



AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO

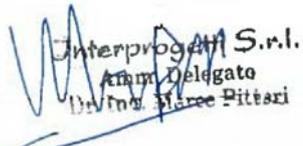
PORTO DI GIOIA TAURO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA DI PONENTE LATO NORD

PROGETTO DEFINITIVO

DESCRIZIONE	CODICE ELABORATO
	R03
RELAZIONE DI CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	SCALA

Rev.	Data	Causale
0	Luglio 2017	EMISSIONE

<p>CAPOGRUPPO-MANDATARIA</p>  <p>SEACON s.r.l. Ing. Lucio Abbadessa</p> <p>SEACON s.r.l. l'Amministratore Unico Dott. Ing. Lucio Abbadessa</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Corrado Montefoschi Geom. Lorenzo Di Biase Ing. Fabio S. Mainero Rocca</p>	<p>R.T.P. MANDANTE</p>  <p>ACALE SRL Ingegneria + architettura</p>  <p>ACALE SRL L'AMMINISTRATORE DELEGATO E DIRETTORE TECNICO Ing. Livio Gambacorta Via Tommasi, 28 - 60124 Ancona P.IVA 02399260427</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Elisabetta Bersanetti Ing. Claudia Castaldo Ing. Alessia Solferini</p>	<p>MANDANTE</p>  <p>INTERPROGETTI</p>  <p>Interprogetti S.r.l. Amministratore Delegato Dott. Ing. Marco Pittari</p> <p>COLLABORATORI: Ing. Plinio Monti</p>
<p>Progettista Responsabile dell'integrazione tra le varie prestazioni specialistiche : Ing. Massimo Vitellozzi</p>		
<p>STUDI E RELAZIONE GEOLOGICA :</p>	<p>MANDANTE</p>  <p>GEOSERVIZI</p>  <p>Dott. Pierfederico De Parr Amministratore unico</p>	
<p>Consulenza Geotecnica:</p>  <p>GES S.r.l.</p>	<p>Ing. Paolo Ruggeri</p>	



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
Relazione di caratterizzazione geotecnica

Data : Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

AUTORITA' PORTUALE DI GIOIA TAURO

PORTO DI GIOIA TAURO

LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA DI PONENTE LATO NORD

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 2016.....	6
4.1 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO	8
5. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	10
5.1 ELABORAZIONE DELLE PROVE SPT.....	10
5.1.1 <i>Densità relativa</i>	11
5.1.2 <i>Angolo di resistenza al taglio</i>	12
5.1.3 <i>Modulo elastico a piccole deformazioni</i>	14
5.1.4 <i>Modulo elastico operativo</i>	16
5.2 ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT-CPTU) .	18
5.2.1 <i>Riconoscimento stratigrafico (Ic)</i>	21
5.2.2 <i>Densità relativa (Dr)</i>	22
5.2.3 <i>Angolo di resistenza al taglio (φ')</i>	24
5.2.4 <i>Moduli a piccole deformazioni (G0)</i>	26
5.2.5 <i>Modulo elastico operativo (Es)</i>	27

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5.3	RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO	28
5.3.1	<i>Prove di taglio diretto</i>	28
5.3.2	<i>Prove in colonna risonante</i>	29
5.4	RISULTATI DELLE PROVE GEOFISICHE	31
5.5	SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	33
6.	BIBLIOGRAFIA	34

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

PREMESSA

Il presente documento, parte degli elaborati del progetto definitivo dei LAVORI DI COMPLETAMENTO DELLA BANCHINA DI PONENTE LATO NORD, 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 le 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 14 gennaio 2008 “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” (Suppl. Ord. alla G.U. 4-02-2008, n.29);
- d) Circolare 2 febbraio 2009 n.617 C.S.LL.PP “Istruzioni per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008”

2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

- e) Studio di fattibilità relativo al progetto di realizzazione di un bacino di carenaggio nel Porto di Gioia Tauro – Autorità Portuale di Gioia Tauro - giugno 2016
- f) Risultati delle prove di laboratorio – GEOstudi srl – ottobre 2016
- g) Relazione Geologica e Studio di risposta sismica locale – GEOstudi srl – 29 giugno 2016



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 per centinaia di chilometri verso Sud-Est 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).

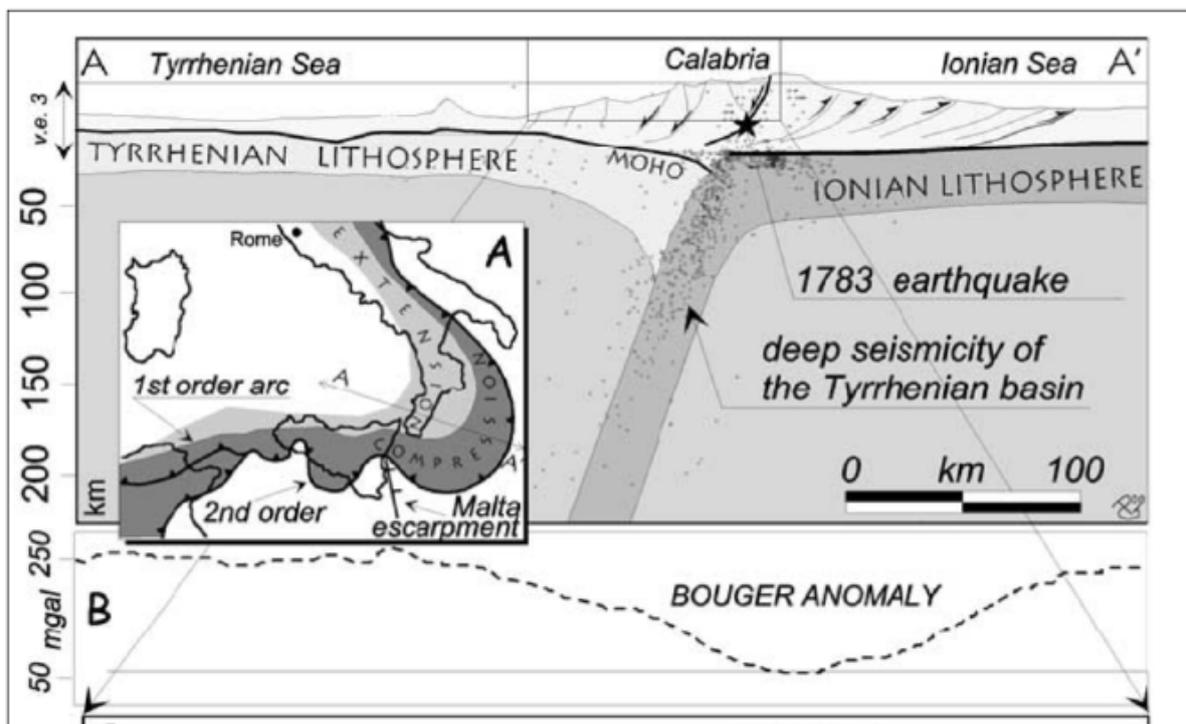


Figura 1: Sezione schematica ortogonale all'arco Calabro (da Galli e Bosi, 2002)

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



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato:
Relazione di caratterizzazione geotecnica

Data : Luglio 2017

sedimenti continentali o marini. Nel caso di Gioia Tauro, partendo dalla superficie, si ritrovano tra i 50 ed i 70 m di 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.

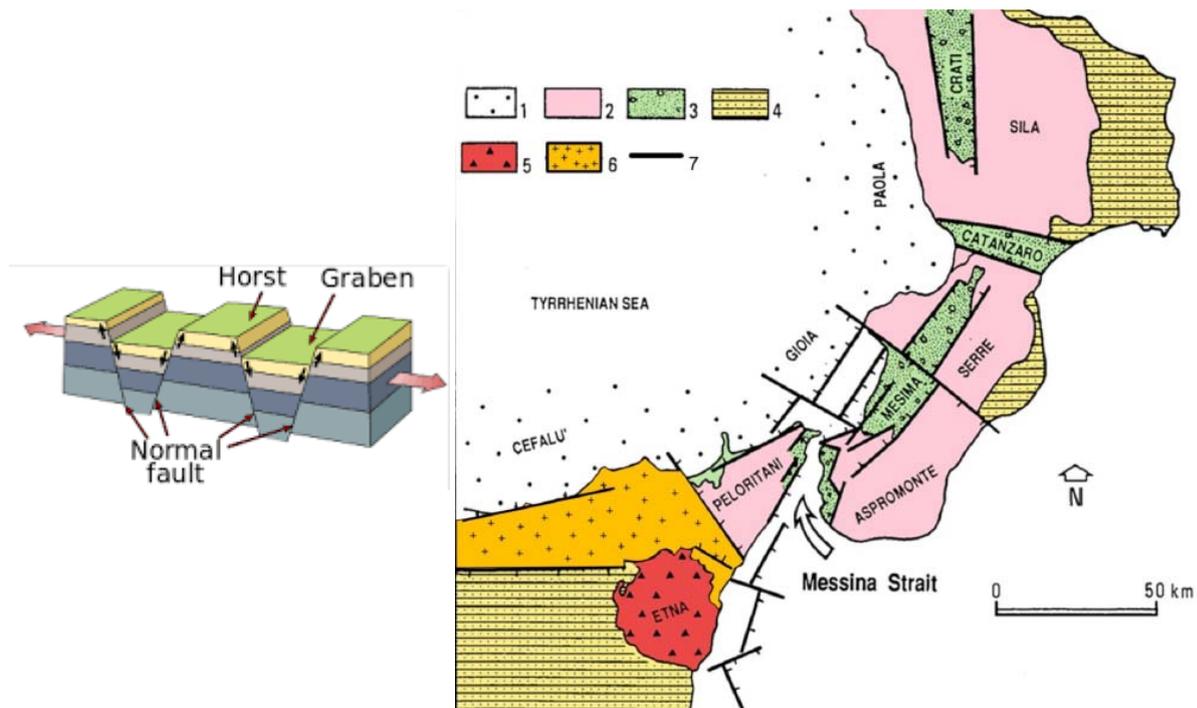


Figura 2: a sx) sistema horst-graben; a dx) Carta tettonico-strutturale dell'Arco Calabro Peloritano: 1 Bacini peritirrenici; 2 Alti strutturali; 3 Graben; 4 Bacini Plio-pleistocenici esterni; 5 Monte Etna; 6 Nebrodi, Madonie; 7 Faglie principali. (da G. e M. Mandaglio, 2009)

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

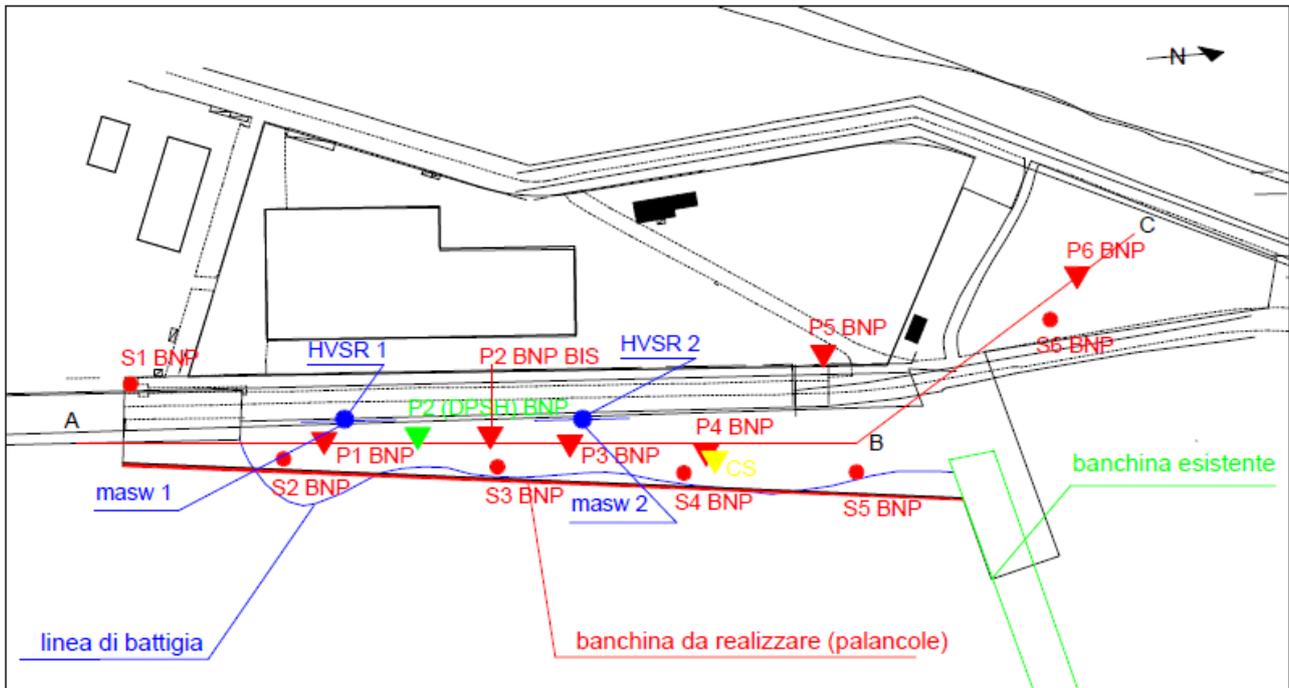
4. CAMPAGNA DI INDAGINE 2016

Per la progettazione del banchinamento di ponente l'Autorità Portuale ha fatto realizzare una apposita campagna di indagine geognostica, curata dalla GEOstudi srl di Pomezia (Roma). La campagna è consistita nelle seguenti indagini:

- 6 sondaggi a carotaggio continuo spinti alla profondità massima di 36 m da p.c.;
- 5 prove penetrometriche statiche con piezocono e piezocono sismico spinte alla massima profondità di 36 m da p.c.;
- 2 prove penetrometriche dinamiche DPSH (tipo Meardi) spinta alla profondità di circa 36 m da p.c.;
- 1 prova down hole spinta a 30 m di profondità;
- 2 profili sismici MASW;
- 2 misure di frequenza fondamentale HVSR eseguite con tromino.

L'ubicazione delle indagini è indicata in Figura 3.

Sono inoltre stati prelevati 36 campioni di terreno che sono stati sottoposti a prove di laboratorio geotecnico con determinazione di proprietà fisiche e granulometriche, 12 prove di taglio diretto per la valutazione dei parametri di resistenza al taglio, 3 prove in colonna risonante ed 1 prova triassiale ciclica per la valutazione del comportamento in campo dinamico del terreno.



INDAGINI GEOGNOSTICHE

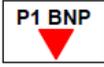
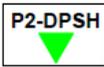
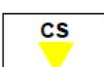
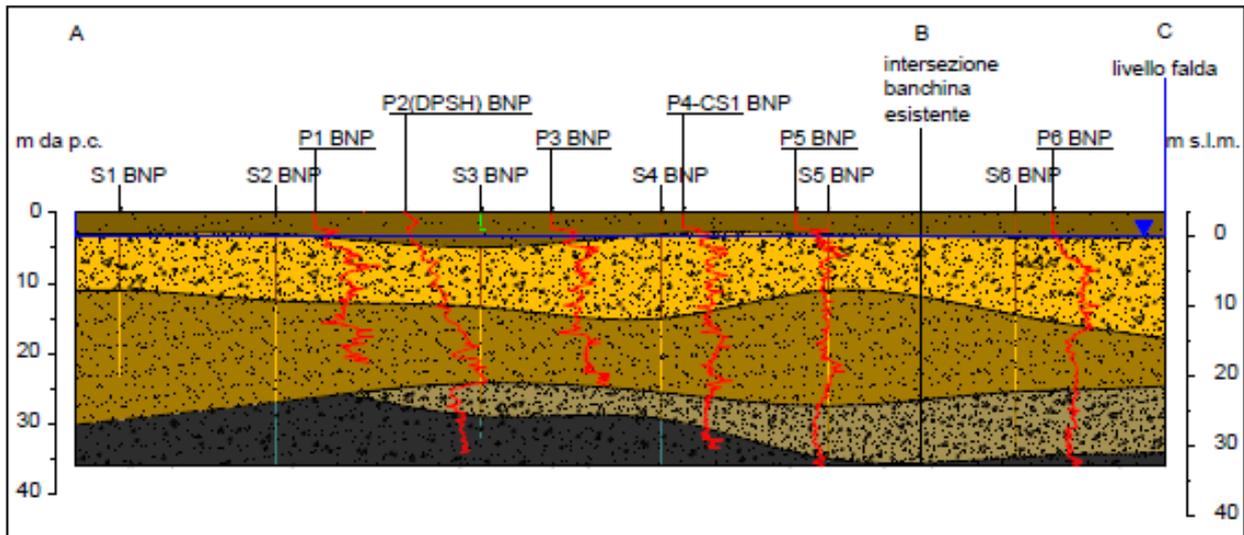
-  **S1 BNP** Sondaggio geognostico a carotaggio continuo 30 - 36 m
-  **P1 BNP** prova penetrometrica CPT
-  **P2-DPSH** Prova penetrometrica DPSH
-  **CS** Piezocono sismico

Figura 3: Indagini geologico-geotecniche realizzate nell'area della banchina di Ponente nel 2016animetria / in basso: sezione stratigrafica A-B-C

In Figura 4 è indicata la sezione stratigrafica costruita lungo l'allineamento A-B-C. In tutta l'area si rileva la presenza di uno strato sabbioso caratterizzato da uno stato di addensamento generalmente molto elevato. Le sabbie, da addensate a molto addensate, sono prevalentemente quarzose e dotate in superficie da apporti ghiaiosi variabili.



LEGENDA GEOLOGICA

	Deposito antropico (Attuale) Deposito eterogeneo dovuto all'ammassamento di materiale a composizione prevalentemente sabbiosa con elementi ghiaiosi
	Deposito dunare Sabbie medio grossolane da ghiaiose a con ghiaia, colore marrone chiaro-rossastro, di natura prevalentemente granitica, abbondante quarzo. Da moderatamente addensate ad addensate.
	Deposito infralitorale Sabbie da medio fini a medio grossolane, ghiaiose, quarzose colore marrone chiaro-biancastro. Da addensate a molto addensate.
	Deposito marino Deposito di ambiente marino in facies batiale costituito da sabbie medio grossolane di colore grigio. Al tetto presentano colorazione grigio chiara-biancastra per probabile alterazione. Molto addensate.
	Limite geologico A) certo B) presunto
	Soggiacenza della falda freatica
	Livello piezometrico

Figura 4: Profilo stratigrafico lungo la sezione A-B-C

4.1 MODELLO STRATIGRAFICO DI RIFERIMENTO

Il modello stratigrafico di dettaglio individuato dal geologo che ha partecipato alle indagini, basato principalmente sul riconoscimento delle carote di sondaggio è il seguente (n.b.: che la quota del piano campagna è circa a +3,00 m su l.m.m.):

- STRATO R: da 0,0 a 2,4 da p.c. - Depositi antropici composti da sabbia con ghiaia dispersa quarzosa con noduli carboniosi nerastrati (duna) oltre a frammenti e blocchi di calcestruzzo proveniente da demolizioni;

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

- STRATO A: da 2,4 a 5,0 m da p.c. - Sabbia media, debolmente limosa con noduli carboniosi nerastri e rara ghiaia fine;
- STRATO B: da 5,0 a 11,0 m da p.c. - Sabbia medio grossa con noduli carboniosi nerastri e rara ghiaia arrotondata;
- STRATO C: da 11,0 a 27,0 – Sabbia limosa da avana a grigiastra molto addensata in eteropia con sabbia medio fine grigia;
- STRATO D: da 27,0 a 36,0 - Sabbia medio fine grigia addensata.

In sostanza tutte le indagini evidenziano che il sottosuolo nell'area portuale di Gioia Tauro è costituito da terreni incoerenti, con presenza di rilevanti frazioni grossolane nei primi metri e di granulometria più fine negli strati più profondi. Il modello stratigrafico di riferimento, semplificato rispetto al modello stratigrafico di dettaglio, che si ritiene opportuno adottare per il dimensionamento delle opere di banchinamento è mostrato in Figura 5 ed è caratterizzato dalla presenza di due strati di terreno incoerente con caratteristiche meccaniche molto buone:

- **Sabbie e ghiaie, da piano campagna a -10 m su l.m.m.;**
- **Sabbie fini addensate, da -10 m su l.m.m. alla massima profondità di interesse.**

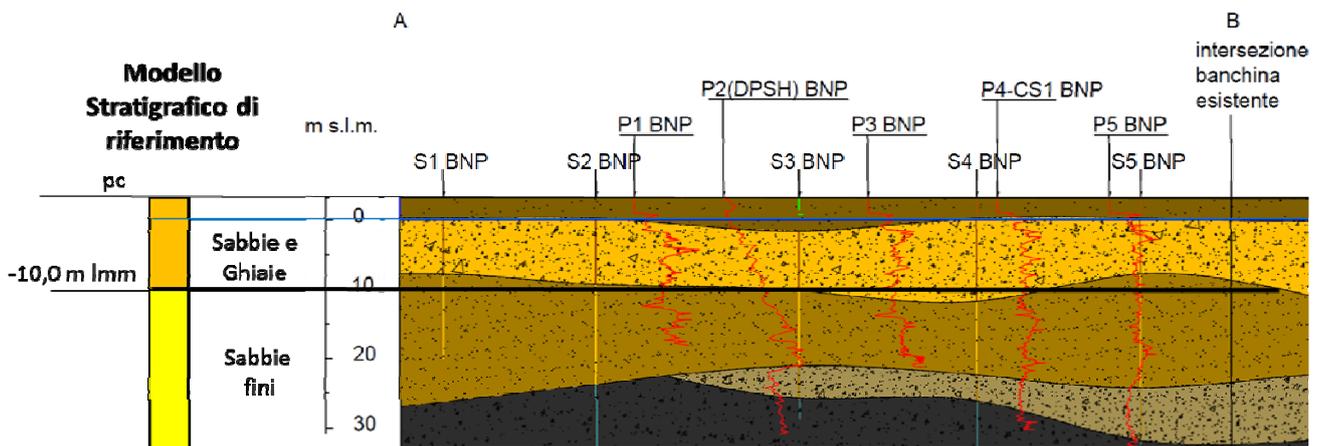


Figura 5: Modello stratigrafico di riferimento per il calcolo del banchinamento di ponente

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5. CARATTERIZZAZIONE 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; cono sismico, SPT e CPT per i parametri di deformabilità);
- risultati delle prove di laboratorio (prove di taglio diretto e prove in colonna risonante).

5.1 ELABORAZIONE DELLE 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 $N_{SPT} = N_2 + N_3$. Tale valore può poi essere corretto per tener conto della strumentazione utilizzata e della geometria di prova (lunghezza delle aste, dimensione del foro, tecnologia di rilascio del maglio) ottenendo il valore N_{60} , che può essere ulteriormente normalizzato allo stato tensionale efficace ottenendo il valore $(N_1)_{60}$.

Nei terreni incoerenti i parametri più affidabili desumibili dai risultati della prova sono la densità relativa e l'angolo d'attrito. In subordine è anche possibile stimare il modulo elastico del terreno.

In Figura 6 sono riassunti i risultati delle prove SPT realizzate presso la banchina di Ponente.

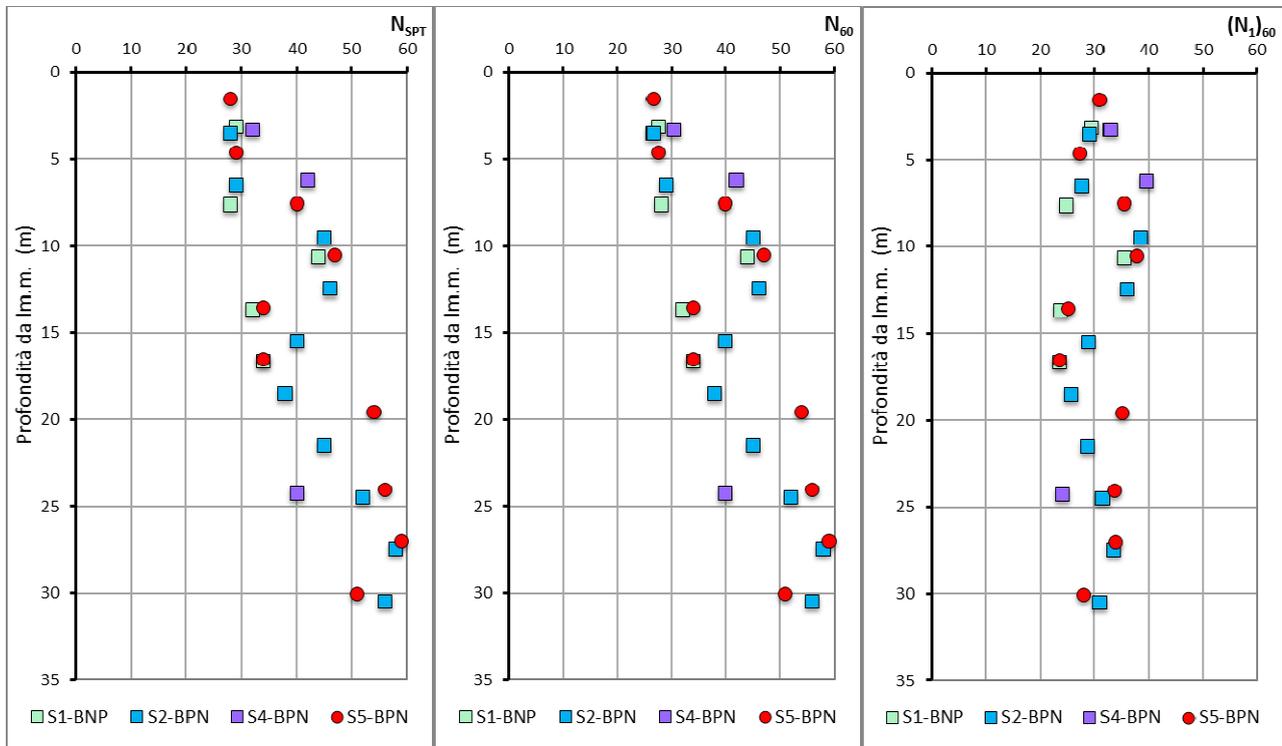


Figura 6: Risultati delle indagini SPT nella banchina di Ponente: N_{SPT} , N_{60} e $(N_1)_{60}$

5.1.1 Densità relativa

La densità relativa è stata valutata con riferimento alle classiche correlazioni empiriche di Bazaara (1967).

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

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

dove σ'_{v0} è la tensione litostatica efficace alla profondità di prova e p_a è la pressione atmosferica.

In Figura 7 si riportano i dati di densità relativa dedotti dalle prove SPT eseguite nelle diverse verticali di sondaggio. I risultati indicano che il deposito ha una densità relativa tra il 55 ed il 70%.

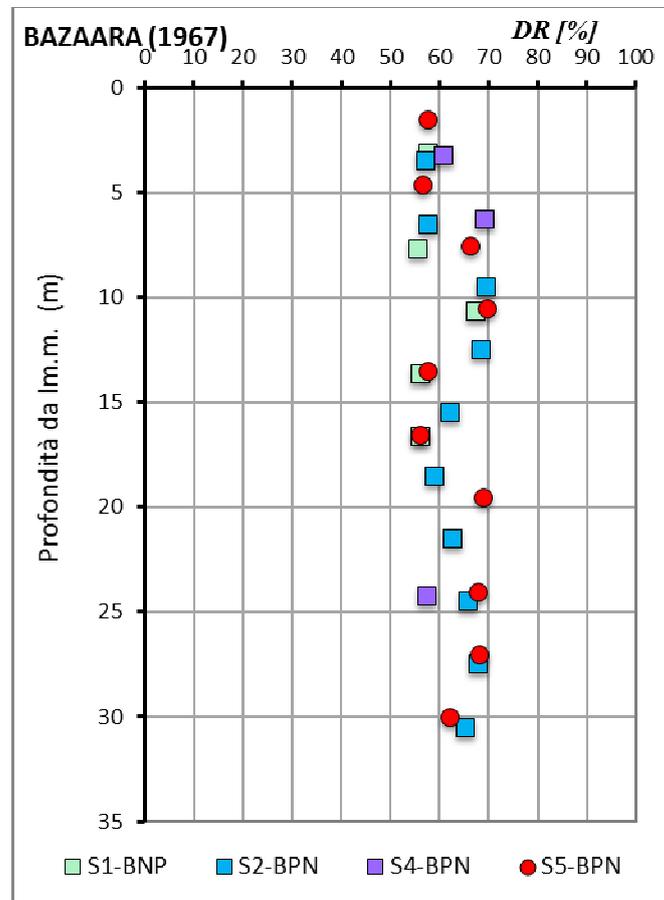


Figura 7: Elaborazioni prove SPT - Densità relativa Dr (%)

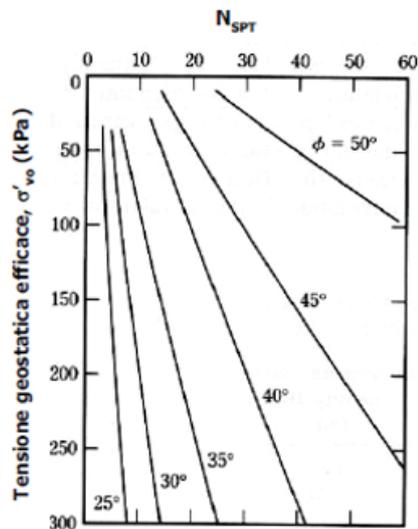
5.1.2 Angolo di resistenza al taglio

L'angolo di resistenza al taglio è stato valutato utilizzando le correlazioni di Peck et al. (1974) e Schmertmann (1975).

La correlazione di PECK et al. (1974), è approssimabile analiticamente attraverso la relazione di Wolff (1989):

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

SCHMERTMANN (1975), graficamente rappresentata in Figura 8, corrisponde all'equazione di KULHAWY E MAYNE, (1980).



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

Figura 8: Elaborazioni prove SPT - Correlazione di Schmertmann (1975) per la stima dell'angolo di resistenza al taglio

In Figura 9 sono riportati i risultati delle due elaborazioni. La correlazione di Peck, notoriamente cautelativa nei terreni addensati, stima un angolo di resistenza al taglio compreso tra 33 e 37°, mentre con la correlazione di Schmertmann si ottengono valori compresi tra 40 e 46°.

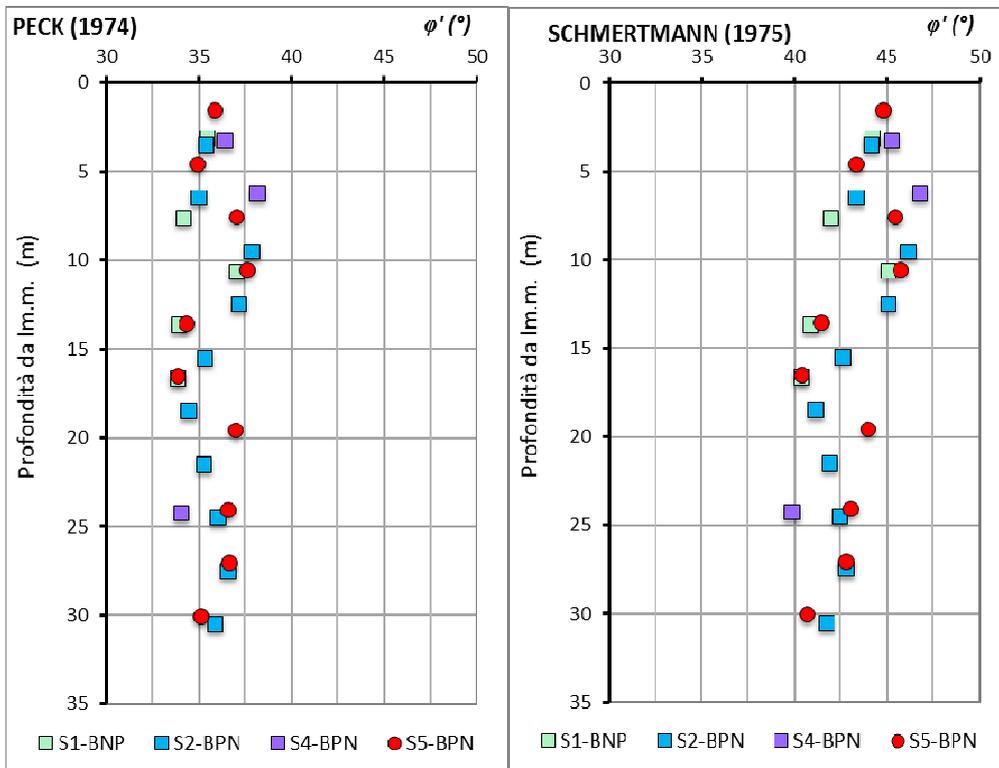


Figura 9: Elaborazioni prove SPT - Angolo di resistenza al taglio (φ')

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5.1.3 Modulo elastico a piccole deformazioni

I risultati della prova SPT possono essere utilizzati per una valutazione del modulo di taglio a piccole deformazioni. In letteratura sono presenti numerose formulazioni, essenzialmente empiriche, che permettono di stimare tale parametro. Pur disponendo dei risultati delle prove geofisiche, che rappresentano una misura “diretta” del modulo, la stima del modulo dai numerosi risultati delle prove SPT permette di valutare la coerenza generale dei diversi risultati operando una sorta di verifica incrociata.

Tra le formulazioni tradizionali utile è la relazione di Otha e Goto (1978), aggiornata da Seed *et al.* (1986), che passa attraverso la valutazione della velocità di propagazione delle onde di taglio (V_s in [m/s]):

$$V_s = 69 N_{60}^{0,17} Z^{0,2} F_A F_G$$

dove:

- N_{60} numero di colpi della prova SPT normalizzato a ER=60%
- Z profondità [m]
- F_A fattore che tiene conto dell'età del deposito (1,0 per depositi olocenici; 1,3 per depositi pleistocenici o terziari)
- F_G fattore che tiene conto del tipo di terreno (1,00 per argille e limi; 1,09 per sabbie fini; 1,07 per sabbie medie; 1,14 per sabbie grosse; 1,15 per sabbie e ghiaie; 1,45 per ghiaie)

Dalla velocità delle onde di taglio è poi possibile determinare il modulo di taglio iniziale (G_0) con la relazione:

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

In Figura 10 sono presentati i valori della velocità delle onde di taglio stimati con la relazione empirica descritta ed i corrispondenti valori del modulo di taglio iniziale valutati ipotizzando una massa volumica di 1.900 kg/m^3 . Si osservano valori di V_s tra 200 e 300 m/s e G_0 tra 50 e 180 MPa, crescenti con la profondità.

I valori ottenuti per i terreni indagati si collocano opportunamente negli intervalli osservati da Hunt (1984) e Kavazanjian (1998) presentati in Tabella 1.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
 Relazione di caratterizzazione geotecnica

PROGETTO DEFINITIVO

Data : Luglio 2017

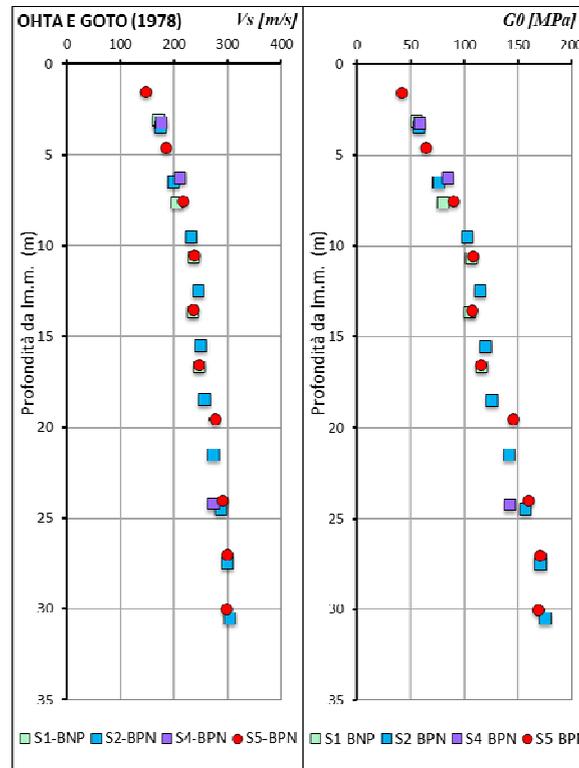


Figura 10: Elaborazioni prove SPT - Velocità delle onde di taglio e stima di G0

Tabella 1. Valori tipici della velocità di propagazione delle onde elastiche di taglio e di G₀ per i terreni

(Based on Hunt, 1984 and Kavazanjian, 1998)

Soil Type	Mass Density, ρ	Total Unit Weight, γ	Small-strain Shear Wave Velocity, V_s		Initial Shear Modulus, G_{max}	
	kg/m ³	pcf	m/s	ft/s	kPa	psi
Soft Clay	1,600	100	40 – 90	130 – 300	2,600 – 13,000	400 – 2,000
Stiff Clay	1,680	105	65 – 140	210 – 500	7,000 – 33,000	1000 – 5,700
Loose Sand	1,680	105	130 – 280	420 – 920	28,400 – 131,700	4,000 – 19,200
Dense Sand and Gravel	1,760	110	200 - 410	650 – 1,350	70,400 – 300,000	10,000 – 43,300
Residual Soil (PWR, IGM)	2,000	125	300 - 600	1,000 – 2,000	180,000 – 720,000	27,000 – 108,000
Piedmont Metamorphic and Igneous Rock (Highly – Moderately Weathered)	2,500	155	760 – 3,000	2,500 – 10,000	1,400,00 – 22,500,000	209,000 – 3,400,000
0 < RQD < 50			600	2,000		
RQD = 65 ⁽¹⁾			760	2,500		
RQD = 80 ⁽¹⁾			1,500	5,000		
RQD = 90 ⁽¹⁾			2,500	8,000		
RQD = 100 ⁽¹⁾	3,400	11,000				
Basement Rock (Moderately Weathered to Intact)	2,600	165	> 3,400	> 11,000	> 30,000	> 4,300,000

⁽¹⁾ Typical Values, Linear interpolate between RQD values

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5.1.4 Modulo elastico operativo

I moduli elastici operativi sono stati valutati in base alle seguenti formulazioni:

JAMIOLKOWSKI et al. (1988)

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

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} .

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 di E 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.

In Figura 11 sono mostrati i moduli elastici così ottenuti dalle prove SPT per i terreni esaminati. I risultati indicano valori del modulo operativo compresi tra 30 e 50 MPa.

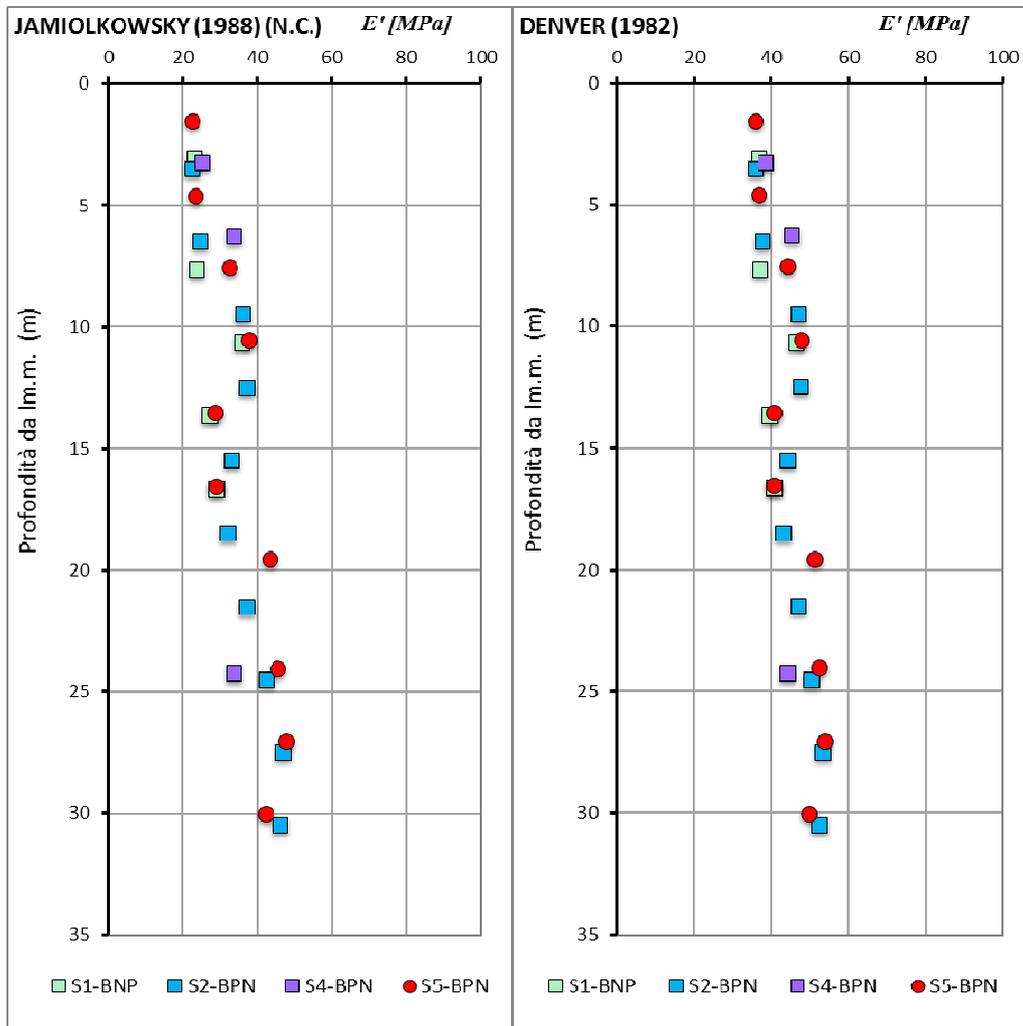


Figura 11: Elaborazioni SPT - Valori di modulo elastico operativo (E'_{25} e E')

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5.2 ELABORAZIONE DELLE PROVE PENETROMETRICHE STATICHE (CPT-CPTU)

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

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

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

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

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

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

dove σ_{v0} e σ'_{v0} sono i valori delle tensioni verticali geostatiche, totale ed efficace, rispettivamente. Le interpretazioni presentate nei paragrafi successivi faranno uso di tali parametri normalizzati, assumono il valore del rapporto tra le aree α pari a 0,58.

In Figura 12, Figura 13 e Figura 14 sono presentati i dati di campagna delle 5 verticali CPTu eseguite per la banchina di Ponente.



PORTO DI GIOIA TAURO
Lavori di completamento della
Banchina di Ponente lato Nord

Titolo elaborato:
Relazione di caratterizzazione geotecnica

Data : Luglio 2017

PROGETTO DEFINITIVO

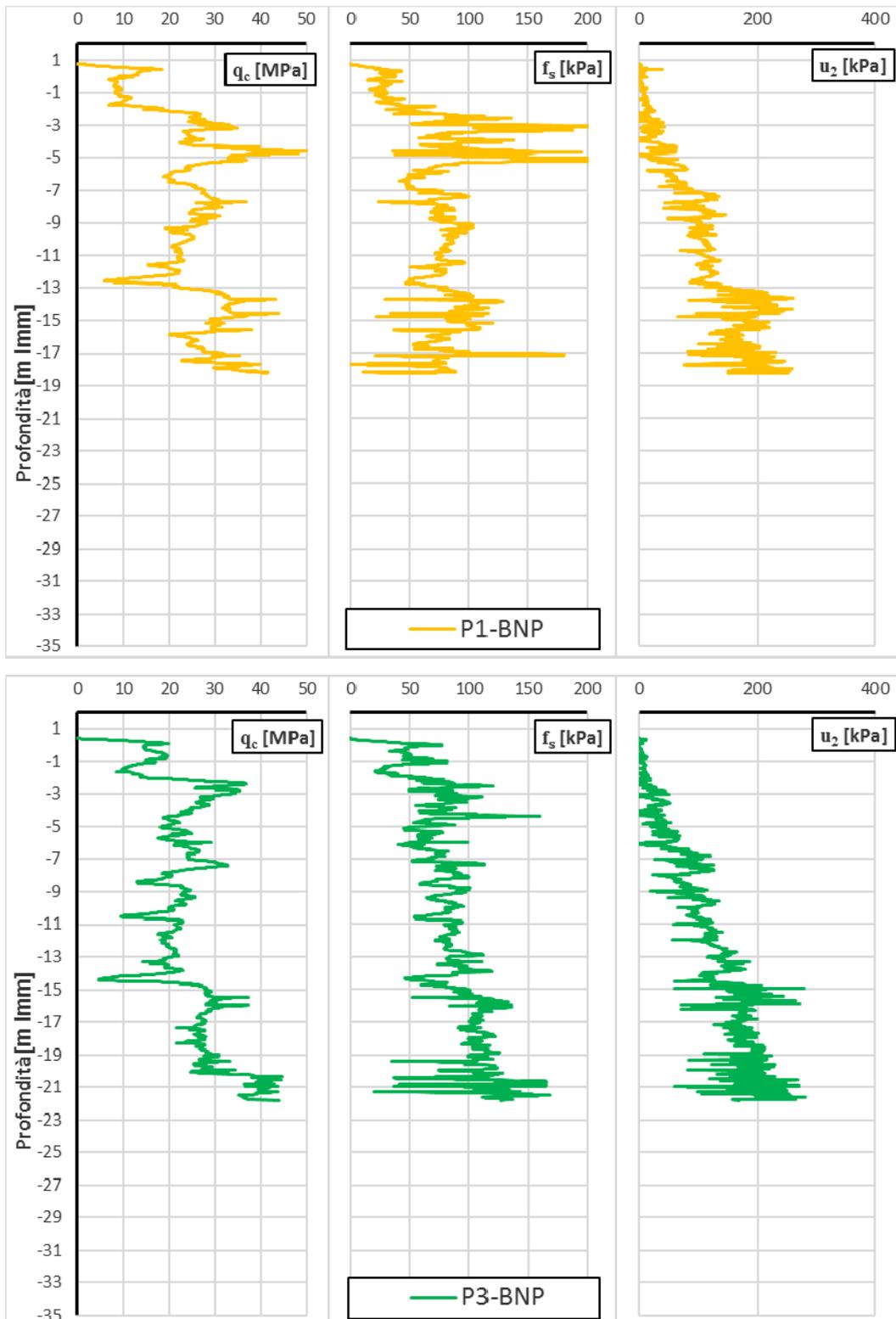


Figura 12: Prove CPTu – dati di campagna P1-BNP e P3-BNP

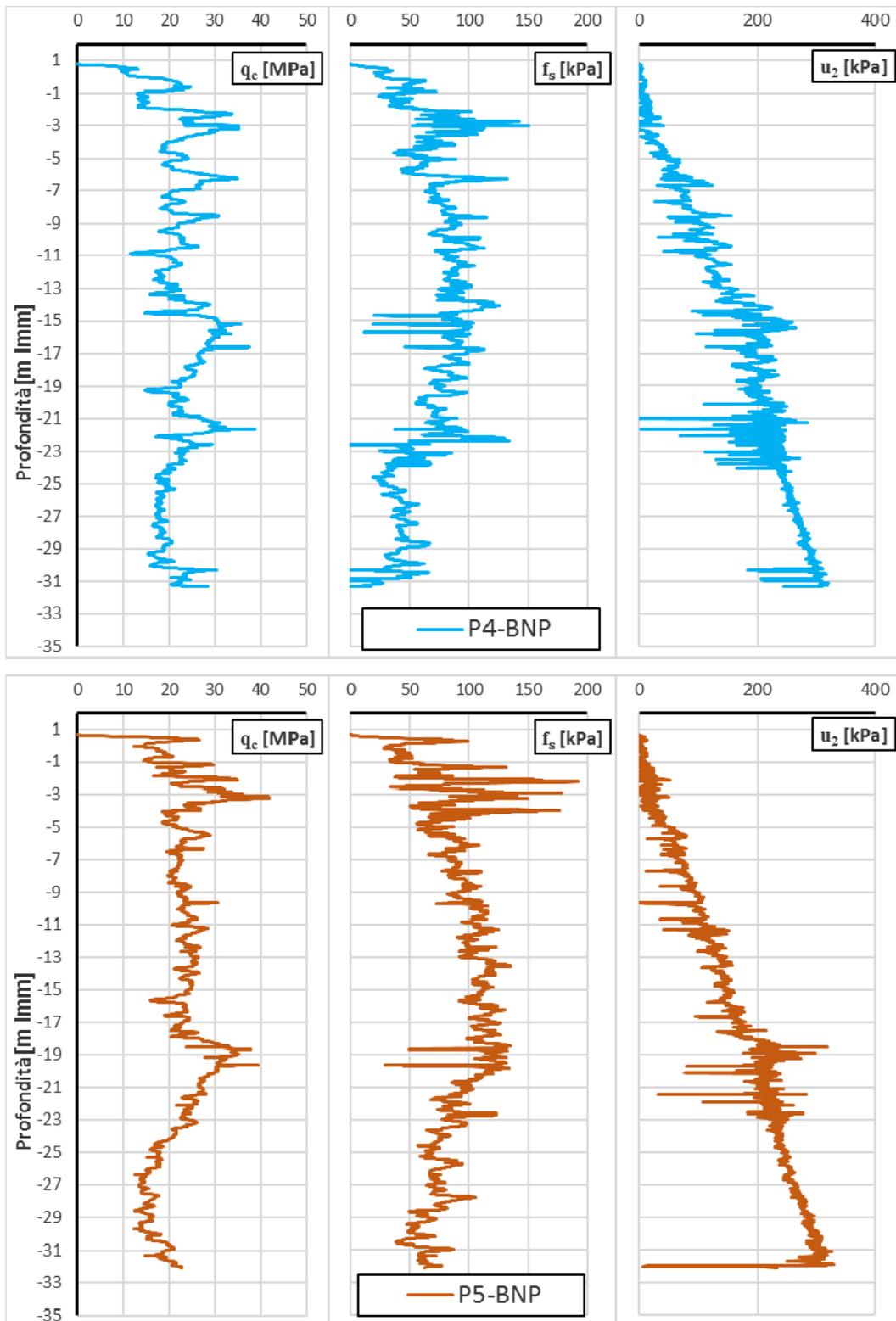


Figura 13: Prove CPTu – dati di campagna P4-BNP e P5-BNP

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

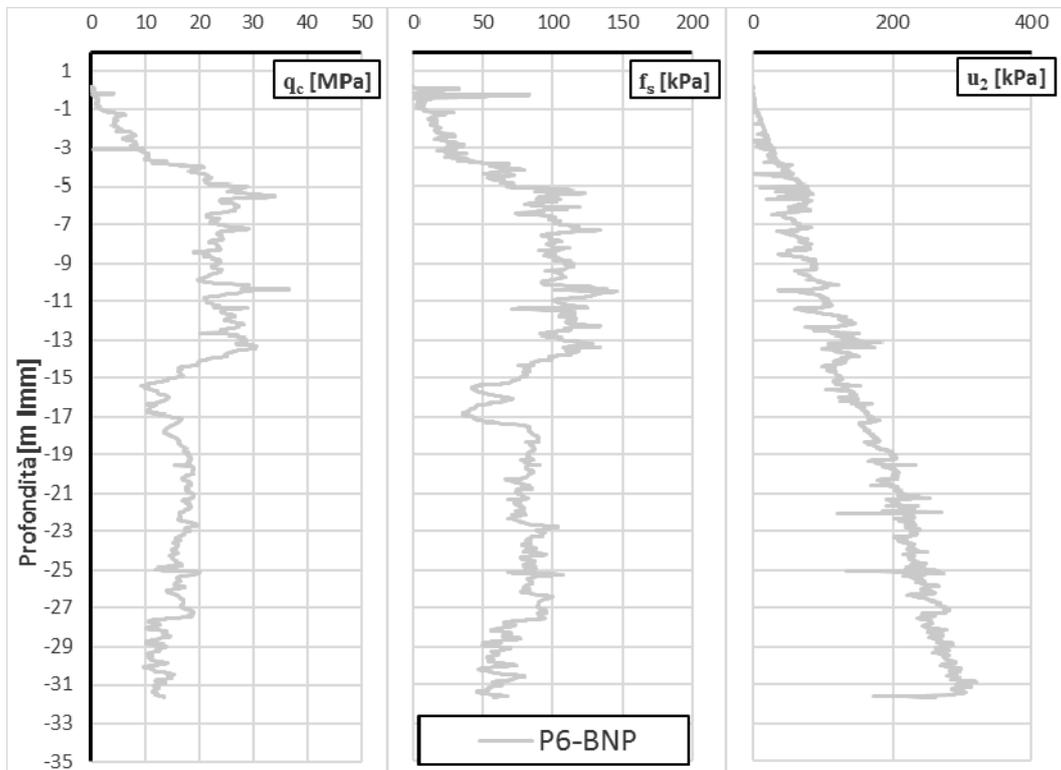


Figura 14: Prove CPTu – dati di campagna P6-BNP

5.2.1 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 (1998) calcolando l'indice di comportamento I_c :

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

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	$I_c > 3,60$	$2,95 < I_c < 3,60$	$2,60 < I_c < 2,95$	$2,05 < I_c < 2,60$	$1,31 < I_c < 2,05$	$I_c < 1,31$

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

In Figura 15 sono presentati gli indici di comportamento elaborati per le 5 verticali CPTu disponibili. Si osservano valori che si collocano nel campo delle sabbie e delle sabbie e ghiaie per l'intero sviluppo delle verticali di indagine.

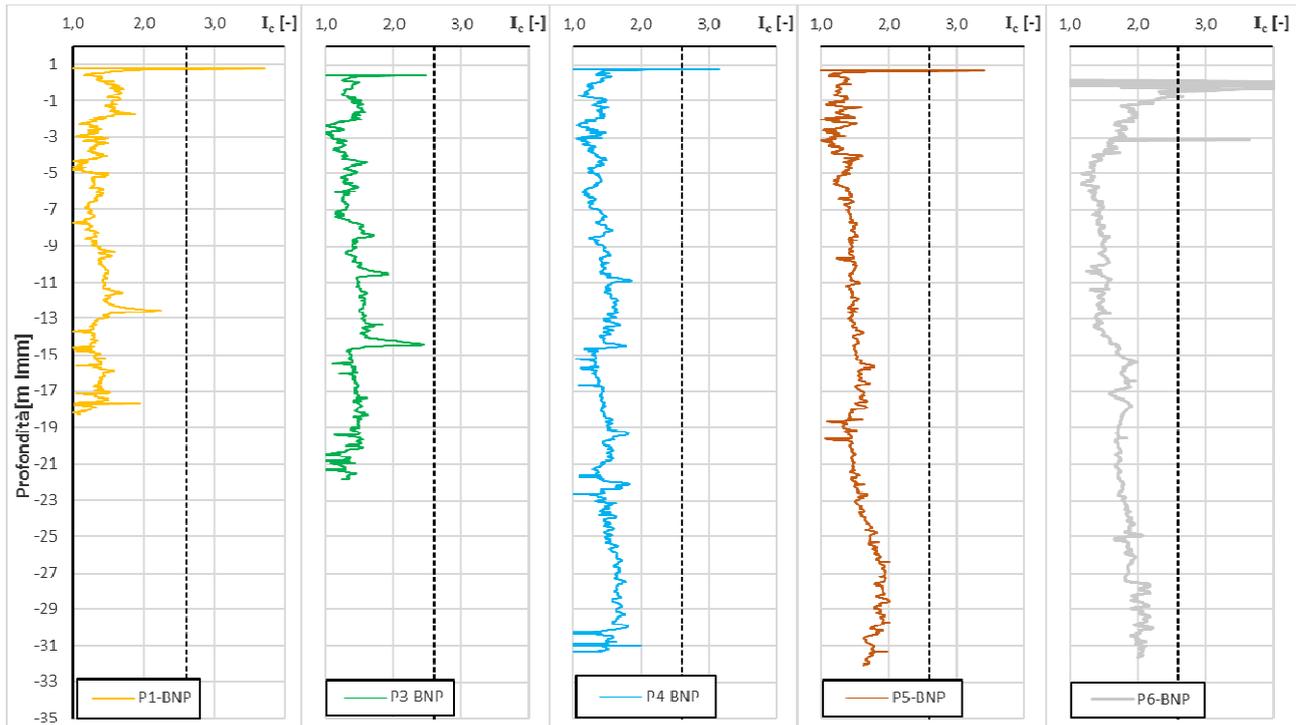


Figura 15: Prove CPTu – Indici di comportamento delle verticali CPTu indagate

5.2.2 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 espresso in modo normalizzato. D_r è definita dalla seguente relazione:

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

dove e_{max} e e_{min} rappresentano l'indice dei vuoti corrispondente al minimo ed al massimo stato di addensamento determinabili sperimentalmente ed e è l'indice dei vuoti che il terreno presenta in sito. I numerosi studi svolti in camera di calibrazione hanno mostrato che la resistenza alla punta nella prova CPT è legata alla densità relativa, allo stato tensionale efficace e alla dimensione dei

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

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 modifica della precedente relazione proponendo:

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

dove

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

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

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

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

La relazione precedente può essere ulteriormente semplificata in

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

dove:

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

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

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

In Figura 16 sono presentati i risultati dell'elaborazione per le 5 verticali disponibili. Si osservano valori di densità relativa compresi tra il 60 e l'80%, ad indicare che i terreni in esame sono addensati.

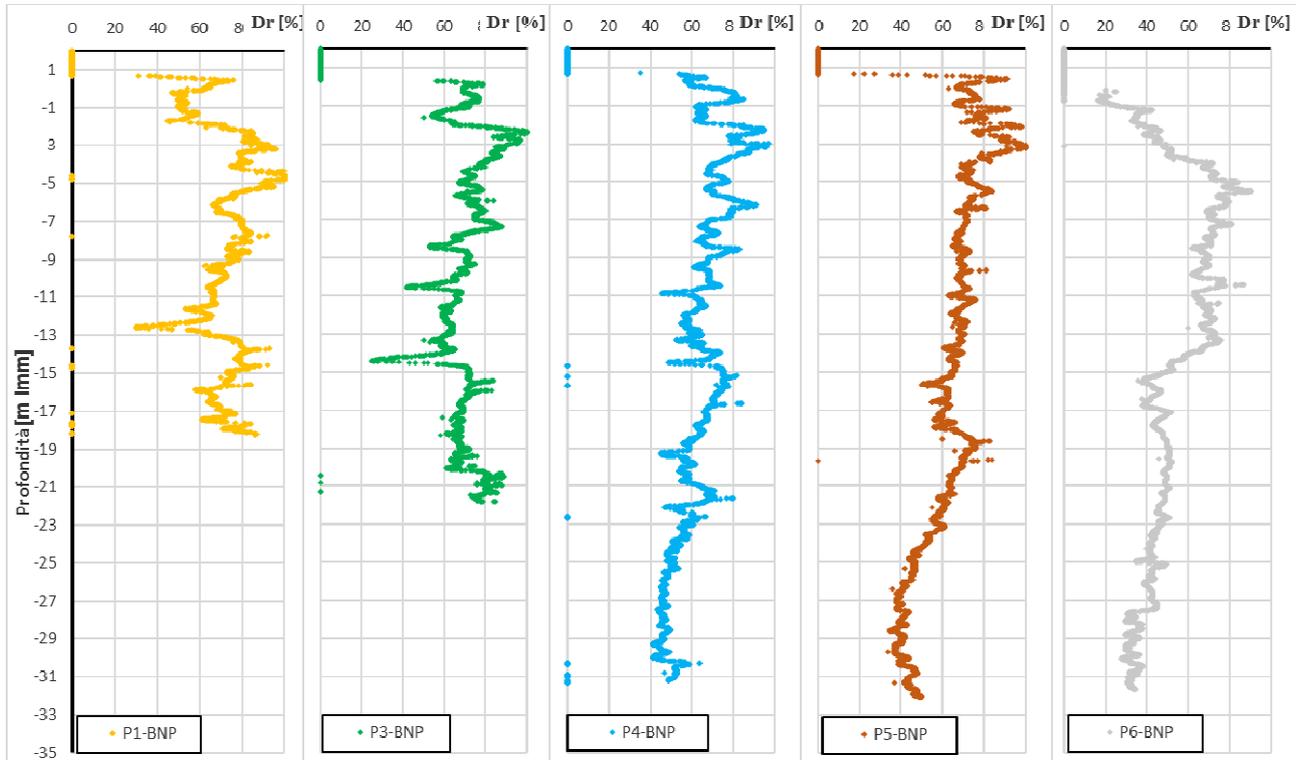


Figura 16: Prove CPTu – Stima della densità relativa

5.2.3 Angolo di resistenza al taglio (φ')

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

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

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

dove:

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



Come si vede dalla Figura 17, in cui sono rappresentati i risultati di molte indagini sperimentali eseguite da autori diversi, la precedente relazione interpola con precisione l'andamento dell'angolo di attrito in funzione della resistenza alla punta normalizzata.

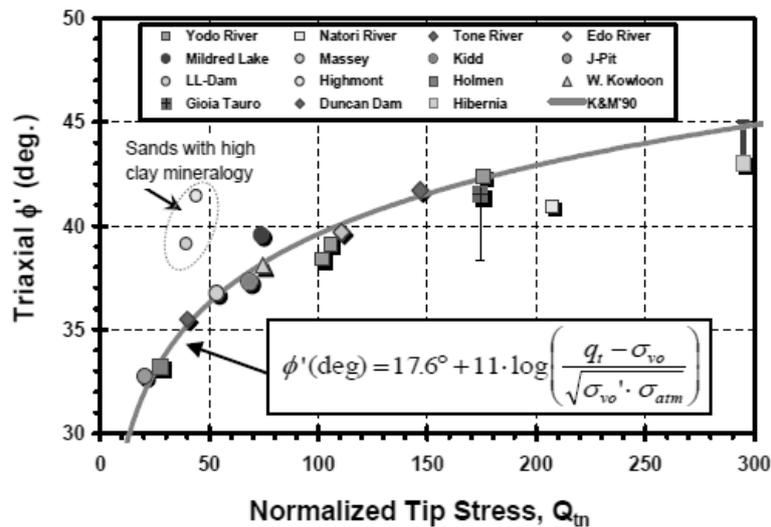


Figura 17: Angolo di attrito da prove CPT

In Figura 18 sono riportati i risultati dell'elaborazione proposta per le verticali disponibili. Si osservano valori dell'angolo di attrito molto elevati, compresi tra 38 e 45°.

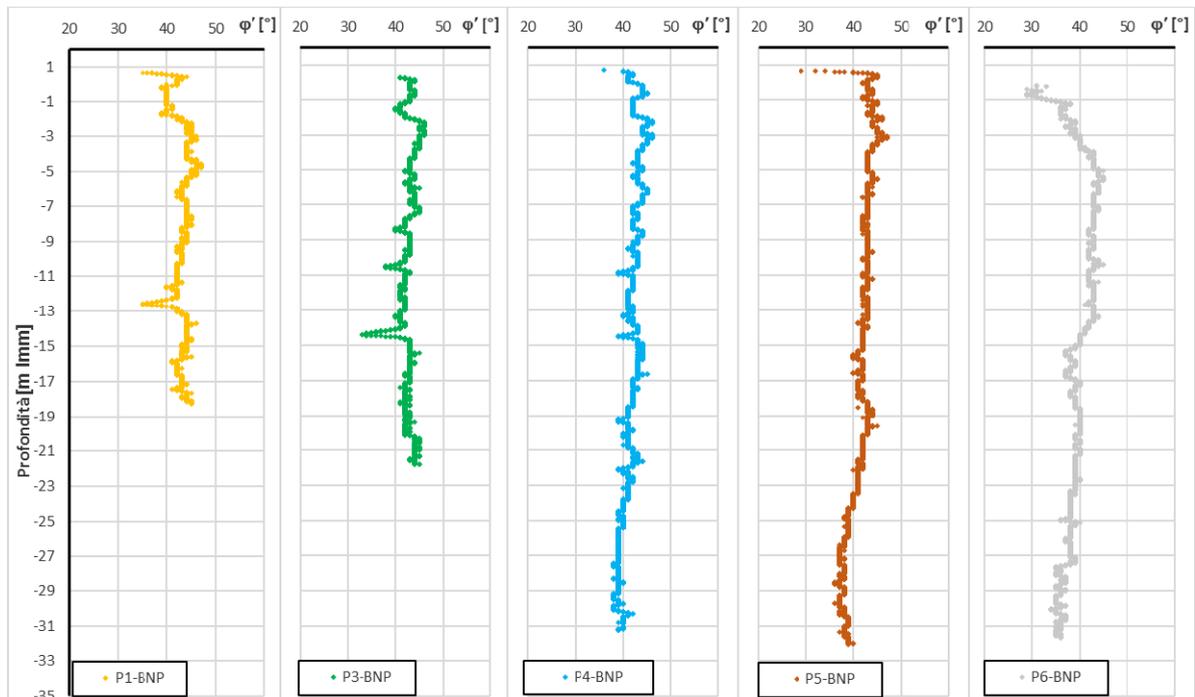


Figura 18: Prove CPTu – Stima dell'angolo di attrito

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

Tali risultati sono pienamente confermati anche dalla classica elaborazione di Robertson e Campanella (1983) mostrati in Figura 19.

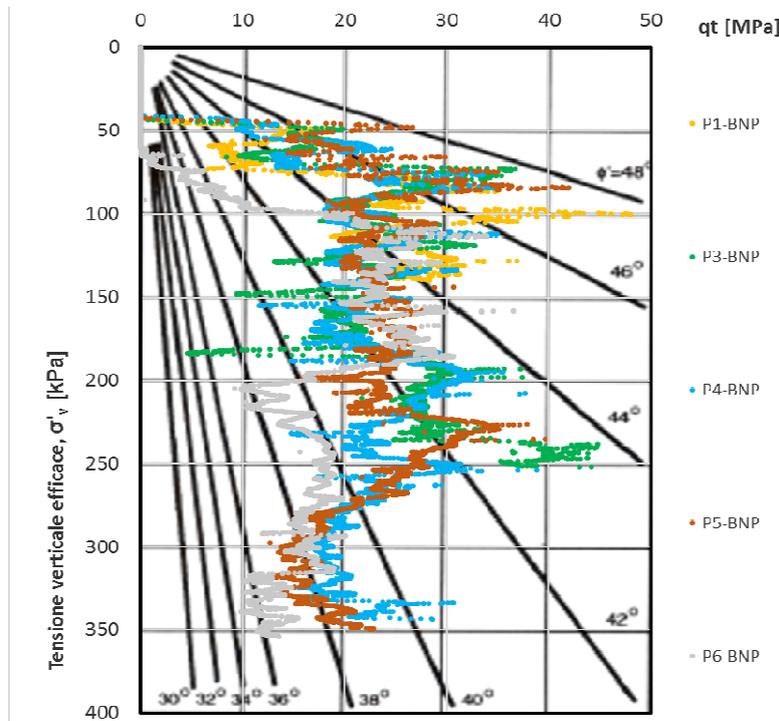


Figura 19: Prove CPTu – Stima dell'angolo di attrito secondo Robertson e Campanella (1983)

5.2.4 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).

In Figura 20 è riportata la stima di G_0 per le verticali disponibili. Si osservano valori crescenti con la profondità e compresi tra 100 e 150 MPa.

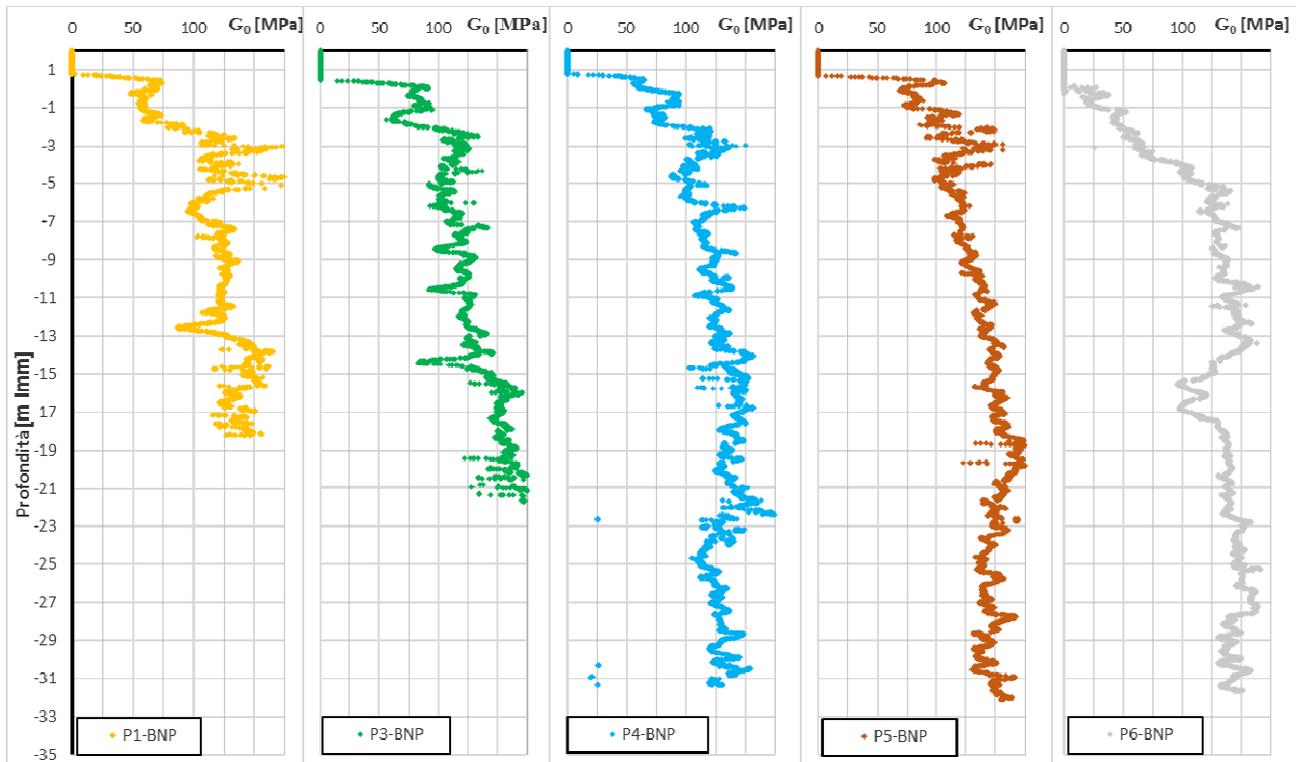


Figura 20: Prove CPTu – Valutazione di G0

5.2.5 Modulo elastico operativo (E_s)

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

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

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

In Figura 21 è mostrata la stima del modulo di Young per le verticali di indagine disponibili. Si osservano valori compresi tra 50 e 125 MPa, crescenti con la profondità.

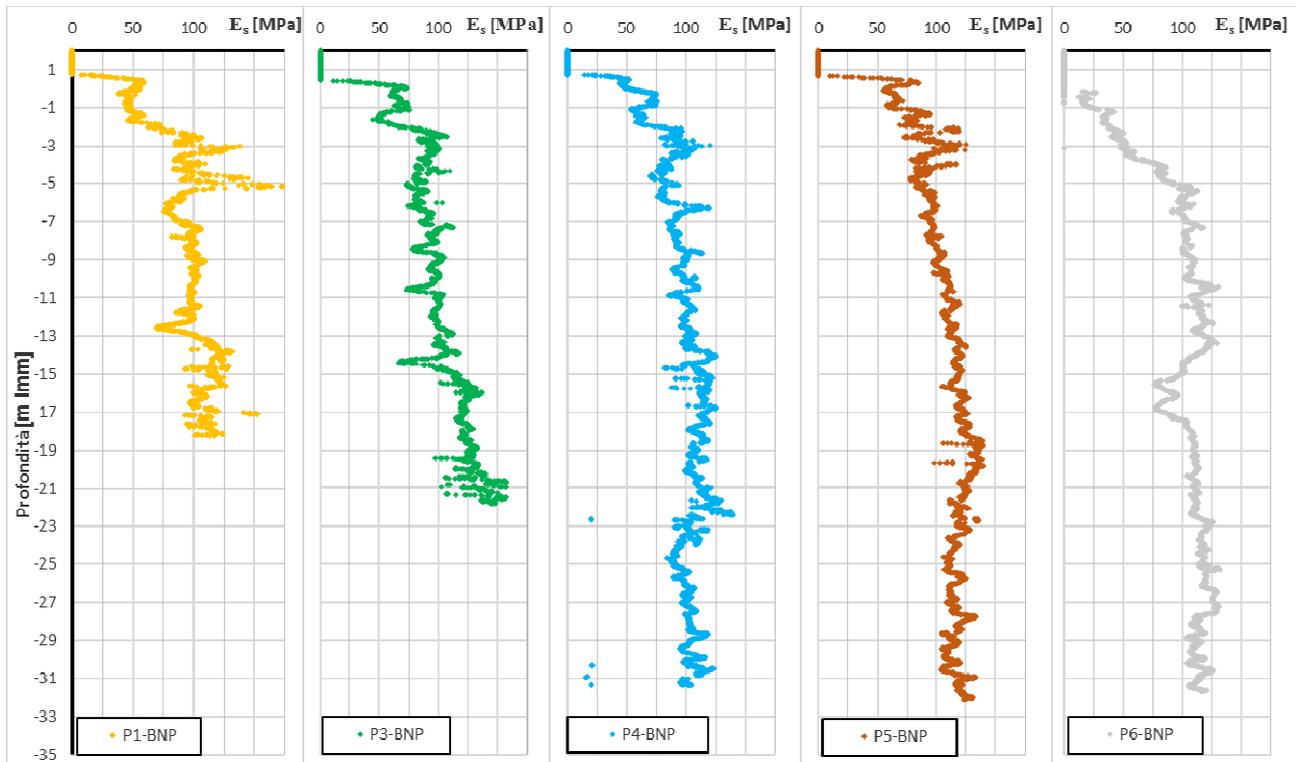


Figura 21: Prove CPTu – Stima del modulo di Young allo 0,1% di deformazione mobilitata

5.3 RISULTATI DELLE PROVE DI LABORATORIO

5.3.1 Prove di taglio diretto

Su numerosi campione poco disturbati sono state eseguite delle prove di taglio diretto. In Figura 22 sono presentati i risultati delle prove nel piano di Mohr. Le prove indicano angoli di resistenza al taglio molto elevati, compresi tra i 39 ed i 45°.

Gli andamenti delle prove nel piano sforzo di taglio – spostamenti orizzontali e spostamenti verticali – spostamenti orizzontali indicano un comportamento generalmente dilatante coerente con l'elevata densità relativa del deposito.

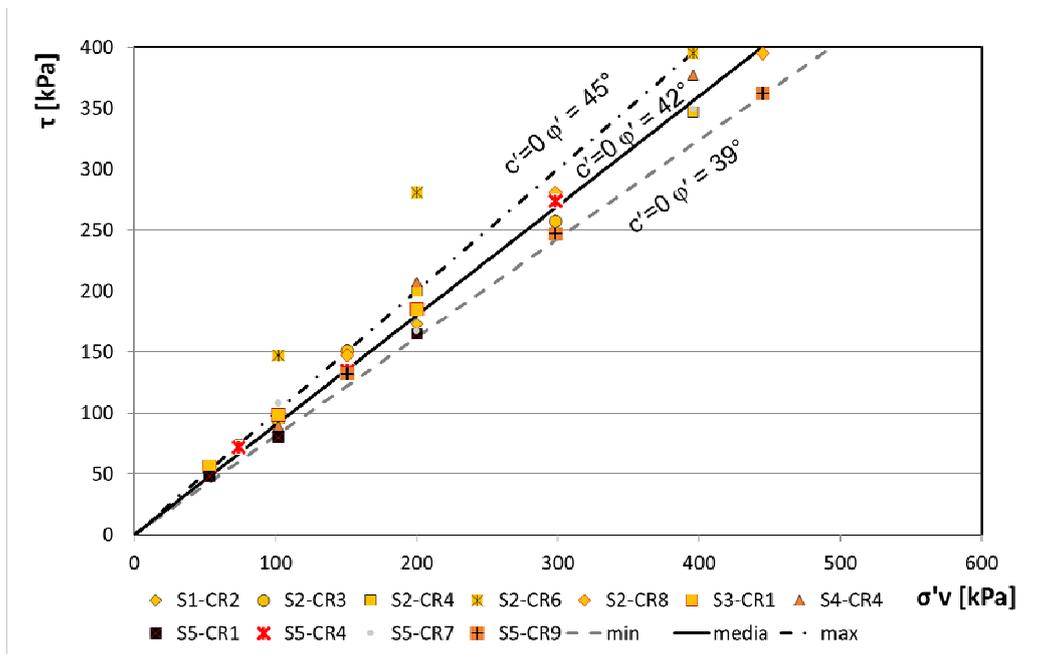


Figura 22:- Involuppo di resistenza da prove di taglio diretto

5.3.2 Prove in colonna risonante

Su 3 campioni poco disturbati prelevati dai sondaggi sono state eseguite delle prove in colonna risonante. Tale prove permettono di determinare la curva di decadimento della rigidezza all'aumentare della deformazione deviatorica applicata. Nel contempo sono prove che permettono anche di valutare lo smorzamento all'aumentare della deformazione applicata. In Figura 23 sono mostrate le curve di decadimento della rigidezza per i tre campioni sottoposti a prova.

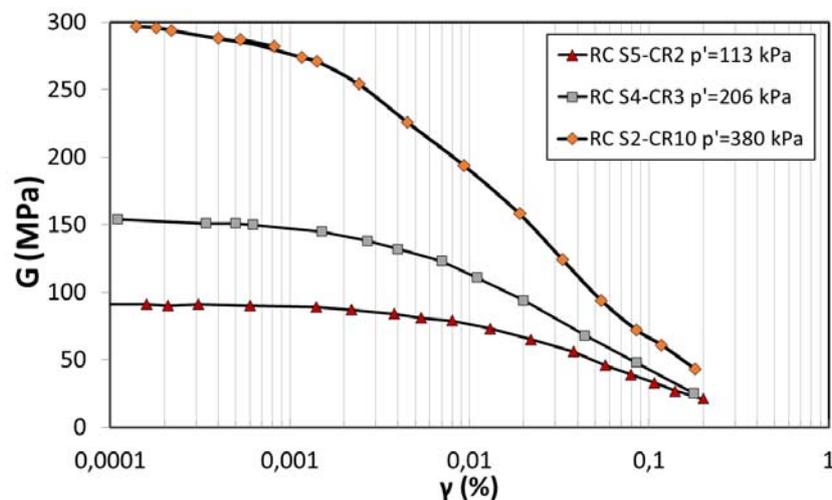


Figura 23: Curva di decadimento della rigidezza dei campioni sottoposti a prova



La curva di decadimento della rigidità all'aumentare della deformazione deviatorica è tipicamente rappresentata nel piano modulo di taglio normalizzato (G/G_0) deformazione di taglio (γ). In Figura 24 sono mostrate le curve di decadimento normalizzate con i corrispondenti valori dello smorzamento.

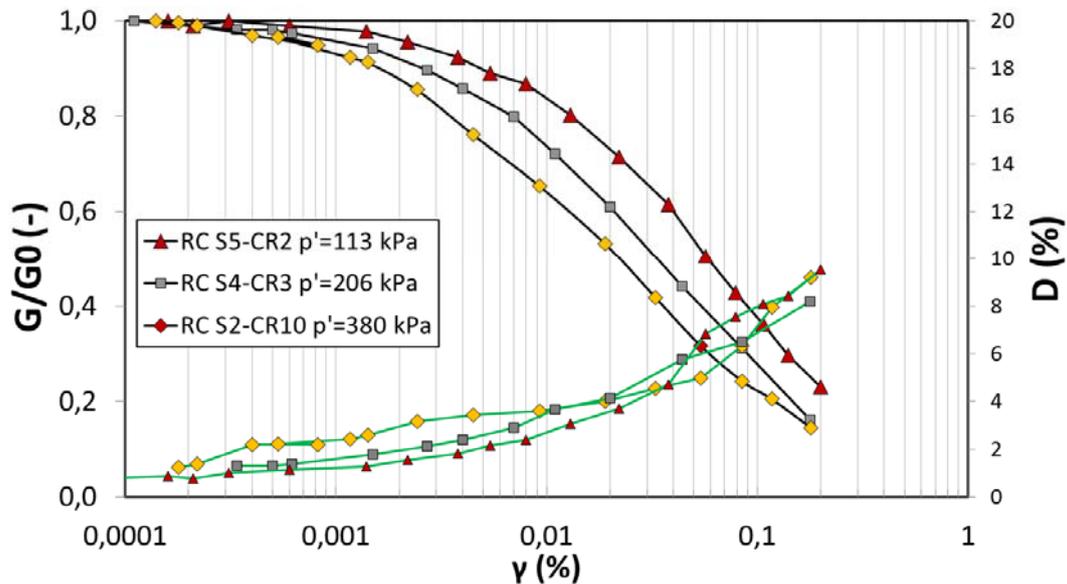


Figura 24: Curva di decadimento normalizzata dei campioni sottoposti a prova e andamento del corrispondente smorzamento

Gli andamenti misurati vengono confrontati con i valori raccolti da Oztoprak e Bolton (2013) su 454 campioni ricostituiti e indisturbati su sabbie pulite, sabbie limose e ghiaiose e ghiaia sabbiosa, ottenendo il grafico di Figura 25. In sostanza le prove si collocano correttamente nell'intervallo dei valori osservati dagli Autori citati.

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

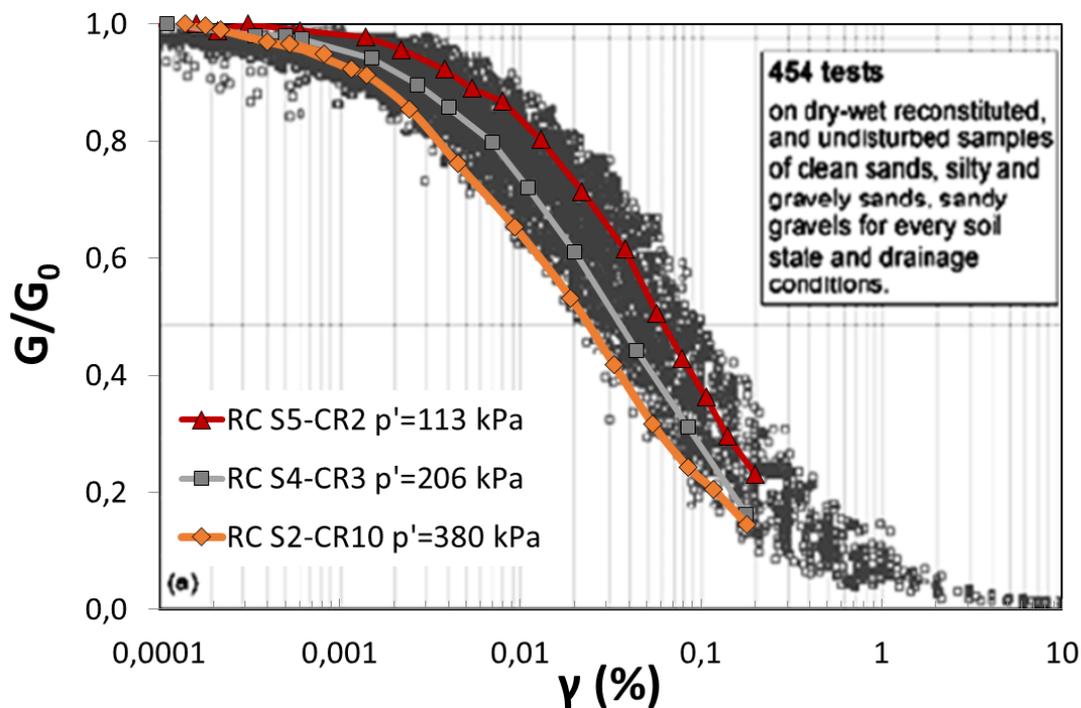


Figura 25: Curve di decadimento del modulo di taglio normalizzato per materiali granulari

5.4 RISULTATI DELLE PROVE GEOFISICHE

L'obiettivo delle indagini geofisiche è quello di ottenere i parametri deformativi dei terreni, nell'ipotesi di comportamento elastico, e terreno nel campo delle piccolissime deformazioni. Tipicamente le indagini consentono di stimare il modulo di deformazione tangenziale G_0 ed il coefficiente di Poisson ν di ogni singolo terreno interessato e di distinguere pertanto i diversi suoli per attribuire la categoria di comportamento sismico.

La campagna di indagine del 2016 ha previsto l'esecuzione di stendimenti sismici MASW, misure HVSR con Tromino ed una prova down-hole.

La prova down-hole, i cui risultati sono presentati in forma grafica in Figura 26, ha permesso di rilevare una velocità delle onde di taglio nei primi 35 m compresa tra 200 e 400 m/s, peraltro in ottimo accordo alla previsione ottenuta con la formulazione di Otha e Goto dalle prove SPT. Dai risultati della prova si ottiene un valore della velocità delle onde di taglio nei primi 30 m pari a 261 m/s che identifica una categoria di sottosuolo ai fini sismici di **tipo C ai sensi delle NTC 2008**.



CALCOLO DELLA Vs(30)

Vs(30) ms	Profilo
261	C

Z (m)	Vs (m/s)	Vp (m/s)
3,00	91	765
4,00	239	877
5,00	294	807
6,00	181	1006
7,00	268	957
8,00	349	976
9,00	342	989
10,00	399	899
11,00	230	1006
12,00	307	1012
13,00	228	1016
14,00	219	1019
15,00	230	1193
16,00	266	1195
17,00	305	1198
18,00	335	1029
19,00	376	1030
20,00	360	928
21,00	269	826
22,00	263	827
23,00	266	931
24,00	252	1035
25,00	265	1035
26,00	247	1209
27,00	207	1036
28,00	308	1037
29,00	247	934
30,00	265	1038
31,00	306	1038
32,00	303	1211
33,00	376	1038
34,00	393	1039
35,00	392	1039
36,00	364	1039

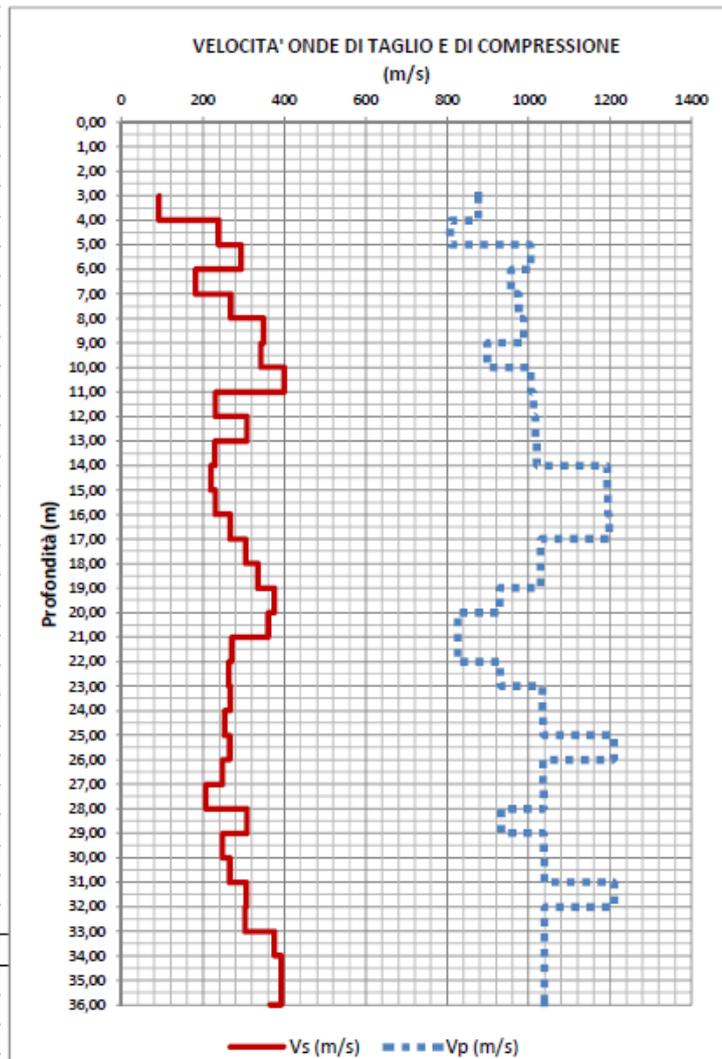


Figura 26: Risultati della prova down-hole – Vs e Vp

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

5.5 SINTESI DELLE CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

La stratigrafia e le caratteristiche geotecniche ottenute dalla campagna geognostica attuale (2016) ben si inserisce nel 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 addensati, con presenza di rilevanti frazioni grossolane nei primi metri e di granulometria più fine negli strati più profondi. Anche se dal punto di vista meccanico non è evidente una transizione tra una porzione superficiale e una porzione più profonda, in linea con il modello stratigrafico, si è deciso di distinguere due strati con caratteristiche meccaniche leggermente diverse:

- uno strato superiore costituito da SABBIE e GHIAIE;
- uno strato inferiore costituito da SABBIE.

Il passaggio stratigrafico è stato fissato mediamente a -10 m da l.m.m.. In Tabella 3 è presentato il quadro sinottico dei parametri ottenuti dalle diverse prove geotecniche disponibili.

Tabella 3. Quadro sinottico delle caratteristiche geotecniche dei terreni presenti

			Sabbie e ghiaie	Sabbie	
Peso di volume	γ	[kN/m ³]	19,0	19,5	
Peso specifico dei grani	γ_s	[kN/m ³]	26,5	26,5	
Densità relativa	Dr	[%]	60-80	50-70	
Parametri di resistenza in tensioni efficaci	da taglio diretto	ϕ'	[°]	39-45	39-45
	da N _{SPT}	ϕ'	[°]	38-46	35-42
	da CPTu	ϕ'	[°]	42-46	38-42
Modulo di taglio a piccole deformazioni	da prove SPT	G₀	[MPa]	50-110	110-180
	da prove CPTu	G₀	[MPa]	70-120	100-125
	da prove Lab. (RC)	G₀	[MPa]	90-300	
Modulo elastico operativo	da prove SPT	E'₂₅	[MPa]	30-50	40-55
	da prove CPTu	E'_{0,1%}	[MPa]	50-100	80-110

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

6. 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.

	PORTO DI GIOIA TAURO Lavori di completamento della Banchina di Ponente lato Nord	Titolo elaborato: Relazione di caratterizzazione geotecnica
	PROGETTO DEFINITIVO	Data : Luglio 2017

- 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.