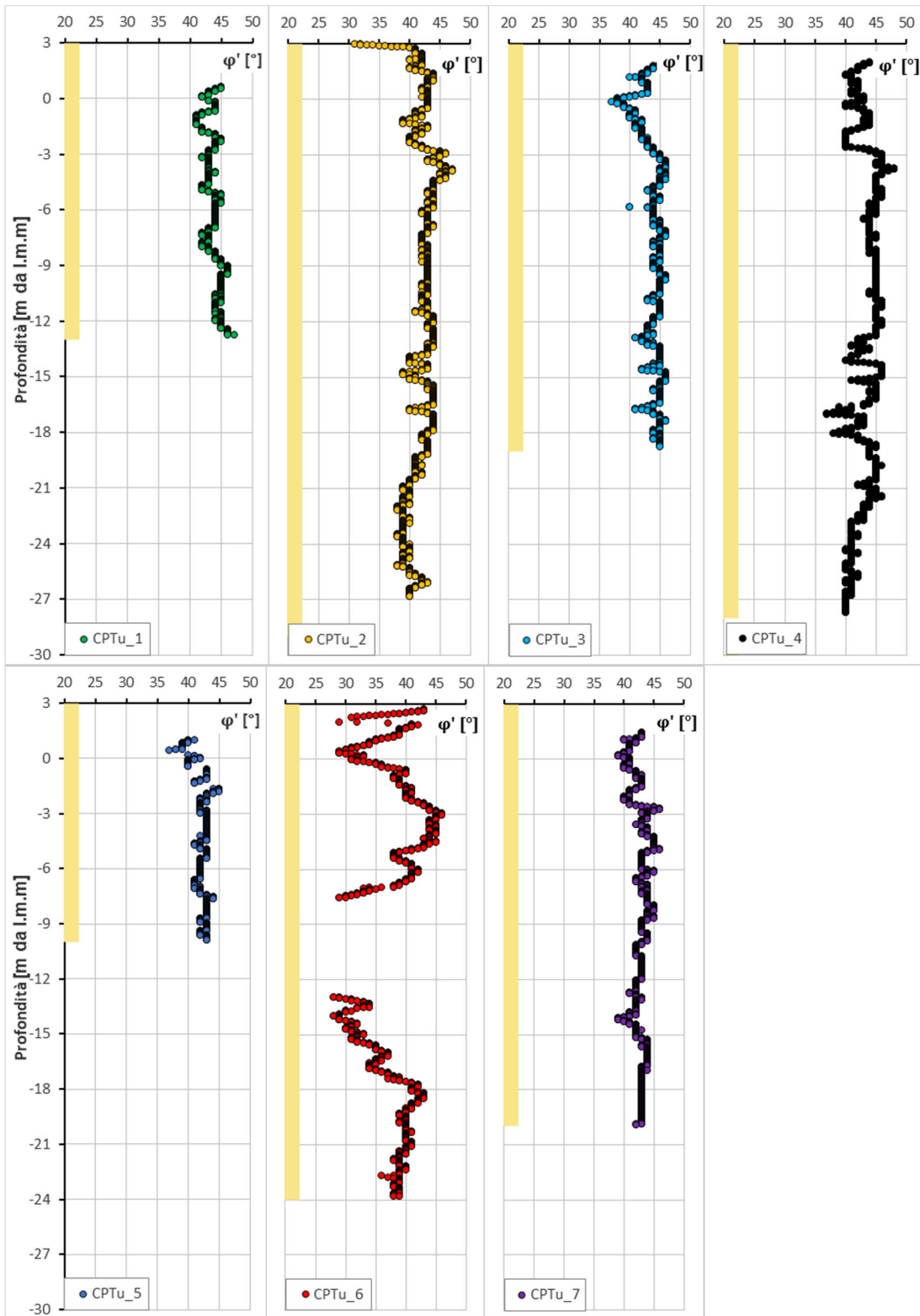


Figura 23 – Stima dell'angolo di resistenza al taglio da prove CPTu

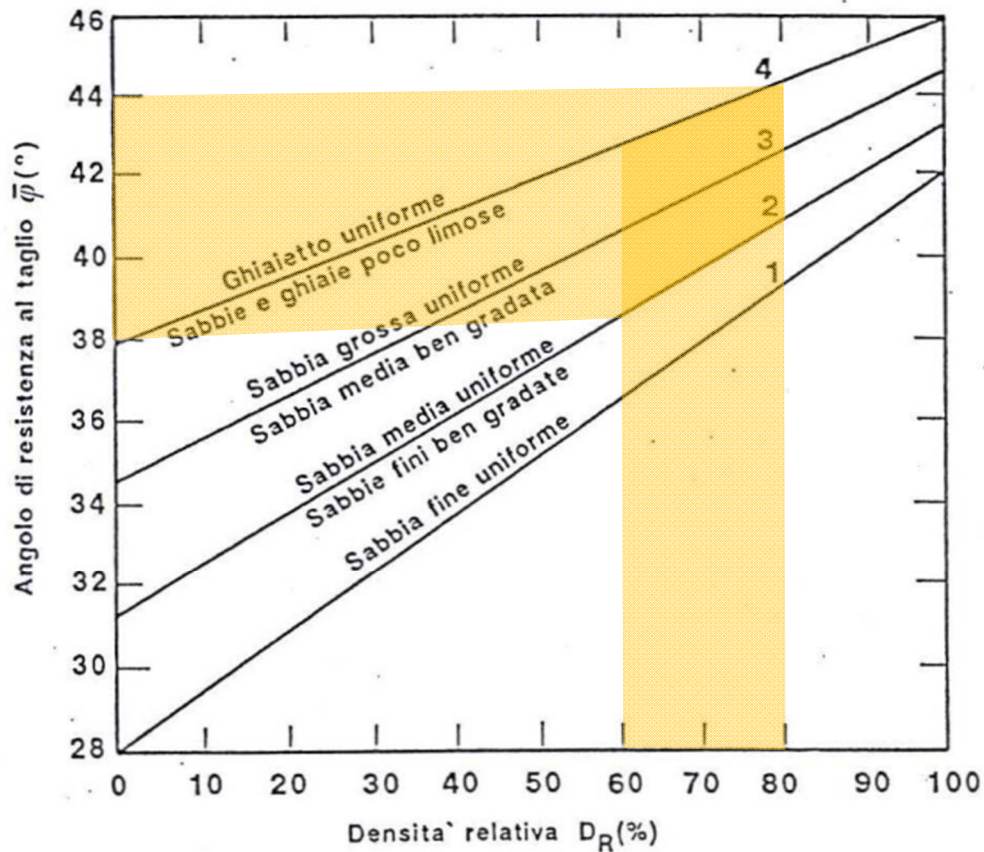


Figura 24 – Stima dell'angolo di resistenza al taglio da d_r e granulometria (da Schmertmann 1978, mod.)

In Figura 25 sono presentati i risultati delle prove di taglio diretto nel piano di Mohr. Le prove indicano un angolo di resistenza al taglio di 32° , piuttosto basso se confrontato con i risultati delle prove in sito.

Gli andamenti delle prove nei piani sforzo di taglio – spostamenti orizzontali e spostamenti verticali – spostamenti orizzontali (vedi Figura 26) indicano un comportamento generalmente duttile e contraente dei terreni sottoposti a prova, poco compatibile con la risposta attesa da una sabbia da mediamente ad addensata. È quindi probabile che il disturbo in fase di campionamento o in fase di montaggio della prova sia risultato tale da compromettere l'originario assetto dei grani e che pertanto i risultati ottenuti vadano associati ad una resistenza a volume costante dei terreni sottoposti a prova.

Prova di taglio diretto al picco

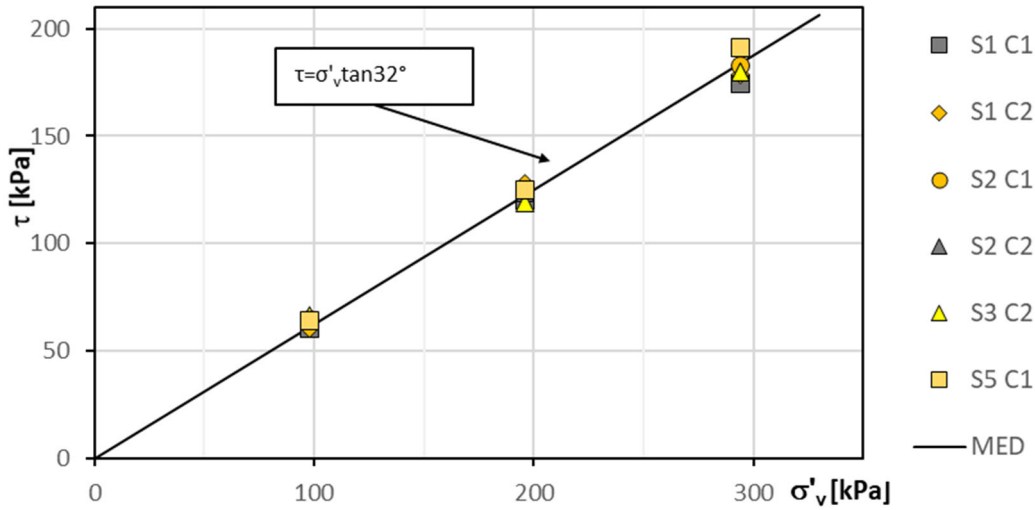


Figura 25 – Angolo di resistenza al taglio ottenuto da prove di taglio diretto

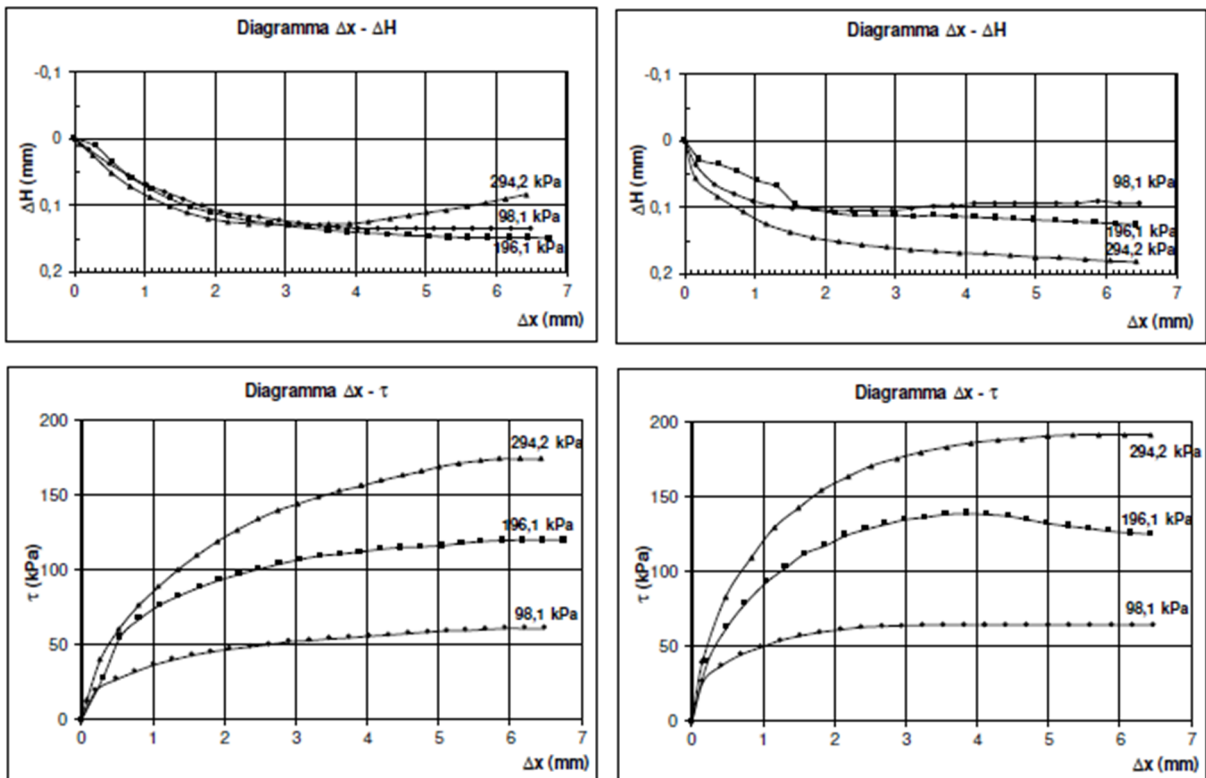


Figura 26 – Risultati di due prove di taglio diretto nel piano $\delta v - \delta h$ e $\tau - \delta h$: a sx) S1-C1; a dx) S4-C2

6.3 CARATTERISTICHE DI DEFORMABILITÀ

La valutazione dei moduli elastici del terreno è stata fatta con riferimento alle prove geofisiche in sito e alle prove SPT e CPTu.

6.3.1 Moduli elastici a piccole deformazioni

La prospezione sismica a rifrazione e lo stendimento MASW hanno consentito di individuare i 5 sismostrati presentati in Figura 27. Da tali prove è poi possibile determinare il modulo di taglio iniziale (G_0) con la relazione:

$$G_0 = \rho V_s^2 \text{ in cui } \rho \text{ è la massa per unità di volume del terreno.}$$

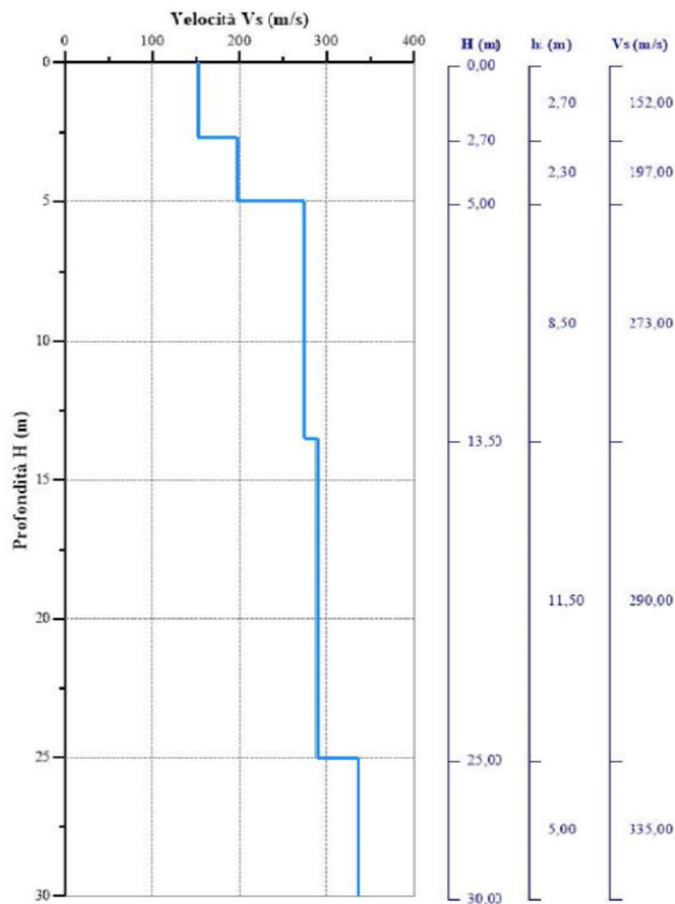


Figura 27 – Velocità di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 m di terreno (da prova MASW)

Sovrapponendo il risultato della MASW tradotto in termini di modulo di taglio G_0 al valore di G_0 stimato da prove CPTu si ottiene un quadro piuttosto coerente dell'andamento di G_0 con la

profondità, come mostrato in Figura 28. Il modulo di taglio G_0 si colloca tra 40 e 80 MPa a bassi stati tensionali ($z < 6$ m), mentre cresce da 120 a 200 MPa circa passando da 6 a 30 m da p.c.

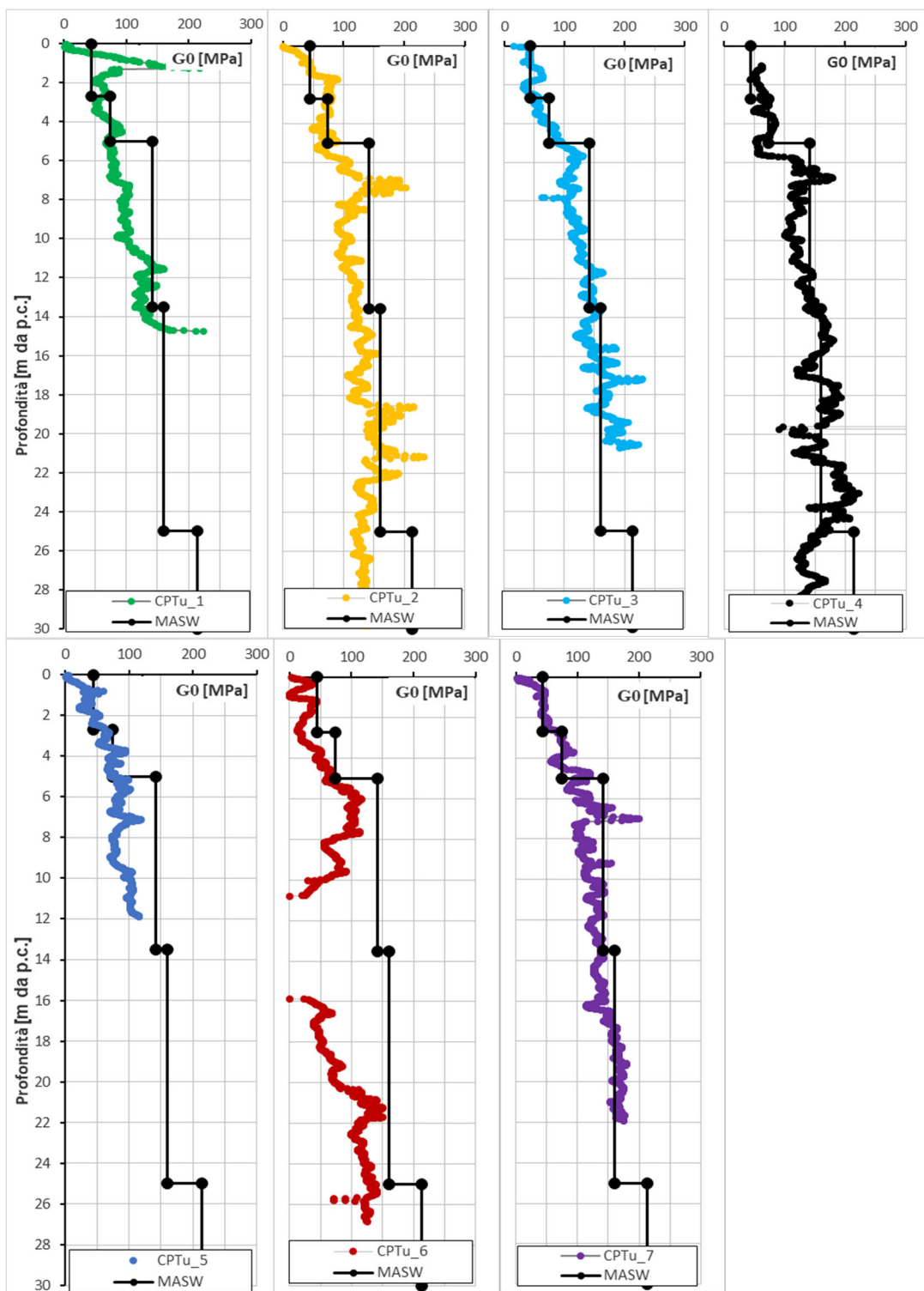


Figura 28 – G_0 da CPTu e da prova MASW

6.3.2 Moduli elastici operativi

I moduli elastici a livelli di deformazione operativi sono stati valutati dalle prove CPTu e SPT.

Il modulo di Young allo 0,1% di deformazione mobilitata, valutato dalle prove CPTu, è mostrato in Figura 29. Si osservano valori tra 50 e 125 MPa, crescenti con la profondità.

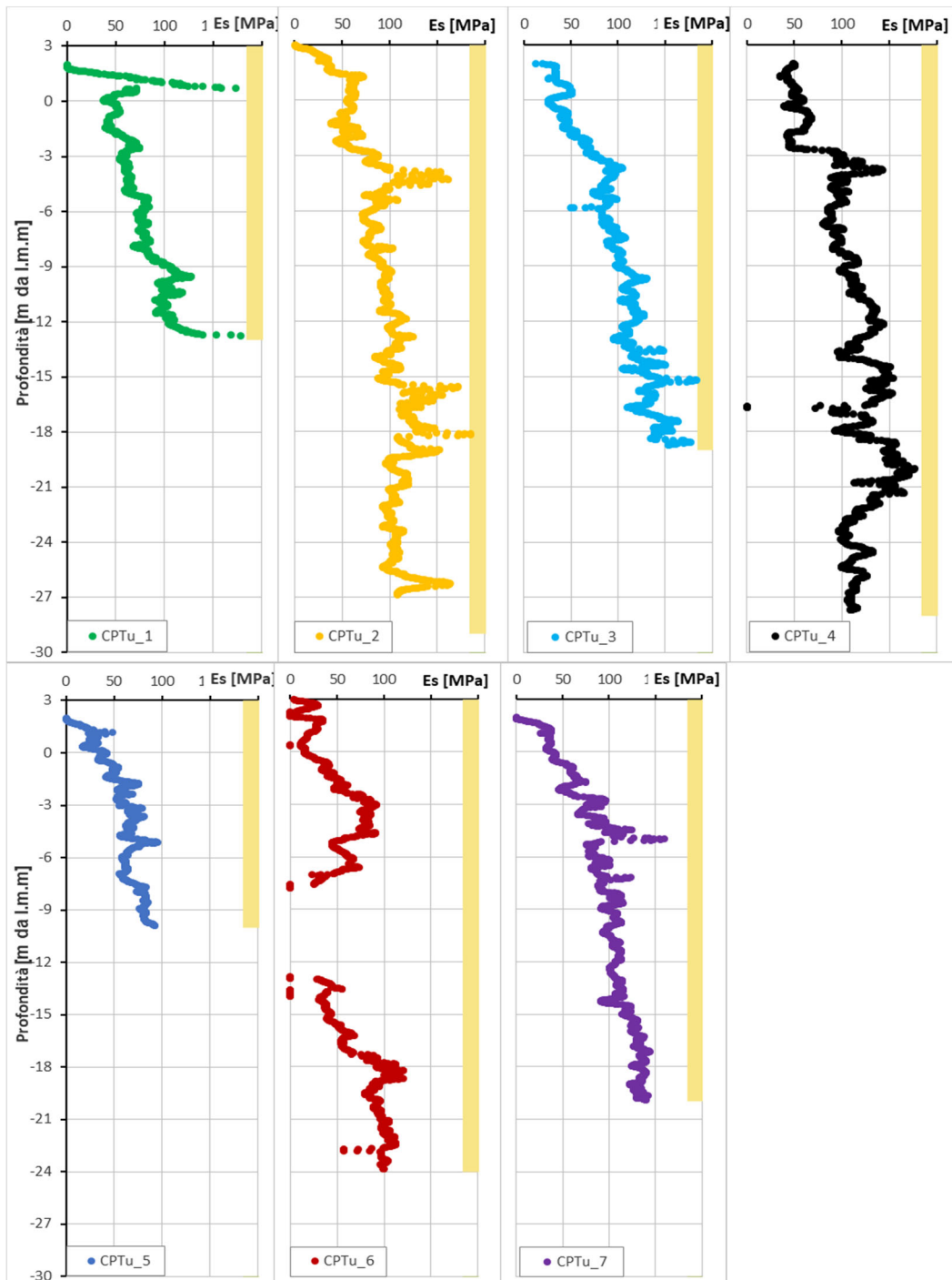


Figura 29 – $E'_{0,1\%}$ da prova CPTu

A livelli deformativi ancora superiori possiamo valutare il modulo elastico dalle prove SPT attraverso le correlazioni di Denver (1982) e Jamiolkowski (1988). Come mostrato in Figura 30 si ottengono moduli tra 20 e 40 MPa secondo Denver e tra 10 e 30 MPa secondo Jamiolkowski, crescenti con la profondità.

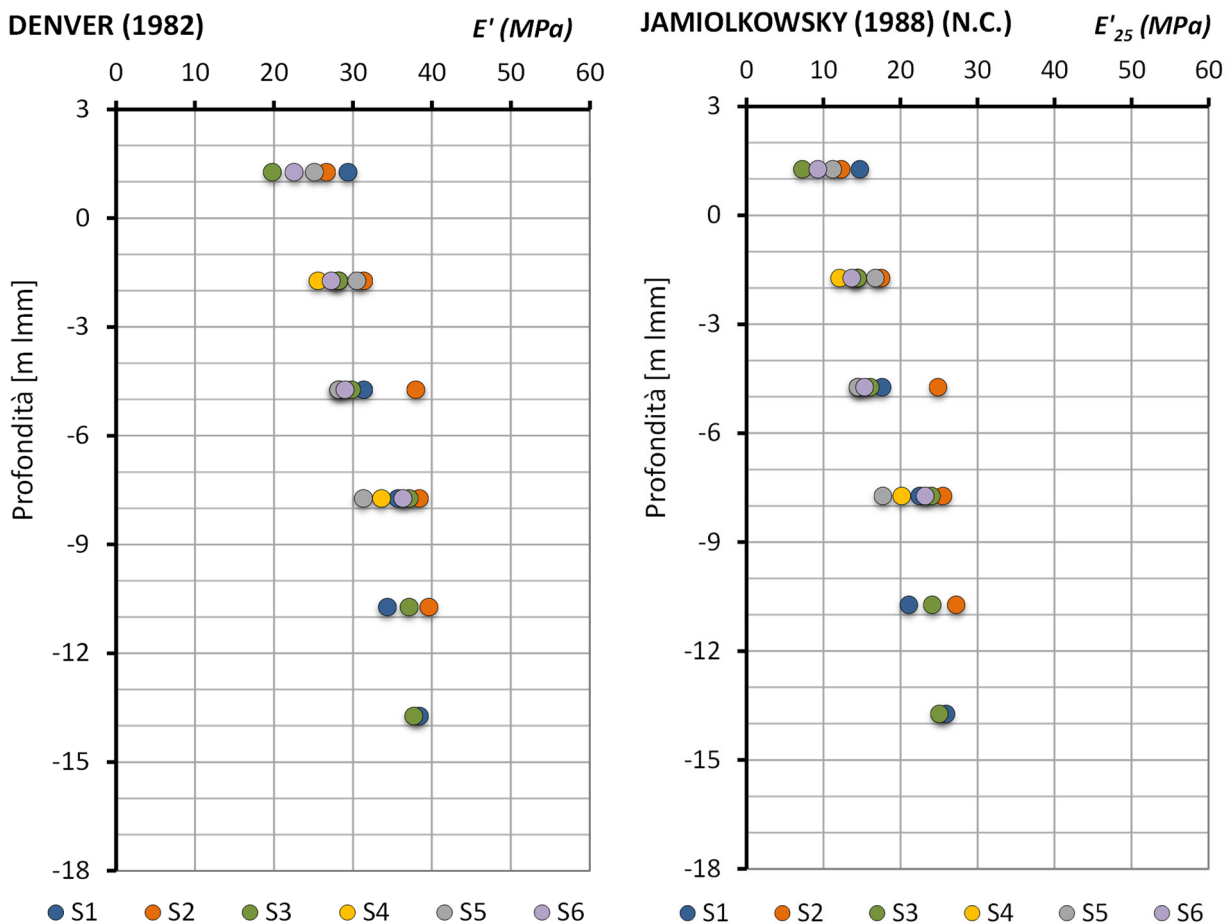



Figura 30 – Moduli elastici operativi da prova SPT

 Autorità di Sistema Portuale dei Mari Tirreno Meridionale e Ionio	PORTO DI GIOIA TAURO Reseazione Banchine di Ponente Tratti G-H-I PROGETTO DEFINITIVO	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
		Data: Gennaio 2022


6.4 SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Le caratteristiche geotecniche ottenute dalla campagna geognostica attuale (2021) si inserisce abbastanza bene nel noto contesto geotecnico del porto di Gioia Tauro. In sostanza tutte le indagini evidenziano, senza contraddizioni o incertezze, che il sottosuolo nell'area portuale di Gioia Tauro è costituito da terreni incoerenti da mediamente addensati ad addensati. In particolare le prove penetrometriche statiche (CPTu) ricalcano esattamente i valori misurati nella campagna di indagine 2016 realizzata in area limitrofa. Meno soddisfacenti sono risultate le prove SPT, probabilmente più influenzate dalla strumentazione e dall'operatore. Considerato che dal punto di vista meccanico il deposito presenta caratteri di uniformità, si è deciso di utilizzare un modello stratigrafico costituito da un'unica Unità Geotecnica definibile come "SABBIE DA MEDIE A GROSSOLANE, TALVOLTA GHIAIOSE E/O LIMOSE".

In Tabella 4 è presentato il quadro sinottico dei parametri ottenuti dalle diverse prove geotecniche disponibili.


Tabella 4. Quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti

				Sabbie
Peso di volume		γ	[kN/m ³]	19,0 – 20,0
Peso specifico dei grani		γ_s	[kN/m ³]	26,5
Densità relativa	da NSPT	Dr	[%]	60-80
	da CPTu	Dr	[%]	60-90
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	da taglio diretto	Φ'_{ev}	[°]	32
	da NSPT	Φ'_p	[°]	34-40
	da CPTu	Φ'_p	[°]	39-45
Modulo di taglio a piccole deformazioni	da prove CPTu	G₀	[MPa]	50-200
	da MASW	G₀	[MPa]	40-200
Modulo elastico operativo	da prove SPT	E'₂₅	[MPa]	10-40
	da prove CPTu	E'_{0,1%}	[MPa]	50-125

 <p>Autorità di Sistema Portuale dei Mari Tirreno Meridionale e Ionio</p>	<p>PORTO DI GIOIA TAURO Resecuzione Banchine di Ponente Tratti G-H-I</p>	<p>Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica</p>
	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Data: Gennaio 2022</p>

7. BIBLIOGRAFIA

- Baldi G., Bellotti R., Ghionna V., Jamiolkowski M., and Pasqualini E. (1986).** Interpretation of CPT's and CPTU's, 2nd part: drained penetration of sands. In: *Proceedings of 4th Int. Geotechnical Seminar*. Nanyang Technological Institute, Singapore, Field Inst. & In Situ Measurements, pp. 143-162.
- Bazaara, A. R. S. S. (1967).** *Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand*. PhD Thesis, University of Illinois, Urbana, USA.
- Denver, H. (1982).** Modulus of elasticity for sand determined by SPT and CPT. *Proceeding of the Second European Symposium on Penetration Testing*, Amsterdam.
- Eslaamizaad, S., and Robertson, P.K. (1996a).** Cone penetration test to evaluate bearing capacity of foundation in sands. In: *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland. September, pp. 429-438.
- Eslaamizaad, S., and Robertson, P.K. (1996b).** Estimation of in-situ lateral stress and stress history in sands. In: *Proceedings of the 49th Canadian Geotechnical Conference*. St. John's, Newfoundland, pp. 439-448
- Galli P., Bosi V. (2002).** Paleoseismology along the Cittanova fault. Implications for seismotectonics and earthquake recurrence in Calabria (southern Italy). *J. Geophys. Res.*, **107**, B3.
- Hunt R. E. (1984).** *Geotechnical engineering investigation manual*. McGrawHill, New York.
- Jamiolkowski, M., Ghionna, V., Lancellotta, R. and Pasqualini, E. (1988).** News correlations of penetration tests for design practice. *ISOPT I*, Orlando, (USA), 1: 263-296.
- Kulhawy, F. H. and Mayne P. W. (1990).** *Manual of Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Cornell University, Ithaca, NY, USA.
- Mandaglio G., Mandaglio M. (2009).** Il terremoto calabro-messinese cent'anni dopo. Roto S. Giorgio, organo ufficiale del comune di Reggio Calabria.
- Ohta, Y., Goto, N. (1978).** Empirical shear wave velocity equations in terms of characteristic soil indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **6**: 167-187.
- Oztoprak, S and Bolton, M.D. (2013).** Stiffness of sands through a laboratory test database. *Geotechnique*, **63**: 54-70.
- Peck, R.B., Hanson W. E. and Thornburn T.H. (1974).** *Foundation Engineering*. 2nd Ed. New York, John Wiley and Sons.
- Robertson P. K., and Wride, C. E. (1998).** Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, **35**(3): 442-459.

 <p>Autorità di Sistema Portuale dei Mari Tirreno Meridionale e Ionio</p>	<p>PORTO DI GIOIA TAURO Resezione Banchine di Ponente Tratti G-H-I</p>	<p>Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica</p>
	<p>PROGETTO DEFINITIVO</p>	<p>Data: Gennaio 2022</p>

- Robertson, P. K. (1990).** Soil classification using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, **27**(1): 151-158.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983a).** Interpretation of cone penetration tests. Part I (sand). *Canadian Geotechnical Journal*, **20**(4): 718-733.
- Robertson, P. K. and Campanella, R. G. (1983b).** Interpretation of cone penetration tests. Part I (clay). *Canadian Geotechnical Journal*, **20**(4): 734-745.
- Schmertmann, J. H. (1975).** Measurement of insitu shear strength. *Proceedings of the Conference on insitu measurement of soil properties*. American Society of Civil Engineers, **2**: 57-138.
- Schnaid F., Lehane B.M., and Fahey M. (2004).** In situ test characterization of unusual geomaterials. In *Proceedings of ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization*. Rotterdam. Edited by Viana da Fonseca and Mayne, pp. 49-74.
- Seed, H.B. and DeAlba, P. (1986).** Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands. *Use of In-site Tests in Geotechnical Engineering*. *ASCE Geotech. Spec. Publ.*, **6**: 281-302.
- Wolff, T. H. (1989).** Pile capacity prediction using parameter functions. *Results of a Pile Prediction Symposium*, ASCE Geo. Special Publication 23.