



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

ENTE APPALTANTE

Commissario Delegato per l'Emergenza Traffico a Messina ex OPCM 3633/07 e successive, con sede presso il Comune di Messina, Piazza Unione Europea, 98100 Messina

A.T.I. IMPRESE



Nuova CO.ED.MAR Srl
Via Banchina F - Val da Rio
30015 Chioggia (VE)



CONSORZIO COOPERATIVE COSTRUZIONI

Consorzio Cooperative Costruzioni
CCC Società Cooperativa
Via Marco Emilio Lepido, 182/2
40132 Bologna

PROGETTAZIONE



30035 Mirano (VE) Tel. +39 041 5785 711
Viale Belvedere 8/10 Fax +39 041 4355 933
www.favero-milan.com fm@favero-milan.com



20143 Milano Tel. +39 02 8942 2685
Viale Cassala, 11 Fax +39 02 8942 5133
mail@idrotec-ingegneria.it

Ing. Vincenzo Iacopino

Viale Regina Elena, 125 - Messina

Studio Tecnico Falzea

Via 1° Settembre, 37 - Messina

Arch. Claudio Lucchesi

Via Roma, 117 - Pace del Mela (ME)

Ing. Manlio Marino

Via Placida, 6 - Messina

Dott. Geol. Sergio Dolfin

Via Marina, 4 - Torre Faro (ME)

PROGETTO

**COMUNE DI MESSINA
LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA
LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO
SCALO PORTUALE - PRIMO STRALCIO FUNZIONALE**

EMISSIONE

PROGETTO DEFINITIVO

TITOLO

**PARTE GENERALE
RELAZIONE GEOTECNICA**

REV.	DATA	FILE	OGGETTO	DIS.	APPR.
a	-	-	-	-	-
b					
c					
d					
e					

ELABORATO N.

G797FMAR007

DATA: 20/05/2010	SCALA: -	FILE: G797FMAR007.doc
J.N. G797/10	DISEGNATO L.M.	APPROVATO T.T.

Indice Generale

1	SINTESE DELLA RELAZIONE.....	1
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	2
2.1	LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	2
2.2	NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE	2
3	INDAGINI GEOTECNICHE	3
4	INQUADRAMENTO SISMICO	4
5	SISTEMA DI CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE.....	6
6	CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO	8
6.1	OPERE FORANEE	8
6.2	BANCHINA DI RIVA	8
6.3	PIAZZALI	8
7	CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI.....	9
7.1	PROPRIETÀ FISICHE.....	9
7.1.1	Peso di volume.....	9
7.1.2	Analisi granulometriche.....	10
7.1.3	Densità relativa	11
7.1.3.1	Prova penetrometrica dinamica SPT	11
7.1.3.2	Prova penetrometrica continua DPSH.....	12
7.1.3.3	Elaborazione risultati delle prove.....	13
7.2	PROPRIETÀ MECCANICHE	15
7.3	PROPRIETÀ DEFORMATIVE	16
8	MODELLO GEOTECNICO	18
8.1	OPERE FORANEE	18
8.2	BANCHINA DI RIVA.....	18
8.3	PIAZZALI	18
9	BIBLIOGRAFIA	19
9.1	DOCUMENTI DEL PROGETTO PRELIMINARE.....	19

1 SINSTESI DELLA RELAZIONE

La presente relazione geotecnica riguarda il progetto definitivo della piattaforma logistica intermodale di Tremestieri (Messina).

La relazione è strutturata in 9 paragrafi. Dopo una breve presentazione delle normative utilizzate per la progettazione geotecnica e la descrizione dell'attività sismica, si riporta il modello geotecnico a cui ci si riferisce per le operazioni di calcolo e di verifica delle opere di progetto utilizzate per la piattaforma logistica.

Il modello geotecnico dei terreni interagenti con le opere di progetto, è conforme all'art. 7 del disciplinare e tiene conto delle conclusioni riportate nella relazione geotecnica del progetto preliminare (elaborato F24).

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

I criteri di progettazione, dimensionamento e verifica sono conformi alle seguenti direttive:

2.1 LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] D.M. LL. PP. 11.3.1988 – “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2] Circ. Min. LL. PP. 24.9.88 – “Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [3] D.M. 14/01/2008 - “Norme Tecniche per le costruzioni”.
- [4] D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme Tecniche per le costruzioni*”.
- [5] D.M. 6 maggio 2008 “*Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle nuove «Norme tecniche per le costruzioni» (Gazzetta ufficiale 02/07/2008 n. 153)*”.
- [6] CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n. 617 “*Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)*”.
- [7] Ordinanza P.C.M. del 20 marzo 2003 n°3274 “*Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per la costruzione in zona sismica*”.
- [8] Ordinanza P.C.M. n°3431 03 maggio 2005 “*Ulteriori modifiche ed integrazioni all’ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante «Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica»*”.
- [9] Associazione Geotecnica Italiana (1977) “*Raccomandazioni sulla programmazione ed esecuzione delle indagini geotecniche*”.
- [10] Raccomandazioni A.I.C.A.P. (1993) – “*Ancoraggi nei terreni e nelle rocce*”.

2.2 NORMATIVA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [1] Eurocodice 1 – UNI EN 1991 - “Azioni sulle strutture”.
- [2] Eurocodice 2 – UNI EN 1992 - “Progettazione delle strutture di calcestruzzo”.
- [3] Eurocodice 7 – UNI ENV 1997 - “Progettazione geotecnica”.
- [4] Eurocodice 8 – UNI ENV 1998-5 - “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”.

3 INDAGINI GEOTECNICHE

La caratterizzazione geotecnica del sito è stata sviluppata con riferimento alla campagna di indagini geognostiche realizzate dalla società SGM S.r.l. (sede in Via Umberto, 196 – Catania) nel mese di ottobre 2008.

La campagna di indagini, finalizzata principalmente all'analisi della natura e delle caratteristiche geotecniche dei terreni locali ed all'inquadramento geomorfologico, geologico, idrogeologico e sismico dell'area, è consistita in:

- n. 20 sondaggi meccanici a carotaggio continuo;
- n. 3 sondaggi meccanici a distruzione di nucleo;
- n. 110 prove penetrometriche dinamiche SPT;
- prove penetrometriche continue DPSH;
- prelievo di n. 67 campioni con campionatore ambientale;
- prelievo di n. 46 campioni geotecnici;
- installazione di n. 2 celle di Casagrande;
- installazione di 145 ml di tubi piezometrici di Casagrande;
- installazione di 69 ml di tubi in PVC per DH;
- installazione di 102 ml di tubi inclinometrici per CH;
- analisi e prove di laboratorio costituite da:
 - caratteristiche generali;
 - analisi granulometrica;
 - prove di taglio diretto;
 - prove di colonna risonante.

I risultati delle indagini in sito e di laboratorio e l'ubicazione in pianta delle verticali esplorate sono riportate nell'elaborato G797_A003R_0_Allegati alla relazione geologica (indagini pregresse).

4 INQUADRAMENTO SISMICO

In base all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003 (recepita dalla Regione Sicilia con Delibera n. 408 del 19 dicembre 2003) e alla successiva Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3519 del 28 aprile 2006, la località di Tremestieri, nel Comune di Messina, è classificata come zona 1, contraddistinta da un parametro di accelerazione massima orizzontale a_g pari a $0,225 - 0.275 \cdot g \text{ m/s}^2$ (valore riferito ad una probabilità di superamento del 10% in 50 anni) come segnalato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>).

Denominazione	Comune	Provincia	Coordinate	Categoria			
				Decreti fino al 1984	Proposta GdL 1998	O.P.C.M. 3274/03	Riclassificazione 2004
TREMESTIERI	MESSINA	MESSINA	38° 8' 8" N 15° 31' 26" E	1	1	1	1

Il parametro di accelerazione massima orizzontale se riferito alla Classe d'Uso dell'opera, alla Vita Nominale dell'opera e alla categoria del sottosuolo di fondazione, assume i seguenti valori massimi in funzione dello stato limite utilizzato per la progettazione delle opere.

- Classe d'Uso dell'opera: III
- Vita Nominale dell'opera: 50 anni
- Categoria del sottosuolo: C

Nel caso specifico del Comune di Messina si ha:

STATO LIMITE	TR [anni]	a_g [g]	F0	T*c [s]
SLO	45	0.080	2.349	0.287
SLD	75	0.105	2.297	0.309
SLV	712	0.305	2.410	0.372
SLC	1462	0.407	2.449	0.403

Per effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica, l'accelerazione al suolo a_g subisce un'amplificazione pari a $S_s \cdot S_T$. Sottosuolo e ubicazione topografica sono così definiti:

Ubicazione dell'opera T1 $S_T = 1,0$
 Coefficiente S_s

Categoria sottosuolo	S_s	C_c
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Per i vari stati limite, si ottiene:

STATO LIMITE	S_s	S_T	a_g [g]	a_{max}/g [g]
SLO	1.50	1.00	0.080	0.120
SLD	1.50	1.00	0.105	0.158
SLV	1.26	1.00	0.305	0.384
SLC	1.11	1.00	0.407	0.452

Figura 1 – Classificazione sismica del sito (DM 14-01-2008).

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'elaborato G797_A007R_0_Relazione_sismica.

5 SISTEMA DI CLASSIFICAZIONE DELLE TERRE

Il sistema di classificazione a grana fine e grossa è il sistema USCS sviluppato da Casagrande e riportato in Italia nelle raccomandazioni AGI.

La Figura 2 riporta la classificazione in funzione della granulometria per i terreni a grana grossa e in funzione delle caratteristiche di plasticità (limiti di Atterberg) per i terreni a grana fine.

Quando la percentuale di trattenuto al setaccio n. 200 ASTM (0.075 mm) è maggiore del 50%, si hanno terre a grana grossa. Nella classificazione, la ghiaia è compresa tra 75 mm e 4.75 mm (setaccio n. 4) e la sabbia tra il setaccio n. 4 (4.75 mm) e il setaccio n. 200 (0.075 mm). Le sigle W e P indicano rispettivamente una granulometria ben graduata e una poco graduata.

Si hanno terre a grana fine quando la percentuale di passante al vaglio n. 200 (0.075 mm) è superiore al 50%.

Nel diagramma di plasticità di Casagrande i limi, indicati con la lettera M, ricadono al di sotto della retta A, le argille, indicate con la lettera C, ricadono al di sopra della retta A.

Quando il limite di liquidità W_L è inferiore al 50% i terreni coesivi vengono indicati con la lettera L (low), con la lettera H (high) quando il limite di liquidità supera il 50%.

La retta U nel diagramma di plasticità costituisce il limite superiore del limite di liquidità e dell'indice di plasticità; vicino a questa retta ricadono le argille attive.

Le figure seguenti riportano la nomenclatura delle terre classificate in funzione della granulometria (secondo il sistema USCS) e in funzione dei limiti di liquidità secondo la carta di Casagrande.

TERRENI A GRANA GROSSA (passante al vaglio n.200<=50%)	GHIAIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) <50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Ghiaie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	GW	Ghiaie ben gradate Ghiaia e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 4$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$
			GP	Ghiaie poco gradate Ghiaia e sabbia, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} \leq 4$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$
		Ghiaie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	GM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico IP<4 Limiti di Atterberg sotto la retta "A"
			GC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico IP>7 Limiti di Atterberg sopra la retta "A"
	SABBIE passante al vaglio n.4 (4.76 mm) >50% della frazione grossolana (>0.075mm)	Sabbie pulite (passante al vaglio n.200<5%)	SW	Sabbie ben gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} > 6$ $1 < D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 3$
			SP	Sabbie poco gradate Sabbie ghiaiose, poco o niente materiale fine	$C = D_{60}/D_{10} \leq 6$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) < 1$ $D_{30}^2/(D_{10} D_{60}) > 3$
		Sabbie con materiale fine (passante al vaglio n.200>12%)	SM	Ghiaie limose, miscele di ghiaia sabbia e limo	indice plastico IP<4 Limiti di Atterberg sotto la retta "A"
			SC	Ghiaie argillose, miscele di ghiaia-sabbia e argilla	indice plastico IP>7 Limiti di Atterberg sopra la retta "A"
TERRENI A GRANA FINE (passante al vaglio n.200>=50%)	ARGILLE e LIMI Limite Liquido LL<50	ML	Limi inorganici, limi argillosi, sabbie molto fini limose	vedi Carta di Plasticità	
		CL	Argille inorganiche di media-bassa plasticità; argille limose sabbiose o ghiaiose		
		OL	Limi organici e argille-limi organici di bassa plasticità		
	ARGILLE e LIMI Limite Liquido LL>=50	MH	Limi inorganici, limi argillosi		
		CH	Argille inorganiche di alta plasticità		
		OH	Argille organiche e argille limose di media-alta plasticità		

Figura 2 – Sistema di classificazione USCS.

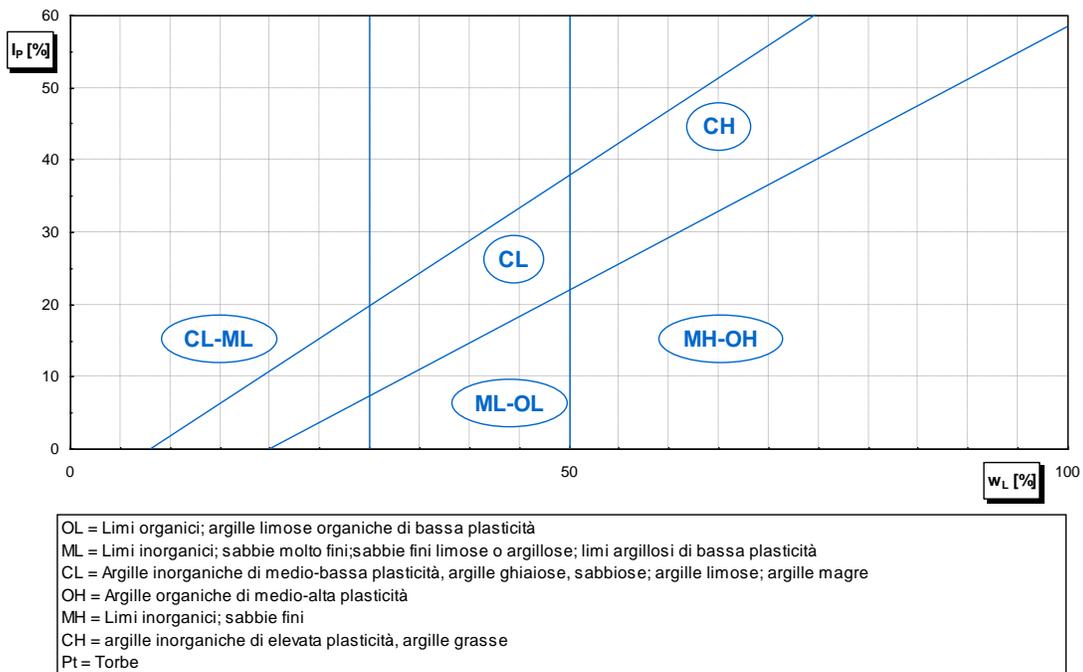


Figura 3 – Carta di plasticità di Casagrande.

Si riporta, inoltre, la classificazione e la descrizione del terreno secondo quanto riportato dalle Raccomandazioni AGI (1977).

Definizione	Diametro dei grani (mm)	Criteri di identificazione	
Blocchi	> 200	Visibili ad occhio nudo	
Ciottole	200 ÷ 60		
Ghiaia	Grossa		60 ÷ 20
	Media		20 ÷ 6
	Fine		6 ÷ 2
Sabbia	Grossa		2 ÷ 0,6
	Media	0,6 ÷ 0,2	
	Fine	0,2 ÷ 0,06	
Limo	0,06 ÷ 0,002	Solo se grossolano è visibile a occhio nudo – poco plastico, dilatante, lievemente granulare al tatto – si disgrega velocemente in acqua si essicca velocemente – possiede coesione ma può essere polverizzato fra le dita	
Argilla	< 0,002	I frammenti asciutti possono essere rotti, ma non polverizzati fra le dita – si disgrega in acqua lentamente – liscia al tatto – plastica – non dilatante – appiccica alle dita – asciuga lentamente – si ritira durante l’essiccazione.	
Terreno organico o vegetale		Contiene una rilevante percentuale di sostanze organiche vegetali	
Torba		Predominano resti lignei non mineralizzati, colore scuro, bassa densità.	

Tabella - arrotondamento dei clasti			
Forma	Definizione	Arrotondamento	Descrizione
	Angolare	0,00 ÷ 0,15	Nessuno smussamento
	Sub-angolare	0,15 ÷ 0,25	Mantiene forma originale con evidenze di smussamento
	Sub-arrotondata	0,25 ÷ 0,40	Smussamento considerevole e riduzione dell'area di superficie del clasto
	Arrotondata	0,40 ÷ 0,60	Rimozione delle superfici originali, con qualche superficie piatta
	Ben arrotondata	0,60 ÷ 1,00	Superficie interamente compresa da curve ben arrotondate

Figura 4 – Classificazione secondo Raccomandazioni AGI (1977).

Per quanto riguarda la nomenclatura, si attribuisce al terreno il nome del costituente principale seguito dai costituenti secondari con i suffissi riportati nella tabella seguente in funzione della loro percentuale.

Congiunzione e suffissi	Percentuale (%) elemento secondario
con	25÷50
oso	10÷25
debolmente ... oso	5÷10

6 CARATTERISTICHE STRATIGRAFICHE DEL SOTTOSUOLO

Per i terreni relativi alle opere foranee si fa riferimento ai sondaggi 1, 2, 3bis e 4, per i terreni relativi alla banchina di riva si fa riferimento ai sondaggi 7, 8, 9 e 10 e, infine, per i terreni relativi al piazzale si fa riferimento ai sondaggi 11, 13, 14 e 15.

6.1 OPERE FORANEE

I terreni in corrispondenza delle opere foranee sono caratterizzati stratigraficamente da un primo strato di sabbie dello spessore massimo di qualche metro, da uno strato di sabbie con orizzonti decimetrici di sabbie con ghiaie e ciottoli e sabbie limose per uno spessore variabile da 10.00 a 15.00 m cui segue uno strato che si estende fino alla profondità di indagine di sabbie con ghiaie e ciottoli.

6.2 BANCHINA DI RIVA

Nei sondaggi 7, 8 e 9 si trova un'alternanza di sabbie debolmente limose con ghiaie e ciottoli di colore bruno grigiastro e strati di ciottoli in matrice sabbioso ghiaiosa fino alla profondità d'indagine. Nei sondaggi 8 e 9 sono anche presenti degli orizzonti di sabbie fini di colore grigio. Il sondaggio 10 è caratterizzato da un'alternanza di ghiaie e ciottoli in matrice sabbiosa debolmente limose di colore bruno grigiastro e sabbie debolmente limose con ghiaie e ciottoli di colore bruno grigiastro.

6.3 PIAZZALI

I terreni dei piazzali sono costituiti da sabbie con ghiaie di colore grigio alternate con strati di sabbie debolmente limose con ghiaie e ciottoli di colore bruno giallastro.

7 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Vengono prese in esame le principali caratteristiche geotecniche desunte dai risultati delle prove condotte in sito e in laboratorio.

7.1 PROPRIETÀ FISICHE

Per ciò che riguarda i materiali granulari, vista la ben nota difficoltà del recupero dei campioni indisturbati, sono stati utilizzati esclusivamente i risultati delle prove SPT e DPSH.

7.1.1 Peso di volume

Il valore del peso dell'unità di volume può essere ricavato in funzione di N_{spt} adottando la seguente relazione:

$$\gamma = 0.01 \cdot N_{spt} + 1.50$$

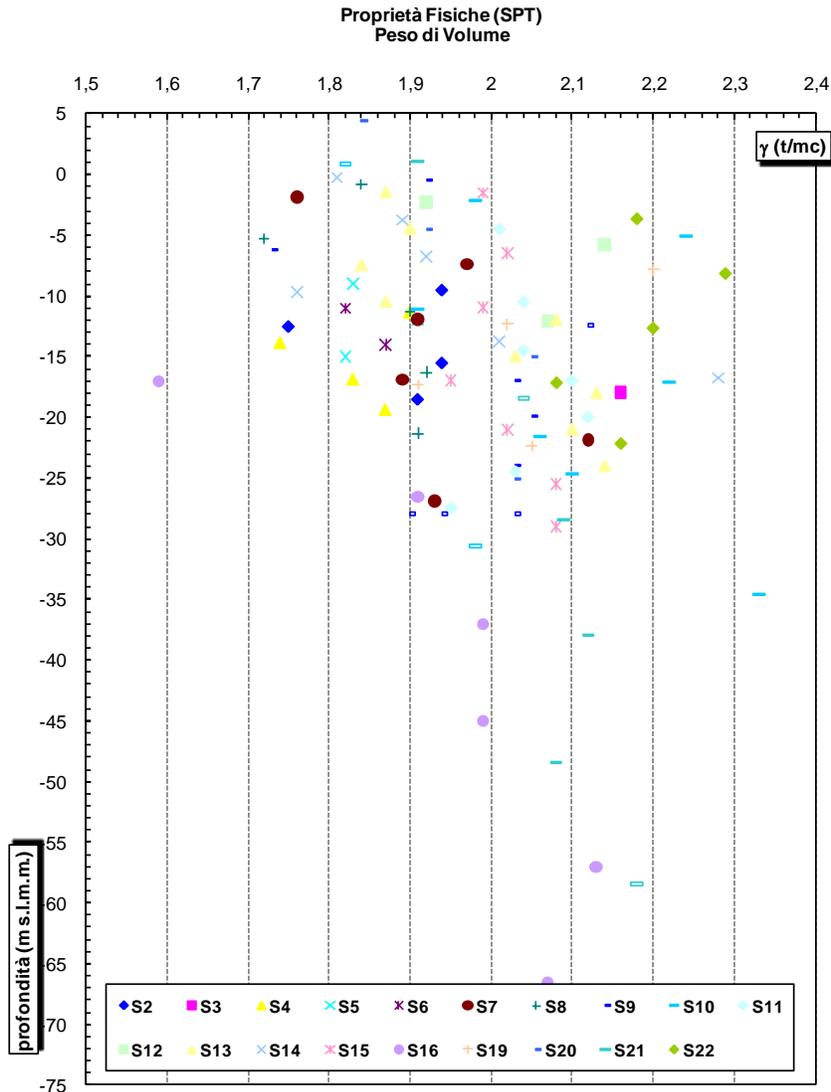


Figura 5 – Peso di volume.

7.1.2 Analisi granulometriche

Dalle analisi granulometriche di laboratorio eseguite sui campioni rimaneggiati prelevati all'interno dei sondaggi esplorativi, secondo il sistema di classificazione USCS sviluppato da Casagrande e riportato in Italia nelle Raccomandazioni AGI, si ricavano i dati riportati nelle tabelle seguenti.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	G + S (%)	L + A (%)
		tetto	letto	Media				
S7	C1	11.0	11.3	11.15	43.22	33.50	76.72	23.28
S8	C1	39.5	39.8	39.65	63.93	25.76	89.69	10.31
S9	C1	4.0	4.3	4.15	16.90	55.88	72.78	27.22
	C2	10.0	10.3	10.15	63.91	25.86	89.77	10.23
	C3	21.2	21.3	21.25	35.78	40.50	76.28	23.72
S10	C4	35.5	35.8	35.65	28.64	39.20	67.84	32.16
	C1	4.0	4.3	4.15	35.56	47.92	83.48	16.52
	C2	10.0	10.3	10.15	54.88	33.02	87.90	12.10
S10	C4	20.5	20.8	20.65	27.69	37.02	64.71	35.29
	C5	26.5	26.8	26.65	18.15	64.41	82.56	17.44
S11	C2	10.5	10.8	10.65	49.23	50.19	99.42	0.58
S12	C1	15.0	15.3	15.15	8.33	84.43	92.76	7.24

Tabella 1 – Risultati analisi granulometriche terreni a grana grossa.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)			Ghiaia (%)	Sabbia (%)	Limo (%)	Argilla (%)	G + S (%)	L + A (%)
		tetto	letto	Media						
S11	C4	27.5	27.8	27.65	31.46	43.60	16.75	8.19	75.06	24.94
	C5	29.5	29.8	29.65	37.62	42.67	13.90	5.81	80.29	19.71

Tabella 2 – Risultati analisi granulometriche terreni a grana fine.

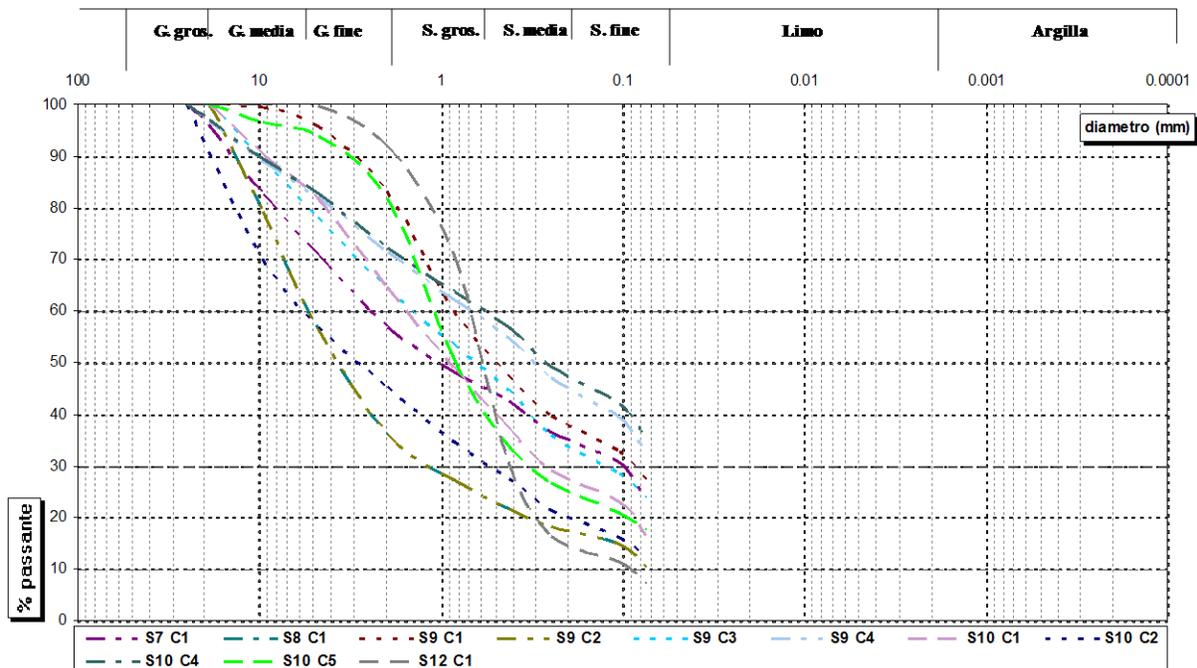


Figura 6 – Fuso granulometrico terreni a grana grossa.

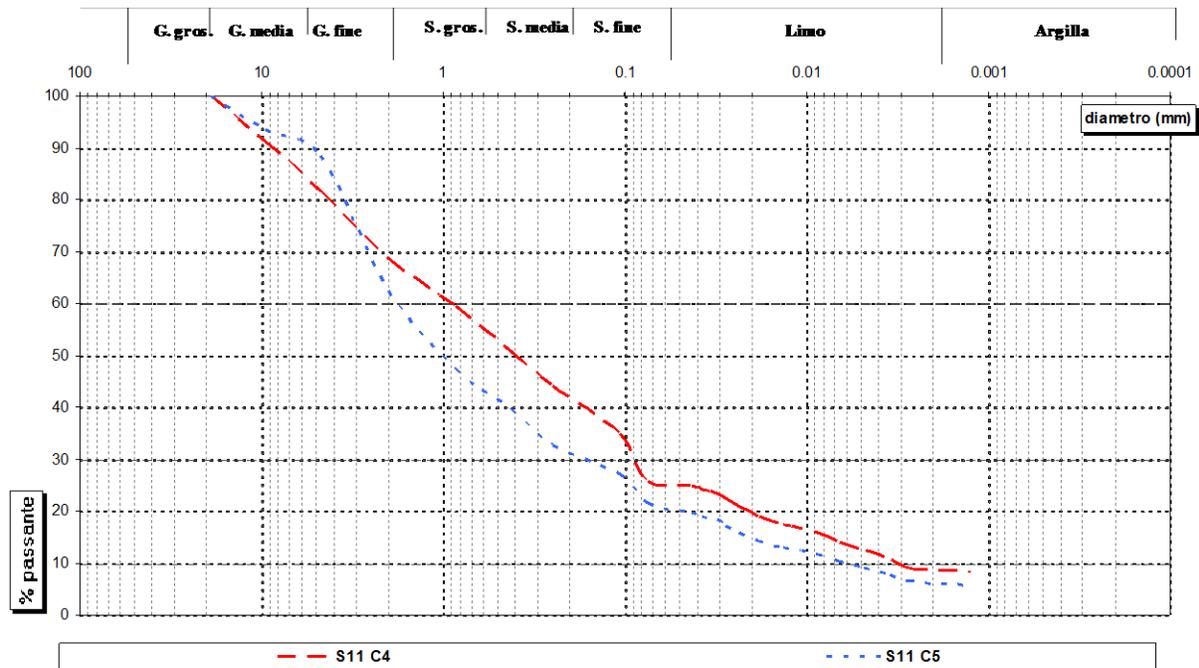


Figura 7 – Fuso granulometrico terreni a grana fine.

7.1.3 Densità relativa

Lo stato di addensamento delle formazioni incoerenti è stato ricavato direttamente dai risultati delle prove penetrometriche SPT e DPSH.

7.1.3.1 Prova penetrometrica dinamica SPT

La prova penetrometrica dinamica SPT consente di determinare la resistenza che un terreno offre alla penetrazione di un campionario infisso a partire dal fondo di un soro di sondaggio. La resistenza è funzione delle caratteristiche e del tipo di terreno. Essa consiste nel far cadere un maglio del peso di 63.5 kg da un'altezza di 76 cm, su una testa di battuta fissata alla sommità di una batteria di aste alla cui estremità inferiore è avvitato il campionario di dimensioni standardizzate. Il numero di colpi necessario per una penetrazione di 30 cm (dopo i 15 cm di infissione dinamica per il posizionamento) è il dato assunto come indice della resistenza alla penetrazione (N_{SPT}). La prova viene sospesa quando il numero di colpi per un tratto di 15 cm supera il valore di 50 (rifiuto).

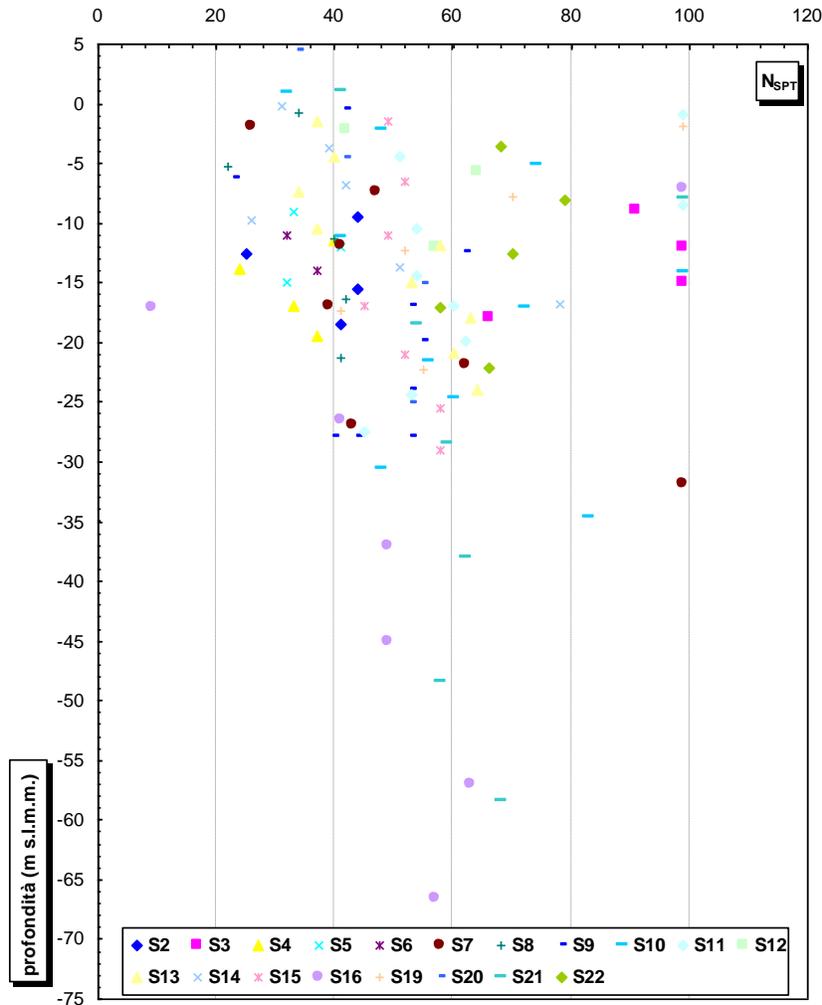


Figura 8 – Andamento del numero di colpi N_{SPT} (colpi/ 30 cm) con la profondità.

7.1.3.2 Prova penetrometrica continua DPSH

La prova penetrometrica continua DPSH (Dynamic Probing Super Heavy) consiste nella misura della resistenza alla penetrazione di una punta conica di dimensioni standard, infissa per battitura nel terreno, per mezzo di un dispositivo a percussione. Il campo di utilizzazione della prova è molto vasto, potendo venire eseguita praticamente in tutti i tipi di terreno coesivo o granulare (dalle argille alle ghiaie). La prova fornisce una valutazione qualitativa del grado di addensamento e di consistenza dei terreni attraversati. L'attrezzatura consiste di due batterie: la prima di aste (interna), la seconda di tubi metallici di rivestimento (esterna), concentriche e di un dispositivo di infissione agente a percussione. All'estremità inferiore della batteria di aste interne è collegata una punta conica avente diametro pari a 51 mm ed angolo di apertura di 60° ed un'area di $20,43 \text{ cm}^2$. Le aste utilizzate sono lunghe 1.50 m ed hanno un peso pari a 7,13 kg per metro lineare. All'estremità inferiore della batteria di tubi di rivestimento è avvitata una scarpa sagomata. Il dispositivo di infissione della punta è costituito da un maglio avente un peso pari a 73 kg il quale cade liberamente da un'altezza di 75 cm. La prova consiste nell'infiggere la punta conica nel terreno, per tratti consecutivi di 30 cm, misurando il numero di colpi. La prova viene interrotta nei casi in cui si superano i 100 colpi per un avanzamento di 30 cm.

Poiché le correlazioni empiriche esistenti in letteratura tra i risultati di una prova penetrometrica dinamica ed i principali parametri geotecnici del terreno fanno riferimento essenzialmente alle prove SPT, occorre applicare una coefficiente correttivo (α) ai risultati delle prove DPSH, per tenere conto delle diverse modalità esecutive.

$$N_{SPT} = \alpha \cdot N_{DPSH}$$

Si è dimostrato che, generalmente nelle correlazioni SPT-DPSH, il rapporto α fra il numero dei colpi misurato con i due strumenti ($N_{SPT}/N_{SPT-DPSH}$) è pari a 2 (Cestari F. [1996] "Prove geotecniche in sito").

TIPO	CORRELAZIONE	REFERENZA
PENETROMETRO MEDIO LEGGERO EMILIA	$0.83 N_{SPT10} < N_{SPT} < 1.43 N_{SPT10}$	Vannelli F. Benassi E. [1983] "Penetrometro Dinamico", Sunda DL030. Sunda srl
PENETROMETRO SUPERPESANTE DPSH MEARDI-AGI	$N_{SPT} = 2 N_{SPT,DPSH} - MEARDI$	Cestari F. [1996] "Prove geotecniche in sito", Geo-Graph, Segrate
PENETROMETRO SUPERPESANTE DPSH ISSMFE	$N_{SPT} = 0.87 N_{SPT,DPSH} - ISSMFE$	Cestari F. [1996] "Prove geotecniche in sito", Geo-Graph, Segrate

Tabella 3 – Correlazioni penetrometri dinamici.

Per l'elaborazione delle prove penetrometriche DPSH si rimanda all'elaborato G797_A003R_0_Allegati alla relazione geologica (indagini pregresse).

7.1.3.3 Elaborazione risultati delle prove

In funzione di N_{SPT} è possibile determinare lo stato reale di addensamento dei terreni incoerenti (D_R). Per tener conto dell'effetto dell'influenza della pressione del terreno sovrastante, i valori di N_{SPT} vengono normalizzati riferendoli ad un valore unitario della pressione verticale efficace, mediante l'espressione:

$$(N_1)_{60} = C_N N_{SPT}$$

dove:

- N_{SPT} : numero di colpi misurati con la prova standard;
- $(N_1)_{60}$: valore di N_{SPT} riferito ad un valore unitario della pressione;
- C_N : coefficiente di correzione dipendente dalla tensione efficace secondo la relazione:

$$C_N = \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_{vo}}}$$

dove:

- p_a : pressione atmosferica;
- σ'_{vo} è la tensione efficace litostatica alla profondità di riferimento.

In base al valore di $(N_1)_{60}$, è possibile determinare lo stato reale di addensamento dei terreni incoerenti, in base alla formula proposta da Skempton (1986):

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

In cui A è un parametro che tiene conto dello stato del terreno. Nel nostro caso è stato assunto il valore 65 valido per sabbie grosse.

Classificazione	D _R (%)	(N ₁) ₆₀	φ (°)
Molto sciolto	0 - 15	0 - 3	<30
Sciolto	15 - 35	3 - 8	30-35
Medio	35 - 65	8 - 25	35-40
Denso	65 - 85	25 - 42	40-45
Molto denso	85 - 100	42 - 58	>45

Tabella 4 – Classificazione di Peck e Bazaraa (1969), attraverso relazione di Skempton (1986).

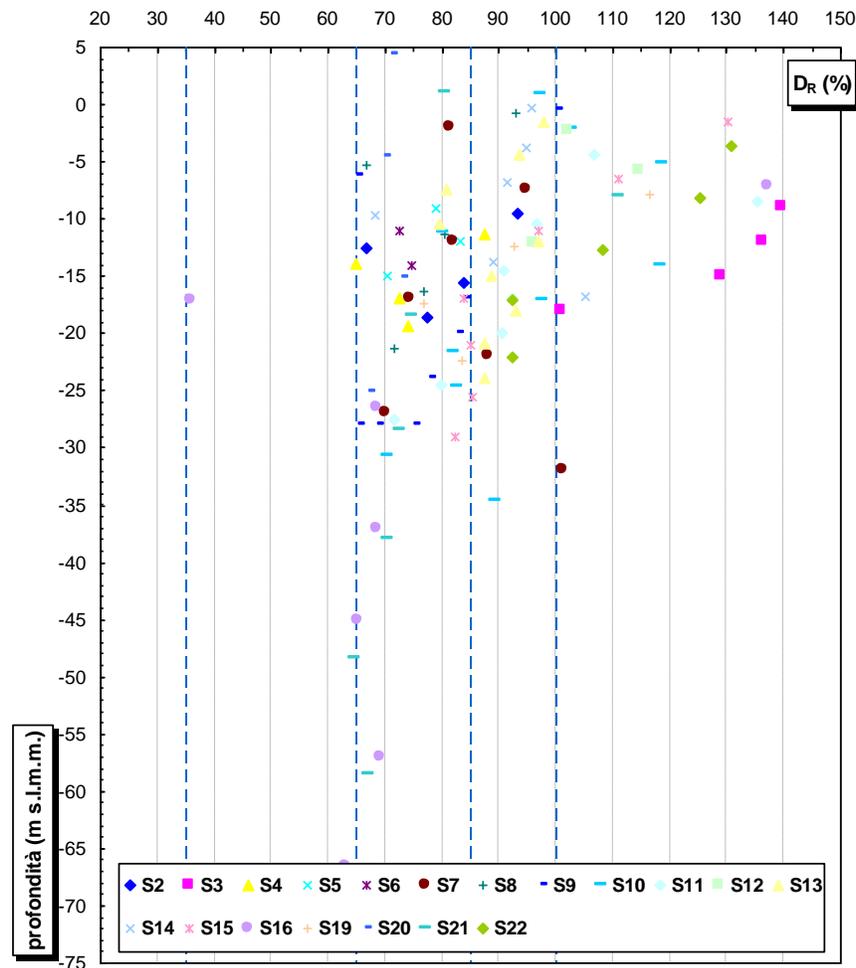


Figura 9 – Andamento della densità relativa con la profondità.

7.2 PROPRIETÀ MECCANICHE

L'angolo d'attrito (φ) è stato determinato mediando i valori ottenuti attraverso le correlazioni empiriche di vari autori quali: Shioi Fukuni, De Mello (1971), Owasaki & Iwasaki, Sowers (1961), Meyehof (1965), Peck-Hanson & Thornburn. La tabella seguente riporta le correlazioni tra φ , N_{SPT} e D_R utilizzate.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Shoi & Fukuni Road Bridge Specification	$\varphi = \sqrt{15 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie fini o limose
Japanese National Railway	$\varphi = 27 + 0,3 \cdot N_{spt}$	Da sabbie medio-grosse fino a sabbie ghiaiose
De Mello	$\varphi = 19 - 0,38 \cdot \sigma'_v + 8,73 \cdot \log(N_{spt})$ $\sigma'_v [kg/cm^2]$	Sabbie in genere
Owasaki & Iwasaki	$\varphi = \sqrt{20 \cdot N_{spt}} + 15$	Sabbie da medie a grossolane fino a debolmente ghiaiose
Sowers (1961)	$\varphi = 28 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Peck-Hanson & Tornburn	$\varphi = 27,2 + 0,28 \cdot N_{spt}$	Per sabbie in genere
Meyehof (1965)	(<5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,004 \cdot N_{spt}^2$ (>5% di limo) $\varphi = 29,47 + 0,46 \cdot N_{spt} - 0,006 \cdot N_{spt}^2$	Per sabbie in genere

Tabella 5 – Correlazioni empiriche dirette N_{SPT} - φ proposte in letteratura.

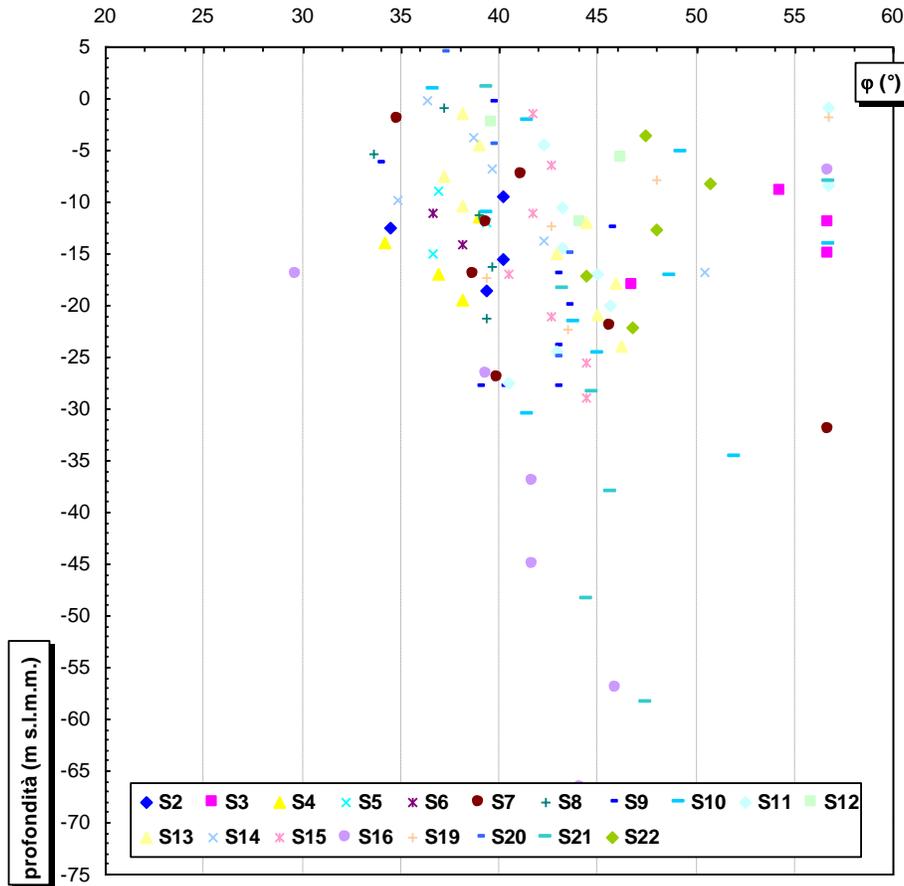


Figura 10 – Andamento dell'angolo di attrito con la profondità.

7.3 PROPRIETÀ DEFORMATIVE

Il modulo di elasticità (E) è stato determinato sulla base dei risultati delle prove SPT mediando i valori ottenuti con la teoria di Jamiolkowski et al. (1988), secondo la quale il modulo può essere assunto pari a quello corrispondente a tensioni dell'ordine del 25% di quello calcolato in condizione di rottura e quelli ottenuti attraverso le correlazioni proposte da Schultze & Menzebach (1961) e Schemertmann.

AUTORE	FORMULA	TIPO DI TERRENO
Schultze & Menzebach (1961)	$E(\text{kg/cm}^2) = 5,27 \cdot N_{\text{SPT}} + 76$	Per Sabbia sotto falda
Jamiolkowski (1988)	$E(\text{kg/cm}^2) = (10,5 - 3,5 \cdot D_R) \cdot N_{\text{SPT}}$	
Schemertmann	$E(\text{kg/cm}^2) = 2 \cdot B \cdot N_{\text{SPT}}$ B = 4 (sabbia fine) B = 6 (sabbia media) B = 10 (sabbia grossolana)	Sabbie in genere

Tabella 6 – Correlazioni empiriche dirette N_{SPT} -E proposte in letteratura.

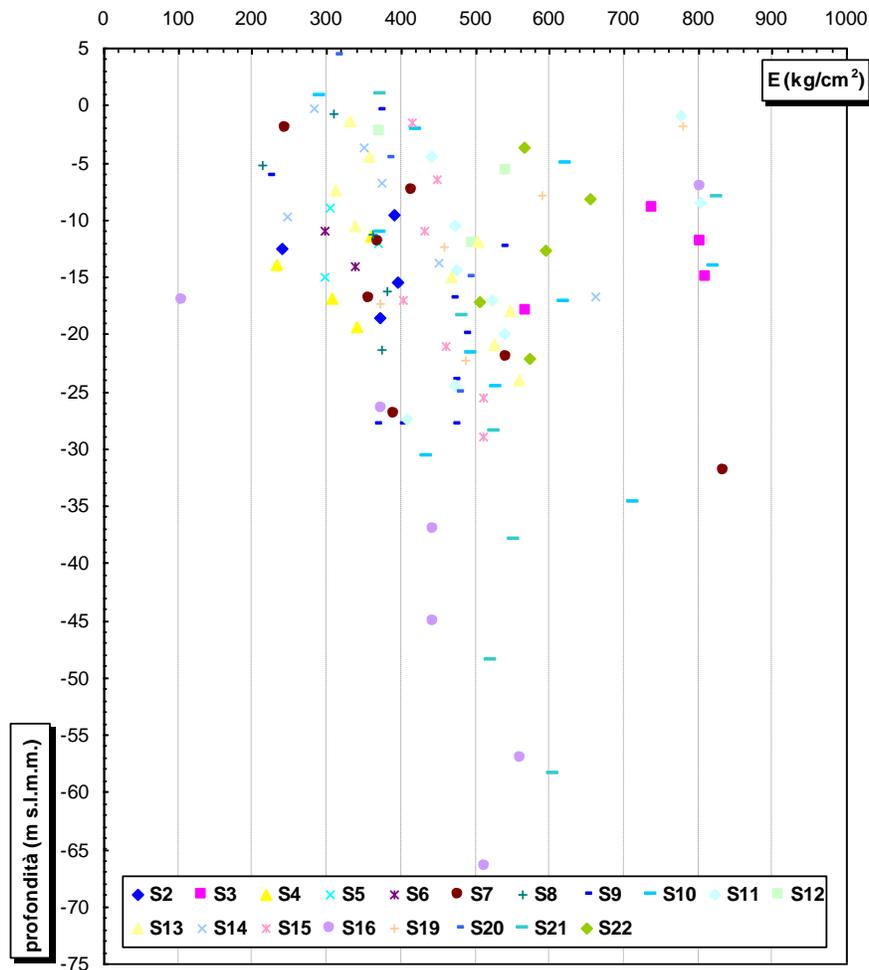


Figura 11 – Andamento del modulo elastico con la profondità.

8 MODELLO GEOTECNICO

In ottemperanza all'art.7 del disciplinare di gara, il modello geotecnico assunto per il dimensionamento delle opere interagenti col terreno, corrisponde a quello del progetto preliminare (elaborato F24 – relazione geotecnica), di seguito elencato per tipologia d'opera.

8.1 OPERE FORANEE

- **Primo strato di terreno dello spessore di 10 m**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 34^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.3$

- **Secondo strato di terreno indefinito**
 - Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
 - Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
 - Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$
 - Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
 - Modulo elastico $E = 35000 \text{ kPa}$
 - Coefficiente di Poisson $\nu = 0.27$

8.2 BANCHINA DI RIVA

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico $E = 30000 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.28$

8.3 PIAZZALI

- Peso dell'unità di volume $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume immerso $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di attrito interno $\varphi = 38^\circ$
- Coesione $c = 0 \text{ kPa}$
- Modulo elastico $E = 41000 \text{ kPa}$
- Coefficiente di Poisson $\nu = 0.28$

9 BIBLIOGRAFIA

9.1 DOCUMENTI DEL PROGETTO PRELIMINARE

- Indagini geognostiche e prove in situ – redatto da SGM srl – Società Geognostica Mediterranea
- Indagini geognostiche – Prove di Laboratorio
- Indagini Geofisiche
- Studio Geologico-Tecnico
- Relazione Geotecnica
- Relazione Sismica
- Relazione calcolo Strutture Marittime

Chioggia, lì 18 giugno 2010

FIRME

Il Concorrente (costituenda A.T.I.)

NUOVA CO.ED.MAR. S.r.l.

(**Boscolo Contadin Dante** – Amministratore Unico)

CCC - Società Cooperativa

(**Bedetti Giorgio** – Procuratore)

I progettisti indicati (costituenda A.T.I.)

Favero e Milan Ingegneria Spa

(**Tassi Tommaso** - Consigliere Delegato
Responsabile dell'integrazione prestazioni specialistiche)

IDROTEC S.r.l

(**Ing. Franco Grimaldi** – Presidente)

Ing. Vincenzo Iacopino

Studio Tecnico Falzea

(Arch. **Giuseppe Falzea** – Legale Rappresentante
Associato)

Arch. Claudio Lucchesi

Ing. Manlio Marino

Dott. Geol. Sergio Dolfin